

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO CONSIDERANDO
INTERACCIÓN TABIQUE - PÓRTICO EN VIVIENDAS
INFORMALES DE TRES Y CUATRO NIVELES EN LA ZONA 16
DEL DISTRITO DE CUSCO, 2024**

PRESENTADO POR:

Br. DANNY EDWARD MASIAS QUISPE

Br. EVA MARINETH CHAUCA GUTIERREZ

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

ASESOR:

Ing. JOSE FELIPE AZPILCUETA CARBONELL

CO-ASESOR:

Mag. Ing. JULIO CESAR SUCASACA RODRIGUEZ

FINANCIADO POR:

YACHAYNINCHIS WIÑARINAMPAQ – UNSAAC

CUSCO – PERÚ

2026



Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco

INFORME DE SIMILITUD

(Aprobado por Resolución Nro.CU-321-2025-UNSAAC)

El que suscribe, el Asesor JOSE FELIPE AZPILCUETA CARBONELL
..... quien aplica el software de detección de similitud al
trabajo de investigación/tesis titulada: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO
CONSIDERANDO INTERACCIÓN TABIQUE- PORTICO EN VIVIENDAS INFOR-
MALES DE TRES y CUATRO NIVELES EN LA ZONA 16 DEL DISTRITO
DE CUSCO, 2024

Presentado por: DANNY EDWARD MASIAS QUISPE DNI N° 77247819;
presentado por: EVA MARINEH CHAUCA GUTIERREZ DNI N°: 74122101
Para optar el título Profesional/Grado Académico de INGENIERO CIVIL

Informo que el trabajo de investigación ha sido sometido a revisión por 02 veces, mediante el
Software de Similitud, conforme al Art. 6° del **Reglamento para Uso del Sistema Detección de**
Similitud en la UNSAAC y de la evaluación de originalidad se tiene un porcentaje de 6 %.

Evaluación y acciones del reporte de coincidencia para trabajos de investigación conducentes a grado académico o título profesional, tesis

Porcentaje	Evaluación y Acciones	Marque con una (X)
Del 1 al 10%	No sobrepasa el porcentaje aceptado de similitud.	<input checked="" type="checkbox"/>
Del 11 al 30 %	Devolver al usuario para las subsanaciones.	<input type="checkbox"/>
Mayor a 31%	El responsable de la revisión del documento emite un informe al inmediato jerárquico, conforme al reglamento, quien a su vez eleva el informe al Vicerrectorado de Investigación para que tome las acciones correspondientes; Sin perjuicio de las sanciones administrativas que correspondan de acuerdo a Ley.	<input type="checkbox"/>

Por tanto, en mi condición de Asesor, firmo el presente informe en señal de conformidad y **adjunto**
las primeras páginas del reporte del Sistema de Detección de Similitud.

Cusco, 15 de enero de 2026

Firma

Post firma José Felipe Azpilcueta Carbonell

Nro. de DNI 23881345

ORCID del Asesor 0000-0003-3954-4737

JULIO CESAR
SUCASACA RODRIGUEZ

DNI: 70747162

ORCID: 0000-0002-
6883-9094

Se adjunta:

- Reporte generado por el Sistema Antiplagio.
- Enlace del Reporte Generado por el Sistema de Detección de Similitud: oid: 27259:546345569

DANNY MASIAS - EVA CHAUCA

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO CONSIDERANDO INTERACCIÓN TABIQUE – PÓRTICO EN VIVIENDAS INFORM...

 Universidad Nacional San Antonio Abad del Cusco

Detalles del documento

Identificador de la entrega

trn:oid:::27259:546345569

Fecha de entrega

15 ene 2026, 12:54 a.m. GMT-5

Fecha de descarga

15 ene 2026, 1:08 a.m. GMT-5

Nombre del archivo

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO CONSIDERANDO INTERACCIÓN TABIQUE – PÓRTICO ENpdf

Tamaño del archivo

79.6 MB

295 páginas

41.093 palabras

197.787 caracteres

6% Similitud general

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para ca...




Filtrado desde el informe

- Bibliografía
- Texto citado
- Texto mencionado
- Coincidencias menores (menos de 13 palabras)

Exclusiones


- N.º de coincidencias excluidas

Fuentes principales

- 5%  Fuentes de Internet
- 0%  Publicaciones
- 3%  Trabajos entregados (trabajos del estudiante)

Marcas de integridad

N.º de alerta de integridad para revisión

-  **Caracteres reemplazados**
271 caracteres sospechosos en N.º de páginas
Las letras son intercambiadas por caracteres similares de otro alfabeto.

Los algoritmos de nuestro sistema analizan un documento en profundidad para buscar inconsistencias que permitirían distinguirlo de una entrega normal. Si advertimos algo extraño, lo marcamos como una alerta para que pueda revisarlo.

Una marca de alerta no es necesariamente un indicador de problemas. Sin embargo, recomendamos que preste atención y la revise.

DEDICATORIA

DANNY EDWARD

“Dedico esta tesis:

A Dios, por guíarme y fortalecerme en cada paso,

A mis padres, por su amor infinito y apoyo incondicional,

Al Ing. Julio César, amigo y docente, por su orientación y valiosas enseñanzas,

Y a la memoria de una persona muy especial que formó parte de mi vida y de mi formación universitaria : gracias por aportar, por ser parte de éste camino y por dejar enseñanzas que hoy forman parte de quien soy... ”

EVA MARINETH

“Dedico esta tesis a Dios, cuya guía ha iluminado mi camino ; a mis queridas madres, Cirila y Yolanda ; a mi papá Toribio ; a mis hermanos Abacud y Thiago : y a toda mi familia Gutierrez, cuyo amor y apoyo incondicional me han impulsado a lograr este objetivo. A mis seres más queridos, por ser mi fuente de inspiración y confianza en cada etapa”

Índice

Resumen	XXII
Abstract	XXIII
I. INTRODUCCIÓN	1
II. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	3
2.1. Situación problemática	3
2.2. Formulación del problema	5
2.2.1. Problema general	5
2.2.2. Problemas específicos	5
2.3. Justificación de la investigación	6
2.3.1. Justificación metodológica	6
2.3.2. Justificación teórica	6
2.3.3. Justificación práctica	7
2.3.4. Relevancia Social	7
2.3.5. Delimitación de estudio	8
2.4. Objetivos de la investigación	8
2.4.1. Objetivo general	8
2.4.2. Objetivos específicos	9
III. MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL	10
3.1. Bases teóricas	10

3.1.1. Agrupamiento y Reducción de Dimensiones	10
3.1.2. Procedimiento del FEMA P-695	18
3.1.3. Arquetipos	20
3.1.4. Parámetros de diseño sísmicos	22
3.1.5. Análisis Lineal	28
3.1.6. Análisis Estático Lineal	28
3.1.7. Análisis Dinámico	31
3.1.8. Análisis No Lineal	32
3.1.9. Interacción Tabique-Pórtico	45
3.1.10. Tipos de Falla y Resistencias Asociadas en los Tabiques	47
3.1.11. Técnicas De Modelado De Los Muros De Relleno De Mampostería	49
3.1.12. Modelo De Puntal Equivalente	52
3.1.13. Calibración De Modelo	56
3.1.14. Análisis No Lineal Estático	56
3.1.15. Pushover	57
3.1.16. Análisis No Lineal Dinámico	68
3.1.17. Espectro De Respuesta Elástico	74
3.1.18. Espectro De Peligro Sísmico	77
3.1.19. Análisis Dinámico Incremental (IDA)	80
3.1.20. Curvas De Fragilidad De Colapso	95
3.1.21. Probabilidad De Colapso (Probabilidad Media Anual De Colapso Y Probabilidad En “T” Años)	96
3.2. Marco conceptual (palabras clave)	97

3.3. Antecedentes empíricos de la investigación (estado del arte)	98
3.3.1. Antecedentes Internacionales	98
3.3.2. Antecedentes Nacionales	100
3.3.3. Antecedentes Locales	102
IV.HIPÓTESIS Y VARIABLES	104
4.1. Hipótesis	104
4.1.1. Hipótesis general	104
4.1.2. Hipótesis específicas	104
4.2. Identificación de variables e indicadores	104
4.2.1. Variable 1	104
4.2.2. Variable 2	105
4.3. Operacionalización de variables	105
V. METODOLOGÍA	107
5.1. Ámbito de estudio: localización política y geográfica	107
5.2. Tipo y nivel de investigación	107
5.3. Unidad de análisis	108
5.4. Población de estudio	108
5.5. Tamaño de muestra	108
5.6. Técnicas de selección de muestra	110
5.7. Técnicas de recolección de información	110
5.8. Técnicas de análisis e interpretación de la información	111
5.9. Técnicas para demostrar la verdad o falsedad de las hipótesis planteadas	112

VI. RECOLECCIÓN DE DATOS 114

6.1. Población de estudio	115
6.1.1. Mapa catastral de las viviendas de 3 y 4 niveles	115
6.1.2. Identificación de viviendas informales de 3 y 4 niveles.	115
6.1.3. Selección de muestra	115
6.2. Registro de datos	116
6.2.1. Estudio Estadístico	118
6.2.2. Prueba de normalidad	119
6.2.3. Prueba de Hipótesis	121
6.2.4. Detección y Eliminación de Valores Atípicos	123
6.2.5. Muestra final posterior a eliminación de outliers	127
6.2.6. Análisis de Clústeres (K-Means)	129
6.2.7. Definición de Materiales	136
6.2.8. Características y desarrollo de arquetipos (Fema P695)	141

VII. DEFINICIÓN DE MATERIALES, ELEMENTOS E IMPLEMENTACIÓN

DEL MODELO NUMÉRICO 144

7.1. Propiedades de los Materiales	144
7.2. Modelo Numérico 2D	147

VIII. ANÁLISIS SISMORESISTENTE (E-030) 152

8.1. Objetivo del Análisis	152
8.2. Modelo estructural de los arquetipos	153
8.3. Metrado de cargas	155

8.4. Parámetros Sísmicos	155
8.5. Espectro de Pseudo Aceleraciones	156
8.6. Períodos Fundamentales y masa participativa	158
8.7. Peso estimado de la estructura	159
8.8. Fuerza cortante estática	160
8.9. Fuerza cortante dinámica	160
8.10. Distorsiones de entrepiso-deriva	161
8.11. Verificación de la fuerza cortante mínima	168
8.12. Irregularidades	169
8.12.1. Irregularidades en Planta	169
8.12.2. Irregularidades en Altura	172
8.13. Discusión	178
8.13.1. Comparación del coeficiente de reducción sísmica $R=3$ y $R=8$	179
IX. ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO (PUSHOVER)	183
9.1. Objetivo del Análisis	183
9.2. Curva de Capacidad	183
9.3. Parámetros de desempeño sísmico	190
X. ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL (IDA) Y PROBABILIDAD DE	
COLAPSO	196
10.1. Selección, Escalado y Preparación de Registros	196
10.2. Análisis Dinámico No Lineal Tiempo-Historia	200
10.3. Curvas IDA	202

10.4. Curvas de Fragilidad de Colapso	205
XI.CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	211
11.1. Conclusiones Generales	211
11.2. Conclusiones Específicas	211
11.3. Recomendaciones	213
Anexo A. Fichas de observación (captura de datos)	225
Anexo B. Planos en general	229
Anexo C. Código fuente del modelo en OpenSees (Arquetipo 1)	242

Índice de figuras

1.	Agrupamiento de observaciones mediante K-means a partir de datos no etiquetados	10
2.	Clustering o agrupación	11
3.	Suma de cuadrados intra-clúster (Withinss) en K-means	12
4.	Número óptimo de clústeres mediante el coeficiente de silueta	14
5.	<i>Clústeres reales en un espacio 3-D.</i>	17
6.	<i>Clústeres K-means en un espacio 3-D.</i>	17
7.	<i>Clústeres K-means en el espacio de componentes principales 2-D.</i>	18
8.	<i>Desarrollo y evaluación de sistemas estructurales bajo la metodología FEMA P-695</i>	20
9.	<i>Procedimiento de diseño de arquetipo</i>	21
10.	<i>Parámetros de desempeño sísmico</i>	23
11.	<i>Definición de los factores sísmicos de desempeño en coordenadas espectrales</i>	26
12.	<i>Análisis Estático Lineal.</i>	29
13.	<i>Modelo Constitutivo del concreto</i>	32
14.	<i>Modelo constitutivo del Acero</i>	36
15.	<i>Modelo constitutivo de la Mampostería</i>	38
16.	<i>Material Concrete01</i>	39
17.	<i>Material Steel01</i>	41
18.	<i>Modelos idealizados de elemento viga – columna</i>	43
19.	<i>Curva Fuerza–Deformación con y sin efecto $P-\Delta$.</i>	45

20.	<i>Unidad de estudio.</i>	47
21.	<i>Comparación entre macro y micro modelado</i>	50
22.	<i>Representación gráfica del micro modelado</i>	51
23.	<i>Tipos de los macro modelos para la interacción tabique-pórtico</i>	52
24.	<i>Modelo de puntal diagonal equivalente</i>	53
25.	<i>Modelo del puntal equivalente para la interacción Tabique – Pórtico</i>	54
26.	<i>Flujo de Análisis Pushover.</i>	58
27.	<i>Patrón de cargas para el análisis Pushover</i>	60
28.	<i>Curva de capacidad cortante basal vs desplazamiento</i>	61
29.	<i>Espectro de capacidad</i>	62
30.	<i>Grafica de la curva de capacidad y el espectro de capacidad</i>	64
31.	<i>Espectro de respuesta</i>	66
32.	<i>Espectro de demanda</i>	67
33.	<i>Transformación de espectro de respuesta a espectro de demanda</i>	68
34.	<i>Interpolación lineal de la excitación sísmica en el intervalo Δt_i.</i>	75
35.	<i>Componentes fundamentales del análisis de peligro sísmico probabilista (PSHA).</i>	79
36.	<i>Curvas IDA para distintos registros sísmicos</i>	84
37.	<i>Curvas IDA con menor demanda para mayores intensidades</i>	85
38.	<i>Respuesta Tiempo – Historia asociadas a curvas IDA</i>	86
39.	<i>Resurrección estructural en curvas IDA</i>	87
40.	<i>Ejemplo de estado límite definido por medida de daño</i>	88
41.	<i>Ejemplo de estado límite definido por medida de intensidad</i>	90
42.	<i>Conjunto de curvas IDA para múltiples registros</i>	91

43.	<i>Curvas IDA percentiles 16 %, 50 % y 84 %</i>	92
44.	<i>Comparación entre curva Pushover (SPO) e IDA mediana</i>	95
45.	<i>Distribución de viviendas por número de niveles.</i>	116
46.	<i>Análisis gráfico de normalidad del parámetro: LUZ X.</i>	119
47.	<i>Análisis gráfico de normalidad del parámetro: LUZ Y.</i>	120
48.	<i>Histograma y boxplot del parámetro: LUZ X, antes de eliminar valores atípicos.</i>	123
49.	<i>Histograma y boxplot del parámetro: LUZ Y, antes de eliminar valores atípicos.</i>	124
50.	<i>Histograma y boxplot del parámetro: LUZ X, después de eliminar valores atípicos.</i>	126
51.	<i>Histograma y boxplot del parámetro: LUZ Y, después de eliminar valores atípicos.</i>	126
52.	<i>Histograma del parámetro: EJES LONGITUDINALES, antes y después del proceso de estandarización.</i>	129
53.	<i>Determinación del Número de Clústeres – Método del Codo.</i>	131
54.	<i>Visualización de Clúster con PCA.</i>	133
55.	<i>Prueba del Índice de Silhouette Score.</i>	135
56.	<i>Gráfica de correlación del índice de rebote con la resistencia a compresión en probeta cilíndrica.</i>	137
57.	<i>Modelos constitutivos uniaxiales empleados para concreto, acero y mampostería.</i>	147
58.	<i>Secciones tipo fibra para columnas y vigas de concreto armado (Arquetipo 1).</i>	149
59.	<i>Distribución de cargas gravitacionales (Arquetipo 1).</i>	151
60.	<i>Modelo numérico de arquetipos en OpenSees.</i>	152
61.	<i>Modelo 3D del arquetipo 1.</i>	153

62.	<i>Modelo 3D del arquetipo 2.</i>	154
63.	<i>Modelo 3D del arquetipo 3.</i>	154
64.	<i>Espectro de pseudoaceleraciones empleado en el análisis.</i>	157
65.	<i>Distorsiones inelásticas por entrepiso en las direcciones X e Y (Arquetipo 1).</i>	163
66.	<i>Distorsiones inelásticas por entrepiso en las direcciones X e Y (Arquetipo 2).</i>	165
67.	<i>Distorsiones inelásticas por entrepiso en las direcciones X e Y (Arquetipo 3).</i>	167
68.	<i>Curvas de capacidad de Arquetipo 1.</i>	186
69.	<i>Curvas de capacidad de Arquetipo 2.</i>	187
70.	<i>Curvas de capacidad de Arquetipo 3.</i>	188
71.	<i>Curva de capacidad del arquetipo 1.</i>	191
72.	<i>Curva de capacidad del arquetipo 2.</i>	193
73.	<i>Curva de capacidad del arquetipo 3.</i>	194
74.	<i>Conjunto de espectros de respuesta de los sismos normalizados.</i>	199
75.	<i>Escalado espectral de los sismos normalizados.</i>	200
76.	<i>Evolución temporal de la deriva inelástica para distintos factores de escala.</i>	202
77.	<i>Curvas IDA para el Arquetipo 1.</i>	203
78.	<i>Curvas IDA para el Arquetipo 2.</i>	204
79.	<i>Curvas IDA para el Arquetipo 3.</i>	205
80.	<i>Derivación y curva de fragilidad – Arquetipo 1.</i>	207
81.	<i>Derivación y curva de fragilidad – Arquetipo 2.</i>	207
82.	<i>Derivación y curva de fragilidad – Arquetipo 3.</i>	208
83.	<i>Curva de fragilidad de colapso, curva de peligro sísmico y desagregación de λ_c.</i>	210
A1.	<i>Ficha de captura de datos (1).</i>	226

A2.	<i>Ficha de captura de datos (2).</i>	227
A3.	<i>Ficha de captura de datos (3).</i>	228

Índice de cuadros

1. Operacionalización de Variables	106
2. Base de datos de características constructivas de edificaciones en el distrito del cusco.	117
3. Resultados de análisis estadístico descriptivo de viviendas de 3 niveles. . . .	118
4. Resultados de análisis estadístico descriptivo de viviendas de 4 niveles. . . .	118
5. Resultados de la Prueba de Normalidad Shapiro-Wilk.	121
6. Resultados de las Pruebas Estadísticas t de Student y Mann-Whitney.	122
7. Tabla de identificación de valores atípicos en parámetros clave.	125
8. Datos de parámetros clave sin valores atípicos para análisis.	128
9. Estandarización de parámetros clave.	130
10. Tabla de grupos de Clúster.	132
11. Resultado de parámetros clave de cada arquetipo.	134
12. Parámetros estándar de diseño de cada arquetipo.	134
13. Tabla de Resultados de Ensayos No Destructivos de Esclerometría en Concreto. .	138
14. Propiedades mecánicas del acero de refuerzo.	140
15. Definición de espacio de diseño de Arquetipo.	143
16. Propiedades del Concreto	145
17. Propiedades del Acero	145
18. Propiedades de la Mampostería.	146
19. Dimensiones geométricas de arquetipos.	150
20. Carga muerta y viva consideradas en entrepisos y azotea.	155

21.	<i>Parámetros para definir el espectro de diseño, según Norma E.030</i>	156
22.	<i>Valores de pseudoaceleraciones para el espectro horizontal en las direcciones</i>	
	<i>X e Y.</i>	158
23.	<i>Porcentaje de participación modal de masa y períodos de los arquetipos.</i>	158
24.	<i>Pesos sísmicos de los modelos para el análisis sísmico estático.</i>	159
25.	<i>Cortante estática en las direcciones X e Y para los diferentes arquetipos.</i>	160
26.	<i>Cortante dinámica en las direcciones X e Y para los diferentes arquetipos.</i>	161
27.	<i>Coefficiente de reducción de la fuerza sísmica corregido para las direcciones X</i>	
	<i>e Y aplicado a los arquetipos.</i>	161
28.	<i>Distorsión inelástica para el Arquetipo 1 en la dirección X.</i>	162
29.	<i>Distorsión inelástica para el Arquetipo 1 en la dirección Y.</i>	162
30.	<i>Distorsión inelástica para el Arquetipo 2 en la dirección X.</i>	164
31.	<i>Distorsión inelástica para el Arquetipo 2 en la dirección Y.</i>	164
32.	<i>Distorsión inelástica para el Arquetipo 3 en la dirección X.</i>	166
33.	<i>Distorsión inelástica para el Arquetipo 3 en la dirección Y.</i>	166
34.	<i>Verificación de fuerza cortante mínima en el análisis dinámico.</i>	168
35.	<i>Verificación de irregularidad por torsión y torsional extrema en el eje X para</i>	
	<i>el arquetipo 1.</i>	169
36.	<i>Verificación de irregularidad por torsión y torsional extrema en el eje Y para</i>	
	<i>el arquetipo 1.</i>	169
37.	<i>Verificación de irregularidad por torsión y torsional extrema en el eje X para</i>	
	<i>el arquetipo 2.</i>	169

38.	Verificación de irregularidad por torsión y torsional extrema en el eje Y para el arquetipo 2.	170
39.	Verificación de irregularidad por torsión y torsional extrema en el eje X para el arquetipo 3.	170
40.	Verificación de irregularidad por torsión y torsional extrema en el eje Y para el arquetipo 3.	170
41.	Tabla. Verificación de la irregularidad de esquinas entrantes en la dirección X e Y.	171
42.	Tabla. Verificación de la irregularidad de diafragma en la dirección X e Y.	171
43.	Tabla. Verificación de la irregularidad de sistemas no paralelos en la dirección X e Y.	172
44.	Verificación de irregularidad por piso blando del Arquetipo 1 en la dirección del eje X.	172
45.	Verificación de irregularidad por piso blando del Arquetipo 1 en la dirección del eje Y.	173
46.	Verificación de irregularidad por piso blando del Arquetipo 2 en la dirección del eje X.	173
47.	Verificación de irregularidad por piso blando del Arquetipo 2 en la dirección del eje Y.	173
48.	Verificación de irregularidad por piso blando del Arquetipo 3 en la dirección del eje X.	174
49.	Verificación de irregularidad por piso blando del Arquetipo 3 en la dirección del eje Y.	174

50.	<i>Verificación de la irregularidad por piso débil en las direcciones X e Y para los tres arquetipos analizados.</i>	174
51.	<i>Verificación de la condición de irregularidad de masa para el Arquetipo 1.</i>	175
52.	<i>Verificación de la condición de irregularidad de masa para el Arquetipo 2.</i>	175
53.	<i>Verificación de la condición de irregularidad de masa para el Arquetipo 3.</i>	176
54.	<i>Factores de irregularidad en altura y en planta.</i>	177
55.	<i>Factor de reducción de la fuerza sísmica.</i>	178
56.	<i>Comparación de los factores de reducción sísmica para el arquetipo 1.</i>	180
57.	<i>Comparación de los factores de reducción sísmica para el arquetipo 2.</i>	180
58.	<i>Comparación de los factores de reducción sísmica para el arquetipo 3.</i>	181
59.	<i>Distribución de las cargas laterales según el modo fundamental de vibración.</i>	184
60.	<i>Coordenadas de la curva de capacidad que corresponden a la capacidad máxima de los arquetipos analizados.</i>	189
61.	<i>Datos extraídos de la curva de capacidad y cálculos para hallar los parámetros de diseño sísmico del arquetipo 1.</i>	191
62.	<i>Resumen de parámetros de diseño sísmico del arquetipo 1.</i>	192
63.	<i>Datos extraídos de la curva de capacidad y cálculos para hallar los parámetros de diseño sísmico del arquetipo 2.</i>	192
64.	<i>Resumen de parámetros de diseño sísmico del arquetipo 2.</i>	193
65.	<i>Datos extraídos de la curva de capacidad y cálculos para hallar los parámetros de diseño sísmico del arquetipo 3.</i>	194
66.	<i>Resumen de parámetros de diseño sísmico del arquetipo 3.</i>	195

67.	<i>Información general sobre los movimientos sísmicos seleccionados para el</i>	
	<i>análisis.</i>	197
68.	<i>Parámetros de Intensidad de los Registros sísmicos.</i>	198
69.	<i>Parámetros estadísticos de las curvas de fragilidad por colapso.</i>	208

Índice de planos

P-01.	Plano de ubicación de la Zona 16 – Cusco	230
P-02.	Distribución de población de viviendas de 3 y 4 niveles en la Zona 16 – Cusco	231
P-03.	Distribución de muestra de viviendas de 3 y 4 niveles en la Zona 16 – Cusco	232
P-04.	Plano de arquetipo índice 1 (lámina 1)	233
P-05.	Plano de arquetipo índice 1 (lámina 2)	234
P-06.	Plano de arquetipo índice 1 (lámina 3)	235
P-07.	Plano de arquetipo índice 2 (lámina 1)	236
P-08.	Plano de arquetipo índice 2 (lámina 2)	237
P-09.	Plano de arquetipo índice 2 (lámina 3)	238
P-10.	Plano de arquetipo índice 3 (lámina 1)	239
P-11.	Plano de arquetipo índice 3 (lámina 2)	240
P-12.	Plano de arquetipo índice 3 (lámina 3)	241

RESUMEN

Esta investigación evaluó el desempeño sísmico de viviendas informales de tres y cuatro niveles en la Zona 16 del Cusco, conformadas por pórticos de concreto armado con tabiques de mampostería. Se cuantificó el efecto de la interacción tabique-pórtico en la respuesta global y se estimó la probabilidad de colapso y parámetros asociados al diseño sísmico en arquetipos índice. Los arquetipos se definieron a partir de una base catastral depurada mediante técnicas no supervisadas (PCA y K-Means), obteniéndose tres tipologías representativas. El comportamiento estructural se evaluó con análisis modal espectral y modelación no lineal bidimensional en OpenSees; las propiedades de materiales se obtuvieron con ensayos no destructivos y los tabiques se representaron con puntales equivalentes a compresión. La demanda sísmica se estimó mediante Pushover e IDA. Los resultados mostraron que omitir la interacción tabique-pórtico subestima la demanda y conduce a evaluaciones no conservadoras. En el Pushover, las capacidades máximas fueron $V_{bu} = 140,710, 120,739$ y $85,225$ tonf, con desplazamientos de techo de $3,919, 3,613$ y $4,007$ cm (arquetipos 1-3). En el análisis modal, el cortante basal dinámico disminuyó al adoptar mayores factores de reducción (en X del arquetipo 1: $65,929 \rightarrow 24,724$ tonf). En el IDA, las PGA medianas de colapso fueron $\chi_{PGA} = 0,57$ g, $0,60$ g y $0,44$ g, con $\sigma_{lnPGA} = 0,14, 0,20$ y $0,25$, evidenciando mayor fragilidad del arquetipo 3. Se recomendó modelar explícitamente la interacción tabique-pórtico por su influencia en rigidez, esfuerzos y concentración de demanda.

Palabras clave: Desempeño sísmico, Interacción Tabique-Pórtico, Parámetros de diseño, Probabilidad de colapso.

ABSTRACT

This research evaluated the seismic performance of informal three- and four-story dwellings in Zone 16 of Cusco, composed of reinforced concrete frames with masonry infill walls. The effect of the infill-frame interaction on the global response was quantified, and the probability of collapse and parameters associated with seismic design were estimated for index archetypes. The archetypes were defined from a cleaned cadastral database using unsupervised machine learning techniques (PCA and K-Means), obtaining three representative typologies. Structural behavior was evaluated through modal response spectrum analysis and two-dimensional nonlinear modeling implemented in OpenSees; material properties were obtained through non-destructive tests and the infill walls were represented with equivalent compression-only struts. Seismic demand was estimated using Pushover and IDA. The results showed that omitting the infill-frame interaction underestimates demand and leads to non-conservative evaluations. In the Pushover, the maximum capacities were $V_{bu} = 140,710$, $120,739$ and $85,225$ tonf, with roof displacements of $3,919$, $3,613$ and $4,007$ cm (archetypes 1–3). In the modal analysis, the dynamic base shear decreased when adopting higher reduction factors (in X for archetype 1: $65,929 \rightarrow 24,724$ tonf). In the IDA, the median collapse PGAs were $\chi_{PGA} = 0,57$ g, $0,60$ g and $0,44$ g, with $\sigma_{lnPGA} = 0,14$, $0,20$ and $0,25$, evidencing greater fragility of archetype 3. Explicit modeling of the infill-frame interaction was recommended due to its influence on stiffness, forces, and demand concentration.

Keywords: Seismic performance, Infill-Frame interaction, Design parameters, Probability of collapse.

I. INTRODUCCIÓN

La construcción con diseño estructural no conforme al Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) es una práctica común en muchas regiones del Perú, particularmente en las zonas de rápido crecimiento urbano como las periferias de la ciudad del Cusco. Esta modalidad de edificación, caracterizada por la ausencia de supervisión profesional y el uso frecuente de materiales y técnicas constructivas no controladas, incrementa la vulnerabilidad de las estructuras frente a eventos sísmicos. A pesar de la existencia de normativas de diseño sismorresistente, una proporción importante de las edificaciones informales en Cusco no cumple con los requisitos estructurales establecidos, lo que expone a un amplio sector de la población a un riesgo significativo de daño o colapso.

En este contexto, la presente investigación se centra en la evaluación de desempeño sísmico de viviendas informales de tres y cuatro niveles ubicados en la Zona 16 del distrito del Cusco, con especial atención en la interacción tabique-pórtico, fenómeno que modifica la rigidez y la distribución de esfuerzos en la estructura durante un sismo. Esta interacción puede inducir concentraciones de demanda que, ante excitaciones sísmicas de mediana o alta intensidad, favorecen el desarrollo de mecanismos de daño severo e, incluso, el colapso parcial o total de la edificación.

Para cuantificar este comportamiento, se adopta la metodología FEMA P-695, la cual, mediante el desarrollo y la evaluación de modelos numéricos no lineales, permite estimar la probabilidad de colapso y derivar parámetros de diseño sísmico, como los factores R , C_d y Ω_0 , para distintas configuraciones estructurales representativas (arquetipos). Los resultados obtenidos permitirán formular recomendaciones técnicas orientadas a mejorar la

seguridad de las viviendas informales en zonas de alta sismicidad y aportar evidencia útil para la actualización de criterios de diseño en el contexto urbano de Cusco.

II. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

2.1. Situación problemática

En países de ingresos bajos y medianos, la construcción de viviendas sin un diseño adecuado es una problemática que afecta entre el 50 % y el 90 % del sector residencial (Bonet-Morón et al., 2016). Muchas de estas edificaciones, especialmente aquellas de concreto reforzado (RC) con mampostería, se construyen sin supervisión profesional ni cumplimiento de códigos de diseño estructural, lo cual limita su capacidad para resistir fuerzas sísmicas (Arya et al., 2014). Esta situación ha sido evidenciada en eventos desastrosos como el terremoto de Haití en 2010 (Mw 7.0), en el que más de 300,000 viviendas colapsaron debido a deficiencias de diseño, resultando en 316,000 muertes y pérdidas superiores al 120 % del PIB del país (Chaulagain et al., 2018). De manera similar, el terremoto de Nepal en 2015 (Mw 7.8) provocó el colapso de aproximadamente 745,600 viviendas, subrayando la vulnerabilidad de estructuras que carecen de un diseño estructural adecuado (Chen et al., 2017).

América Latina presenta condiciones similares, como en Colombia, donde el 70 % de las viviendas carece de diseño estructural adecuado, exponiendo a más de 10 millones de personas a riesgos graves en caso de sismo (Build Change, s.f.). Esta vulnerabilidad quedó de manifiesto en los terremotos de (Lomnitz & Hashizume, 1985) y (Earthquake Engineering Research Institute (EERI), 1999), donde las edificaciones construidas sin refuerzos sísmicos ni detalles estructurales adecuados experimentaron daños severos, lo que evidenció la necesidad de incorporar criterios de diseño sismorresistente (Contreras, 2016; Gallego et al., 2005).

En el contexto peruano, la vulnerabilidad sísmica en las viviendas informales es también un desafío persistente, especialmente en el marco de una alta informalidad en la construcción. Como señala Laucata (2013), muchas edificaciones informales en el país se construyen sin dirección técnica y con materiales de baja calidad. El desconocimiento del Reglamento Nacional de Edificaciones y de la Norma E.030, referida al diseño sismorresistente, agrava esta situación, ya que esta normativa establece requisitos mínimos de diseño que no se aplican en gran parte de las edificaciones informales (Instituto Geofísico del Perú, 2023).

Según Cámara Peruana de la Construcción (2017), el 70 % de las viviendas en el país no cumple con los estándares sismorresistentes, lo cual quedó demostrado en eventos recientes como los sismos de Pisco, Moquegua, Tacna y Arequipa, donde el colapso de estructuras causó alrededor de 600 víctimas fatales y daños extensivos. La ciudad de Cusco enfrenta una vulnerabilidad sísmica crítica, intensificada por un crecimiento urbano descontrolado y una proliferación de viviendas informales sin planificación ni asistencia técnica. Según estudios, el 80 % de las viviendas en la periferia de Cusco son informales, caracterizadas por una falta de asesoría profesional y el uso de materiales económicos, como la albañilería de arcilla, que no cumplen con los criterios estructurales sismorresistentes necesarios (Vargas Febres, 2024).

Esta situación es especialmente alarmante en una región propensa a la actividad sísmica, con un historial de terremotos significativos en 1650 y 1950, que subraya la vulnerabilidad de las estructuras no diseñadas con criterios sismorresistentes (Rojas Berríos, 2024). En el distrito del Cusco, las viviendas informales de tres y cuatro niveles presentan una seguridad estructural incierta debido a la omisión de la interacción

tabique-pórtico en el diseño. La presencia de esta interacción genera concentraciones de esfuerzos en zonas específicas, lo que aumenta el riesgo de colapso parcial o total de las edificaciones durante un evento sísmico.

Esta investigación tiene como objetivo evaluar el desempeño sísmico de las viviendas informales de tres y cuatro niveles en la Zona 16 del distrito del Cusco, centrándose en aquellas que presentan interacción tabique-pórtico. Mediante la selección, diseño y análisis de arquetipos representativos, el estudio analizará esta interacción en edificaciones informales y el potencial de la probabilidad media anual de colapso en 50 años. Además, los datos obtenidos sobre los parámetros de diseño sísmico (R , C_d , Ω_0) permitirán formular recomendaciones técnicas para mejorar la seguridad estructural de estas construcciones. Los resultados aportarán evidencia cuantitativa y criterios de ajuste que podrán ser considerados en intervenciones de reforzamiento y en futuras edificaciones, contribuyendo a reducir gradualmente su vulnerabilidad sísmica.

2.2. Formulación del problema

2.2.1. Problema general

¿Cuál es el Desempeño Sísmico considerando Interacción Tabique-Pórtico en viviendas informales de tres y cuatro niveles en la Zona 16 del Distrito de Cusco, 2024?

2.2.2. Problemas específicos

¿Cuáles son los arquetipos representativos en función a una base de datos considerando la interacción Tabique-Pórtico en viviendas informales de tres y cuatro niveles en la Zona 16 del Distrito de Cusco, 2024?

¿Cuál es la probabilidad de colapso considerando la interacción Tabique-Pórtico en

viviendas informales de tres y cuatro niveles en la Zona 16 del Distrito de Cusco, 2024?

¿Cuáles son los parámetros de diseño sísmico (R , C_d , Ω_0) considerando la Interacción Tabique–Pórtico en viviendas informales de tres y cuatro niveles en la Zona 16 del Distrito de Cusco, 2024?

2.3. Justificación de la investigación

2.3.1. *Justificación metodológica*

Esta investigación propone analizar y evaluar el desempeño sísmico de viviendas informales de tres y cuatro niveles en la Zona 16 del distrito de Cusco, enfocándose en la interacción tabique-pórtico. Para ello, se seleccionan arquetipos representativos a partir de la caracterización de viviendas reales, los cuales se modelan y analizan inicialmente mediante análisis modal espectral en ETABS y, posteriormente, mediante análisis estático y dinámico no lineal en OpenSees. El procedimiento de evaluación se basa en los lineamientos de la metodología FEMA P-695, adaptados al contexto local, utilizando un conjunto de registros sísmicos. Este enfoque permite estimar la demanda y la probabilidad de colapso bajo diferentes niveles de intensidad sísmica, proporcionando resultados coherentes con la práctica internacional y, al mismo tiempo, consistentes con las exigencias de la Norma Técnica E.030.

2.3.2. *Justificación teórica*

La presente investigación contribuirá a la literatura en ingeniería estructural y sismorresistente, particularmente en el contexto de edificaciones informales que carecen de diseño profesional. Abordará una brecha importante en el conocimiento sobre cómo la interacción entre tabiques y pórticos puede incrementar la vulnerabilidad sísmica en

viviendas informales de varios niveles. Este estudio contribuirá a futuras investigaciones en el área, promoviendo enfoques de diseño que integren la interacción tabique-pórtico como una variable clave para reducir la probabilidad de colapso.

2.3.3. Justificación práctica

Este estudio busca abordar un problema real: la alta vulnerabilidad de las viviendas informales en Cusco frente a eventos sísmicos. La investigación evalúa los riesgos derivados de la omisión de la interacción tabique-pórtico en el diseño, cuantificando sus efectos sobre la demanda sísmica y la respuesta global de los arquetipos analizados. Los resultados se presentan como referencia técnica sobre el comportamiento de estas edificaciones, aportando información objetiva sobre su nivel de vulnerabilidad estructural ante sismos de distintas magnitudes.

2.3.4. Relevancia Social

La relevancia social de esta investigación radica en que aborda la vulnerabilidad sísmica de viviendas informales de concreto armado con tabiques de mampostería en la Zona 16 del distrito de Cusco, donde muchas familias habitan edificaciones levantadas sin dirección técnica formal. Al evaluar el desempeño sísmico de arquetipos representativos de tres y cuatro niveles, considerando la interacción Tabique – Pórtico y la probabilidad de colapso mediante análisis no lineales, el estudio ofrece una estimación más realista del nivel de seguridad estructural de estas construcciones. Los resultados permiten dimensionar de mejor manera el riesgo al que está expuesta la población en este sector y pueden servir como referencia técnica para futuros estudios orientadas a comprender y reducir la vulnerabilidad sísmica en contextos similares.

2.3.5. *Delimitación de estudio*

El estudio se circunscribe espacialmente a la Zona 16 del distrito de Cusco y temporalmente al año 2024, focalizándose en viviendas informales de tres y cuatro niveles de concreto armado con tabiques de mampostería que presentan interacción tabique-pórtico y carecen de un diseño sismorresistente formal. El análisis se desarrolla a partir de un número acotado de arquetipos estructurales que representan configuraciones geométricas y tipológicas predominantes en la zona, por lo que no se incluyen otras alturas, sistemas mixtos ni edificaciones con soluciones estructurales especiales. Los modelos se idealizan principalmente como pórticos bidimensionales con interacción tabique - pórtico en su plano, sin considerar de manera explícita los efectos torsionales globales. Asimismo, la amenaza sísmica se representa mediante un conjunto específico de registros de subducción, por lo que la respuesta obtenida está asociada a este tipo de movimientos y niveles de intensidad. En consecuencia, los resultados y conclusiones se consideran válidos para edificaciones con características similares a los arquetipos analizados y dentro de un contexto de construcción informal comparable, no siendo directamente aplicables a otros contextos urbanos, sistemas estructurales o condiciones de amenaza sísmica distintas.

2.4. Objetivos de la investigación

2.4.1. *Objetivo general*

Evaluar el Desempeño Sísmico considerando Interacción Tabique – Pórtico en viviendas informales de tres y cuatro niveles en la Zona 16 del Distrito de Cusco, 2024.

2.4.2. Objetivos específicos

Seleccionar los arquetipos representativos en función a una base de datos considerando la interacción Tabique – Pórtico en viviendas informales de tres y cuatro niveles en la Zona 16 del Distrito de Cusco, 2024.

Evaluar la probabilidad de colapso considerando la interacción Tabique - Pórtico en viviendas informales de tres y cuatro niveles en la Zona 16 del Distrito de Cusco, 2024.

Determinar los parámetros de diseño sísmico (R , C_d , Ω_0) considerando la Interacción Tabique - Pórtico en viviendas informales de tres y cuatro niveles en la Zona 16 del Distrito de Cusco, 2024.

III. MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL

3.1. Bases teóricas

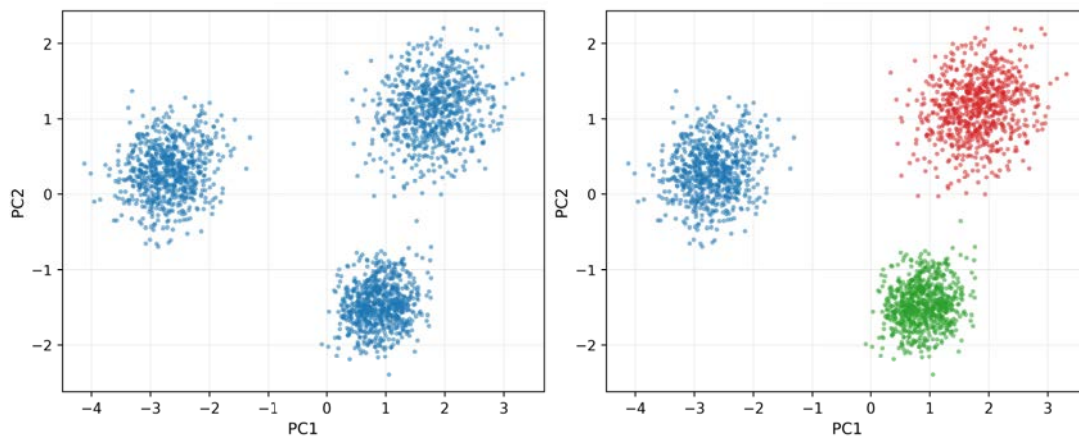
3.1.1. *Agrupamiento y Reducción de Dimensiones*

a. Análisis de clústeres.

El clustering (análisis de clústeres o agrupamiento) es una técnica de Machine Learning que pertenece al aprendizaje no supervisado. A diferencia de los problemas supervisados, en este enfoque no se dispone de etiquetas de clase y, en general, tampoco se conoce de antemano el número de grupos presentes en los datos (Hastie et al., 2009; Jain et al., 1999). El objetivo es identificar estructuras o patrones latentes, de modo que las observaciones dentro de un mismo clúster sean más similares entre sí que con respecto a las observaciones de otros clústeres.

Figura 1

Agrupamiento de observaciones mediante K-means a partir de datos no etiquetados

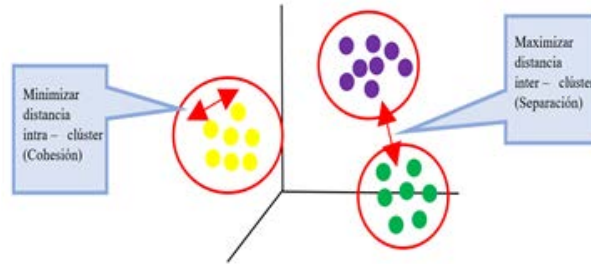


Nota. En el panel izquierdo se muestran los datos originales sin etiquetar. En el panel derecho se presenta el resultado del algoritmo K-means, donde las observaciones han sido agrupadas en tres clústeres diferenciados según su similitud. Fuente: Elaboración propia.

El análisis de clústeres es una técnica multivariante cuyo fundamento es clasificar objetos en grupos utilizando una medida de distancia o similitud. En términos geométricos, se busca obtener particiones compactas y bien separadas, promoviendo una alta cohesión intra-clúster y una alta separación inter-clúster (Everitt et al., 2011; Kaufman & Rousseeuw, 1990).

Figura 2

Clustering o agrupación



Nota. La figura resume el objetivo del análisis de clústeres: maximizar la cohesión intra-clúster y la separación inter-clúster. Fuente: Adaptado de LLinás Solano (2024).

K-means.

El algoritmo K-means es uno de los métodos de agrupamiento particional más utilizados por su simplicidad y eficiencia. Su propósito es dividir el conjunto de datos en K clústeres, minimizando la suma de distancias cuadráticas entre cada punto y el centroide del clúster al que pertenece (Hastie et al., 2009).

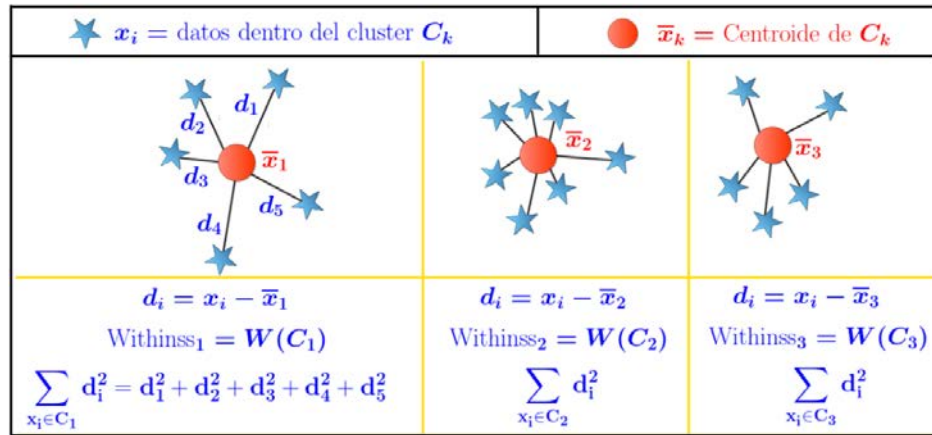
Formalmente, sea un conjunto de datos $\{x_1, x_2, \dots, x_D\} \subset R^d$. K-means busca resolver el problema:

$$\min_{C_1, \dots, C_K} \sum_{k=1}^K \sum_{x_i \in C_k} \|x_i - \mu_k\|^2, \quad (1)$$

donde μ_k es el centroide del clúster C_k .

Figura 3

Suma de cuadrados intra-clúster (Withinss) en K-means



Nota. La figura ilustra el cálculo de la suma de cuadrados intra-clúster, donde cada observación x_i se asigna a un clúster C_k y su distancia d_i se mide respecto al centroide \bar{x}_k . La suma de los cuadrados de estas distancias cuantifica la cohesión interna del clúster.

Fuente: Adaptado de LLinás Solano (2024).

- Procedimiento iterativo

El procedimiento del algoritmo K-means se presenta en el Algoritmo 1. El método alterna entre (i) asignar cada observación al centroide más cercano y (ii) recalculan los centroides como el promedio de los puntos asignados. Este proceso se repite hasta que el cambio en los centroides es menor que un umbral ε , lo que indica convergencia (Hastie et al., 2009).

Algorithm 1 Algoritmo K-means

Require: Conjunto de datos $\{x_1, \dots, x_D\} \subset R^d$, número de clústeres K , umbral $\varepsilon > 0$

Ensure: Partición de los datos en K clústeres C_1, \dots, C_K

```

1: Inicializar centroides  $\mu_k^{(0)}$  para  $k = 1, \dots, K$ 
2:  $t \leftarrow 0$ 
3: Inicializar  $\mu_k^{(1)} \leftarrow \mu_k^{(0)} + \varepsilon$  ▷ Para garantizar entrada al ciclo
4: while  $\max_{k \in \{1, \dots, K\}} \|\mu_k^{(t)} - \mu_k^{(t-1)}\| > \varepsilon$  do
5:   for  $i = 1, \dots, D$  do
6:      $k_i^* \leftarrow \arg \min_{k \in \{1, \dots, K\}} \|x_i - \mu_k^{(t-1)}\|^2$ 
7:   end for
8:   for  $k = 1, \dots, K$  do
9:      $\mu_k^{(t)} \leftarrow \frac{1}{|\{i : k_i^* = k\}|} \sum_{i: k_i^* = k} x_i$ 
10:  end for
11:   $t \leftarrow t + 1$ 
12: end while
13: return  $C_1, \dots, C_K$ 

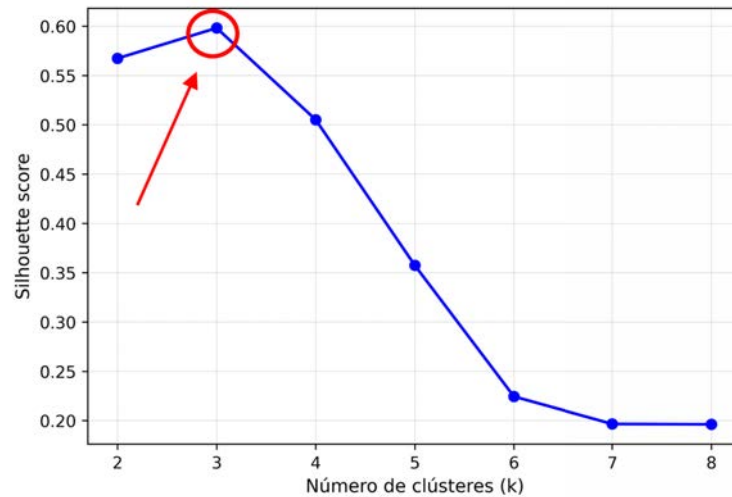
```

- Selección del número de clústeres

Una dificultad práctica de K-means es escoger el número de clústeres K . Entre los criterios más utilizados se encuentra el coeficiente de silueta, que compara la similitud de cada observación con su propio clúster frente al clúster más cercano. Valores más altos indican mejor cohesión interna y mejor separación entre grupos (Rousseeuw, 1987).

Figura 4

Número óptimo de clústeres mediante el coeficiente de silueta



Nota. El valor máximo del coeficiente de silueta se alcanza en $k = 3$, indicando el número óptimo de clústeres para este conjunto de datos. Fuente: Elaboración propia.

b. Análisis de Componentes Principales (PCA).

El análisis de componentes principales (PCA) es una técnica de Machine Learning, específicamente dentro del aprendizaje no supervisado, ampliamente utilizada para la reducción de dimensionalidad y que a menudo se emplea en conjunto con K-means (Goulet, 2020).

Según Goulet (2020) el objetivo del PCA es transformar el espacio original de covariables en un nuevo conjunto de ejes ortogonales (componentes principales). Éstos conjuntos deben ser ordenados de tal manera que la primera componente capture la máxima varianza posible de los datos y las siguientes expliquen, de forma decreciente, la mayor parte de la variabilidad restante. Nótese que, para realizar PCA, se debe trabajar con datos normalizados con media igual a cero y con varianza igual a uno para cada

covariable.

Supóngase que las observaciones consisten en un conjunto de covariables crudas no normalizadas $D = \{x_i, \forall i \in \{1 : D\}\}$, donde $x_i = [x_1 \ x_2 \ \cdots \ x_X]_i^\top$. Se normaliza cada valor $x_{ij} = [x_i]_j$ en este conjunto de datos restando de él el promedio empírico $\hat{\mu}_j = \frac{1}{D} \sum_{i=1}^D x_{ij}$ y dividiendo por la desviación estándar empírica:

$$\hat{\sigma}_j = \left[\frac{1}{D-1} \sum_{i=1}^D (x_{ij} - \hat{\mu}_j)^2 \right]^{1/2}$$

De modo que:

$$\tilde{x}_{ij} = \frac{x_{ij} - \hat{\mu}_j}{\hat{\sigma}_j}.$$

A partir del conjunto de covariables normalizadas $\tilde{x}_i = [\tilde{x}_1 \ \tilde{x}_2 \ \cdots \ \tilde{x}_X]_i^\top$, se buscan vectores ortogonales $\nu_i \in R^X, \forall i \in \{1 : X\}$, de modo que la matriz de transformación,

$$V = [\nu_1 \ \nu_2 \ \cdots \ \nu_X]$$

Sea ortonormal, esto es, $V^\top V = I$. Las covariables \tilde{x}_i pueden transformarse al nuevo espacio usando $z_i = V^\top \tilde{x}_i$. Los datos transformados son entonces referidos como la puntuación. Aquí, se quiere encontrar la matriz de transformación ortogonal V que minimiza el error de reconstrucción

$$J(V) = \frac{1}{D} \sum_{i=1}^D \|\tilde{x}_i - Vz_i\|^2$$

La solución óptima que minimiza $J(V)$ se obtiene tomando V como la matriz que contiene los autovectores de la matriz de covarianza empírica estimada a partir del

conjunto de covariables normalizadas,

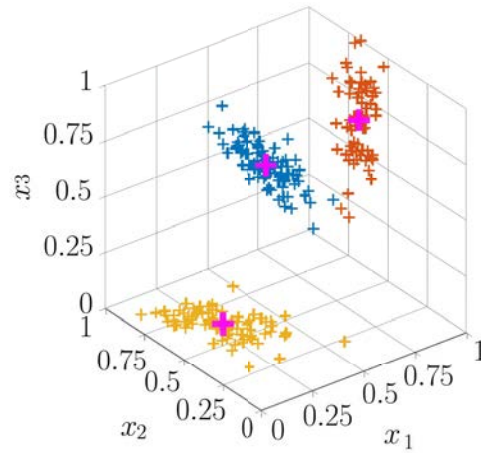
$$\hat{\Sigma} = \frac{1}{D-1} \sum_{i=1}^D \tilde{x}_i \tilde{x}_i^{\top}.$$

Con PCA, los autovectores ν_i en V se ordenan de acuerdo con el orden decreciente de sus autovalores asociados. PCA encuentra un nuevo conjunto de ejes de referencia ortogonales de modo que la varianza para el primer componente principal es maximizada en el espacio transformado. Esto explica por qué se necesita trabajar con datos normalizados de modo que la varianza sea similar para cada dimensión en el espacio original. Si no es el caso, PCA identificará una transformación que está sesgada por la diferencia en la escala o las unidades de las covariables.

En la Figura 5, 6 y 7 se presenta un ejemplo de aplicación del análisis de componentes principales para reducción dimensional.

Figura 5

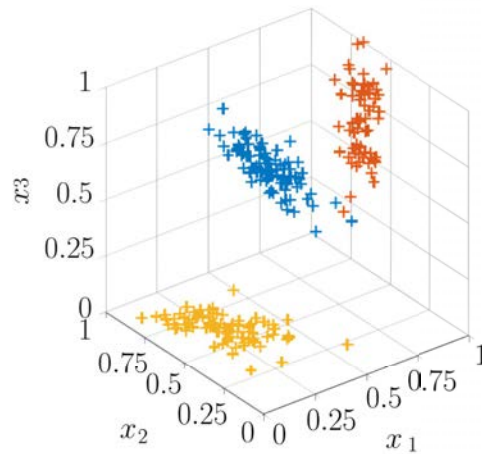
Clústeres reales en un espacio 3-D.



Nota. Distribución tridimensional de tres clústeres; las cruces magenta indican el centro de cada clúster. Fuente: Adaptado de van der Maaten y Hinton (2008) .

Figura 6

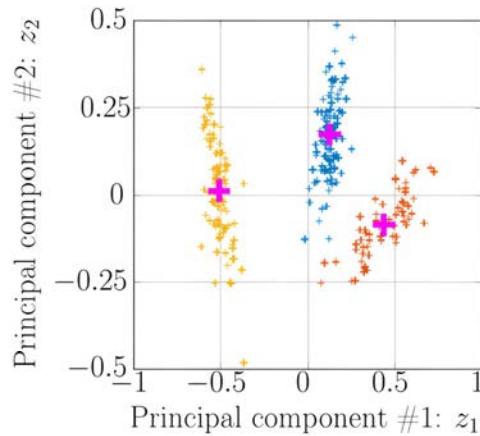
Clústeres K-means en un espacio 3-D.



Nota. Asignación de pertenencia a clúster estimada mediante K-means en el espacio original 3-D. Fuente: Adaptado de van der Maaten y Hinton (2008).

Figura 7

Clústeres K-means en el espacio de componentes principales 2-D.



Nota. Proyección de los datos al espacio PCA 2-D (componentes principales z_1 y z_2); la separación de clústeres se visualiza en el espacio reducido y las cruces magenta indican los centros de clúster. Fuente: Adaptado de van der Maaten y Hinton (2008).

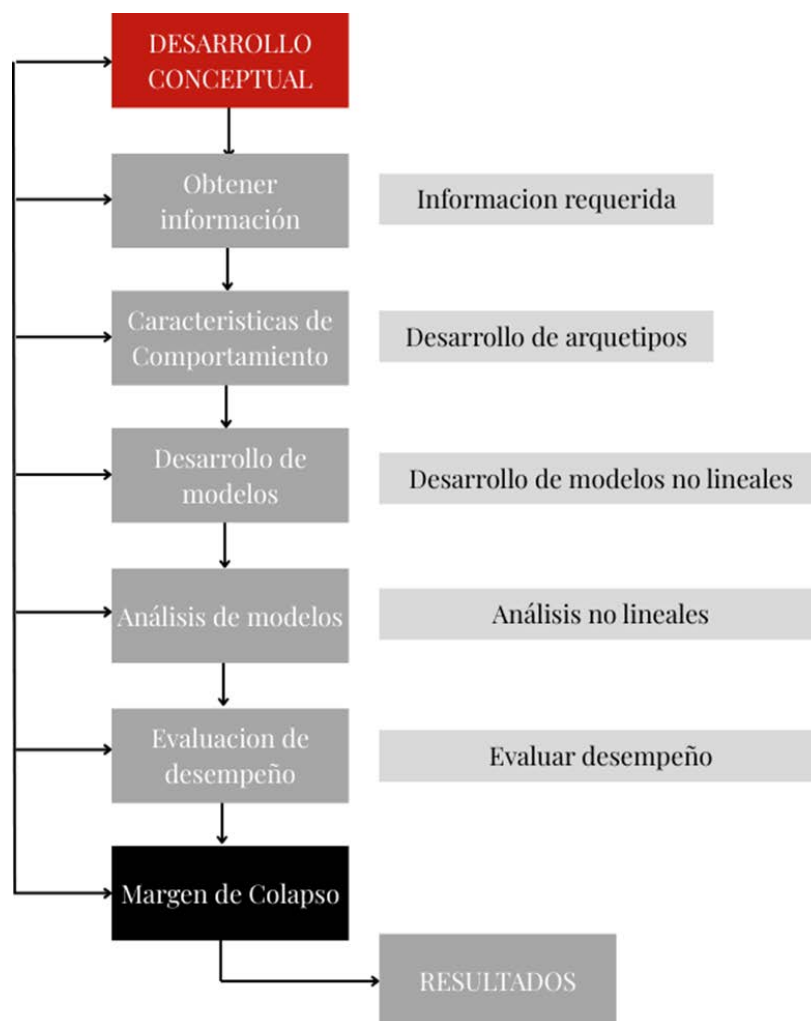
3.1.2. Procedimiento del FEMA P-695

La metodología FEMA P695 se emplea para evaluar el desempeño de los sistemas estructurales de edificios y establecer los parámetros iniciales necesarios para el diseño sísmico. Este procedimiento estandarizado permite cuantificar las características de respuesta inelástica de los sistemas sísmicos, así como su capacidad para cumplir con los objetivos de desempeño establecidos. FEMA P695 se utiliza tanto para determinar los parámetros de respuesta sísmica de nuevos sistemas de resistencia sísmica como para verificar la confiabilidad de los sistemas existentes. Los principales factores de desempeño sísmico considerados en este procedimiento incluyen el factor de modificación de respuesta (R), el factor de amplificación de desplazamiento (C_d) y el factor de sobrecapacidad del sistema (Ω_0) (Agrawal et al., 2020).

La Figura presenta los distintos pasos necesarios para llevar a cabo un estudio según la metodología FEMA P695. Este procedimiento para evaluar los factores de diseño sísmico comprende: (1) definir los conceptos del sistema, lo que incluye seleccionar el sistema resistente a cargas sísmicas y sus componentes; (2) recopilar la información necesaria del sistema, como los criterios de diseño, los coeficientes sísmicos y la respuesta no lineal; (3) diseñar varios arquetipos que cumplan los requisitos normativos y representen el rango completo del espacio de diseño; (4) establecer y documentar la estrategia de modelación numérica; (5) ejecutar análisis dinámicos incrementales empleando registros sísmicos adecuadamente escalados; y (6) evaluar los resultados obtenidos para determinar el desempeño y verificar la idoneidad de los factores de diseño sísmico del sistema.

Figura 8

Desarrollo y evaluación de sistemas estructurales bajo la metodología FEMA P-695



Nota. Diagrama de flujo del proceso de cuantificación y documentación de los factores de desempeño sísmico. *Fuente:* Elaboración propia.

3.1.3. Arquetipos

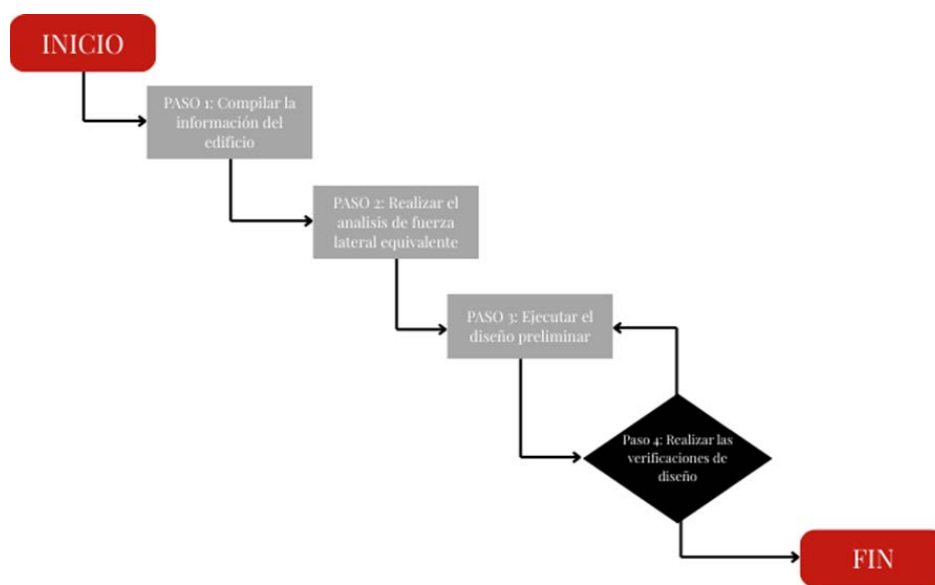
Un arquetipo es un modelo simplificado de un sistema estructural utilizado para analizar su comportamiento frente a fuerzas sísmicas. Estos arquetipos consisten en marcos estructurales idealizados, que pueden variar en altura y representan distintos tipos de edificaciones. Sobre estos modelos se aplican procedimientos no lineales para evaluar y

cuantificar su desempeño durante eventos sísmicos (Federal Emergency Management Agency, 2009).

Las estructuras arquetípicas deben ofrecer una representación adecuada del espacio de diseño, permitiendo evaluar el desempeño de una clase de estructuras en lugar de enfocarse únicamente en una estructura específica. Estas estructuras arquetípicas deben abarcar el rango de condiciones posibles dentro del espacio de diseño viable, así como las situaciones permitidas por las normativas y directrices de diseño aplicables. La Figura detalla los pasos necesarios para el diseño del componente estructural resistente a fuerzas sísmicas para el arquetipo especificado (Agrawal et al., 2020).

Figura 9

Procedimiento de diseño de arquetipo



Nota. Este diagrama ilustra las etapas principales en el proceso de diseño de un arquetipo.

Fuente: Agrawal et al. (2020).

3.1.4. Parámetros de diseño sísmicos

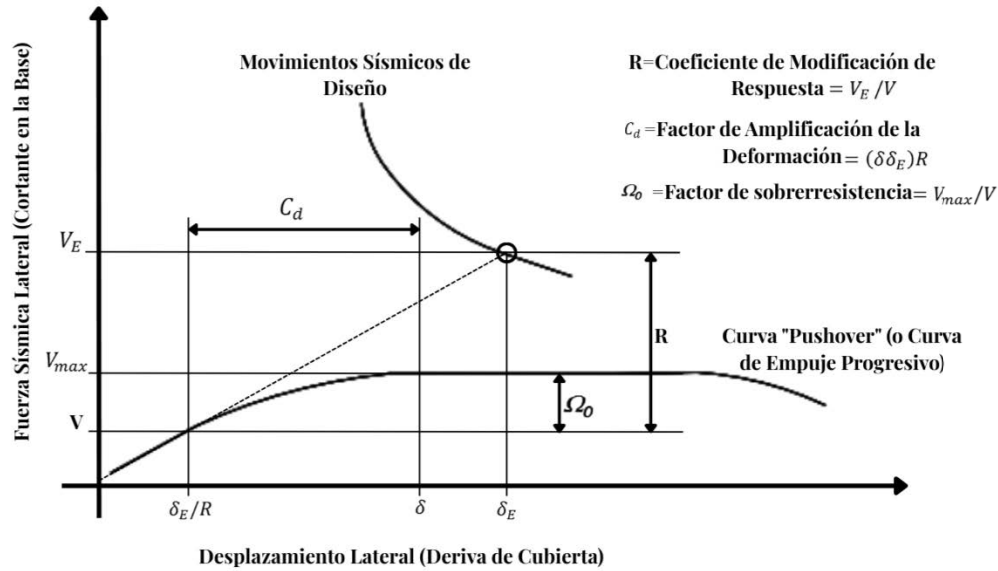
Los factores de desempeño sísmico se definen mediante ecuaciones que incluyen parámetros como la fuerza, la aceleración y el desplazamiento, los cuales son esenciales para evaluar la respuesta de la estructura durante un sismo.

Los factores sísmicos de desempeño representan diferencias incrementales entre dos parámetros, que incluyen el factor de modificación de respuesta (R), el factor de sobre resistencia del sistema (Ω_0) y el factor de amplificación de desplazamientos (C_d). La metodología empleada posibilita la definición de estos factores en función de la respuesta inelástica global, la cual se obtiene a partir de la curva Pushover idealizada, ya sea en términos de razones de fuerzas, aceleraciones o desplazamientos.

La Figura define los factores de desempeño sísmico a partir de la respuesta inelástica global de la estructura, la cual se describe mediante la curva Pushover. En este sentido, el eje horizontal muestra el desplazamiento lateral (deriva en la azotea), mientras que el eje vertical indica la fuerza lateral que actúa en la base del sistema estructural (cortante basal).

Figura 10

Parámetros de desempeño sísmico



Nota. Esta Figura presenta la definición de los factores sísmicos de desempeño (R , Ω_0 y C_d) a través metodología. Fuente: Federal Emergency Management Agency (2009).

En la Figura mencionada, el término V_E representa el nivel de fuerza que desarrollará el sistema de resistencia sísmica, en caso de que el sistema permanezca completamente elástico y lineal durante los movimientos sísmicos. Por otro lado, V_{max} hace referencia a la resistencia máxima, punto en el cual el sistema alcanza su flujo total. Finalmente, el término V indica la cortante en la base necesaria para el diseño estructural.

El factor R se define como la razón entre el nivel de fuerza que el sistema desarrollará durante el sismo de diseño, en caso de que permanezca elástico, y la cortante basal empleada en el diseño.

$$R = \frac{V_E}{V}$$

El factor de sobrerresistencia Ω_0 se define como la razón entre la resistencia máxima, donde el sistema fluye completamente, y la cortante en la base utilizada en el diseño.

$$\Omega_0 = \frac{V_{max}}{V}$$

El factor de amplificación de deflexión C_d es una razón del factor R , de acuerdo a la figura el término $\frac{\delta_E}{R}$ representa la deriva de techo del sistema de resistencia sísmica correspondiente a la cortante en la base de diseño, asumiendo que el sistema permanece elástico para el nivel de fuerza, el término δ representa la deriva de piso del sistema cuando ha fluido totalmente correspondiente al sismo de diseño.

$$C_d = \frac{\delta}{\delta_E} R$$

Otro factor importante es el factor de ductilidad u_s se define como la razón entre la deriva de piso elástica y la deriva de piso en condición de fluencia. En este contexto, δ_E representa la deriva de piso asociada al cortante basal si el sistema permaneciera completamente elástico, mientras que δ corresponde a la deriva de piso desarrollada por el sistema cuando entra en fluencia bajo el sismo de diseño (Federal Emergency Management Agency, 2009).

$$u_s = \frac{\delta_{max}}{\delta_y}$$

Donde: u_s : Factor de ductilidad.

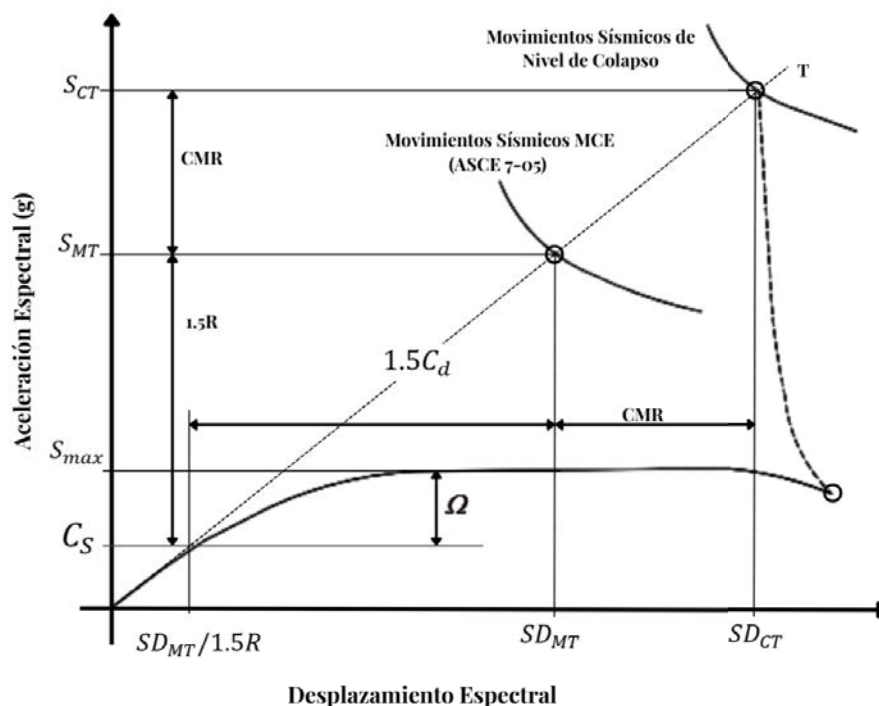
La importancia de estos factores en la curva de capacidad radica en su capacidad

para ayudar a entender la forma y la secuencia en que las articulaciones plásticas se desarrollan en el sistema, hasta que se alcanza su máxima capacidad frente a las cargas laterales.

La metodología del FEMA P-695 establece los valores de los coeficientes sísmicos de desempeño conforme a los criterios previamente definidos. En la Figura se muestran dichos factores de desempeño sísmico según lo descrito por esta metodología, resaltando su vinculación con el Máximo Terremoto Considerado (MCE) y su papel en la evaluación de la respuesta estructural.

Figura 11

Definición de los factores sísmicos de desempeño en coordenadas espectrales



Nota. Esta Figura muestra la representación gráfica de los factores sísmicos de desempeño (R , Ω_o y C_d) en coordenadas espectrales, de acuerdo con la metodología de FEMA (2009). Fuente: Federal Emergency Management Agency (2009)

En la Figura se emplean coordenadas espectrales en lugar de representar la relación entre el cortante basal y el desplazamiento en el techo. Esta transformación de coordenadas se fundamenta en asumir que el 100 % del peso sísmico efectivo (W) participa en la respuesta asociada al primer modo de vibración, con periodo fundamental T . Este supuesto es coherente con lo establecido en el método de fuerza horizontal equivalente, donde la respuesta estructural se concentra predominantemente en dicho modo (Federal Emergency Management Agency, 2009).

El término S_{MT} corresponde a la aceleración espectral en el periodo fundamental T del sistema estructural, evaluada para el Máximo Terremoto Considerado (MCE). El término S_{max} representa la resistencia máxima alcanzada cuando el sistema experimenta su fluencia completa, expresada de forma normalizada respecto al peso sísmico efectivo W de la estructura. Por su parte, el término C_s es el coeficiente de respuesta sísmica, empleado en el método de fuerza horizontal equivalente para estimar las fuerzas sísmicas de diseño (Federal Emergency Management Agency, 2009).

La razón entre la aceleración espectral y el coeficiente de respuesta sísmica define el nivel de aceleración de diseño, el cual es igual a $1.5 R$.

$$1,5R = \frac{S_{MT}}{C_s}$$

El parámetro de sobrerresistencia Ω se define como la diferencia entre la resistencia máxima, en la que el sistema fluye completamente S_{max} (normalizada por W), y el coeficiente de respuesta C_s .

$$\Omega = \frac{S_{max}}{C_s}$$

El desplazamiento del sistema en el nivel del MCE se define como 1.5 veces el desplazamiento correspondiente a la respuesta sísmica de diseño, multiplicado por el coeficiente C_s . El SDMT, basado en la regla de Newark, redefine el factor C_d , el cual será igual al factor R .

$$C_d = R$$

Asumir la igualdad en los desplazamientos es razonable para la mayoría de los sistemas estructurales con un amortiguamiento efectivo del 5 %, el cual se utiliza para definir la respuesta espectral y el desplazamiento.

3.1.5. *Análisis Lineal*

El análisis lineal asume que la estructura responde dentro del rango elástico, manteniendo proporcionalidad entre fuerzas y deformaciones, conforme al comportamiento lineal-elástico descrito en la Norma E.030, la cual establece que para este tipo de análisis los elementos estructurales deben considerarse con rigidez constante y materiales no degradados (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018). Este enfoque es válido principalmente para edificaciones regulares en planta y elevación, condición requerida para aplicar procedimientos lineales según los criterios de regularidad definidos en la sección 3.6 de la norma E.030.

Cuando la edificación presenta irregularidades de masa, rigidez o geometría, la norma E.030 indica que pueden generarse demandas sísmicas adicionales no adecuadamente capturadas por modelos lineales. En consecuencia, aunque el análisis lineal ofrece simplicidad y rapidez computacional, su aplicabilidad es limitada para estructuras irregulares o que puedan experimentar comportamiento inelástico significativo. Aun así, constituye la base de los métodos usados ampliamente en el diseño sismorresistente.

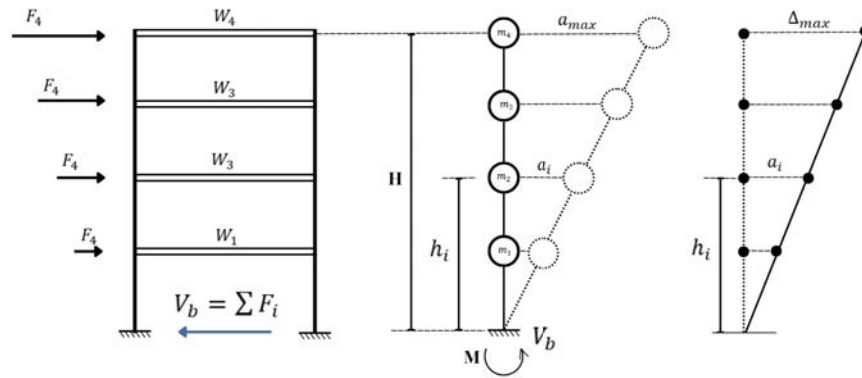
3.1.6. *Análisis Estático Lineal*

El análisis estático lineal, también denominado método de fuerzas laterales equivalentes, es el procedimiento básico definido en la sección 4.5 de la Norma E.030. En este método, la acción sísmica se reemplaza por un conjunto de fuerzas estáticas

horizontales cuya magnitud total corresponde al cortante basal. Este cortante se determina utilizando factores sísmicos establecidos por la normativa peruana, que dependen de la peligrosidad sísmica del sitio, características del suelo y uso de la edificación.

Figura 12

Análisis Estático Lineal.



Nota. La figura muestra la secuencia de un análisis estático lineal. Fuente: Elaboración propia.

Según la norma E.030, el cortante basal se obtiene mediante:

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

Donde:

- Z : factor de zona sísmica.
- U : factor de uso.
- C : factor de amplificación sísmica.
- S : factor de suelo.

- R : coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas.
- P : peso sísmico total de la estructura.

Para determinar las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i , correspondientes a la dirección considerada, se hace uso de las siguientes ecuaciones:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

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

Donde:

- n : Número de pisos del edificio.
- T : Periodo Fundamental.

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

- k : Relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura (T).

Para $T \leq 0,5$ seg: $k = 1,0$.

Para $T > 0,5$ seg: $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$.

La norma también advierte que el método solo es válido para estructuras regulares y de hasta cierta altura, si bien su empleo es obligatorio para etapas preliminares de diseño, su capacidad para representar efectos no lineales es limitada. Por ello, para evaluar

desempeño sísmico, particularmente en edificaciones informales y con interacción tabique-pórtico, como las estudiadas en esta tesis, resulta imprescindible complementarlo con métodos no lineales como Pushover y/o análisis dinámicos incrementales (IDA).

3.1.7. *Análisis Dinámico*

El análisis dinámico lineal evalúa la respuesta estructural frente a cargas sísmicas considerando explícitamente la naturaleza dinámica del movimiento del suelo. A diferencia del análisis estático lineal, este método incorpora la vibración modal, el amortiguamiento equivalente y la contribución simultánea de múltiples modos de vibración. La Norma Técnica E.030 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018) establece este análisis como un procedimiento avanzado aplicable cuando la estructura presenta irregularidades o cuando se requiere mayor precisión en la estimación de la demanda sísmica.

La premisa fundamental del análisis dinámico lineal es que la estructura permanece en el rango elástico, con rigidez constante, comportamiento lineal-volumétrico de materiales y superposición modal válida. Este análisis puede realizarse mediante dos enfoques:

- Análisis Modal Espectral (Método Espectral)
- Análisis Dinámico Tiempo-Historia Lineal (THL)

La Norma Técnica E.030 reconoce el Análisis Modal Espectral como el procedimiento dinámico lineal estándar, mientras que el análisis dinámico tiempo-historia puede emplearse como un procedimiento complementario a los métodos descritos en los numerales de análisis estático y modal espectral. A diferencia de los métodos espectrales, el enfoque Tiempo – Historia aplica directamente un conjunto de aceleraciones reales o

sintéticas del terreno, calculando la respuesta estructural mediante la integración directa de las ecuaciones de equilibrio.

3.1.8. *Análisis No Lineal*

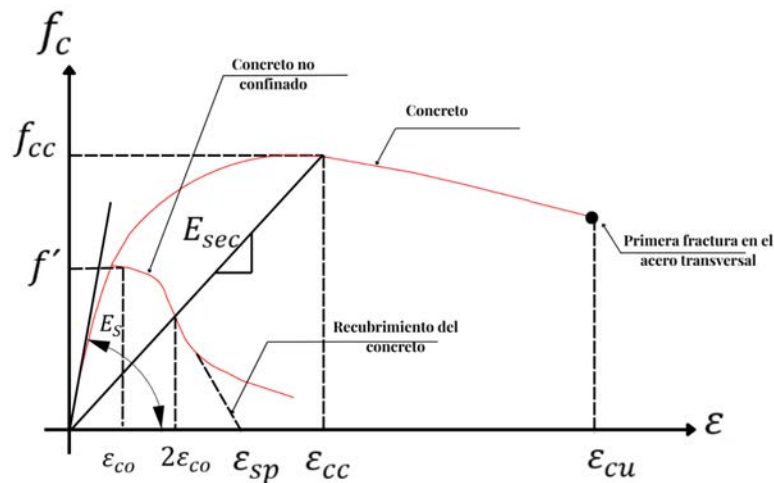
a. Modelos Constitutivos.

Concreto.

El modelo propuesto por Mander et al. (1988) se basa en una curva continua que incorpora el efecto del confinamiento, el cual no solo mejora la capacidad de deformación del concreto ε_c , sino también su resistencia a compresión. En este enfoque, la deformación unitaria última ε_u ocurre cuando el refuerzo transversal falla, perdiendo su capacidad para confinar el núcleo del concreto. Como resultado, las deformaciones transversales del núcleo aumentan significativamente.

Figura 13

Modelo Constitutivo del concreto



Nota. Comparación de los modelos esfuerzo – deformación para un concreto simple y uno confinado. Fuente: Mander et al. (1988).

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cm} + 1,4 \cdot \frac{\rho_s f_{yh} \varepsilon_{su}}{f'_{cc}}$$

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

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$$

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r}$$

Donde:

- ε_{cu} : Deformación unitaria última del concreto
- ε_{cm} : Deformación unitaria del concreto no confinado
- ρ_s : Cuantía volumétrica del acero transversal
- f_{yh} : Esfuerzo de fluencia del acero
- ε_{su} : Deformación unitaria última del acero
- f'_{cc} : Esfuerzo de compresión del concreto confinado (MPa)
- ε_{cc} : Deformación del concreto confinado
- ε_o : Deformación del concreto sin confinar a compresión máxima

- f'_c : Esfuerzo de compresión del concreto no confinado (MPa)
- E_c : Módulo de elasticidad del concreto
- E_{sec} : Módulo secante
- ε_c : Deformación del concreto
- x : Relación de deformaciones
- r : Relación de módulos
- f_c : Esfuerzo del concreto

En el caso del concreto no confinado, y con el propósito de representar de forma sencilla sus propiedades inelásticas particularmente en el recubrimiento, que carece de confinamiento, las curvas esfuerzo-deformación experimentales pueden simplificarse utilizando la misma expresión que para el concreto confinado (ecuación 40). La diferencia radica en que los parámetros de dicha expresión se definen exclusivamente en función de f'_c .

Acero.

Para modelar la respuesta del acero de refuerzo, Park y Paulay (1975) propusieron la siguiente función (Park & Paulay, 1975):

$$f(\varepsilon) = \begin{cases} E_s \varepsilon, & \varepsilon \leq \varepsilon_y \\ f_y, & \varepsilon_y < \varepsilon \leq \varepsilon_{sh} \\ f_y * \left(\frac{m u + 2}{60 u + 2} + \frac{u(60 - m)}{2(30 r + 1)^2} \right), & \varepsilon_{sh} < \varepsilon \leq \varepsilon_u \end{cases}$$

En la que:

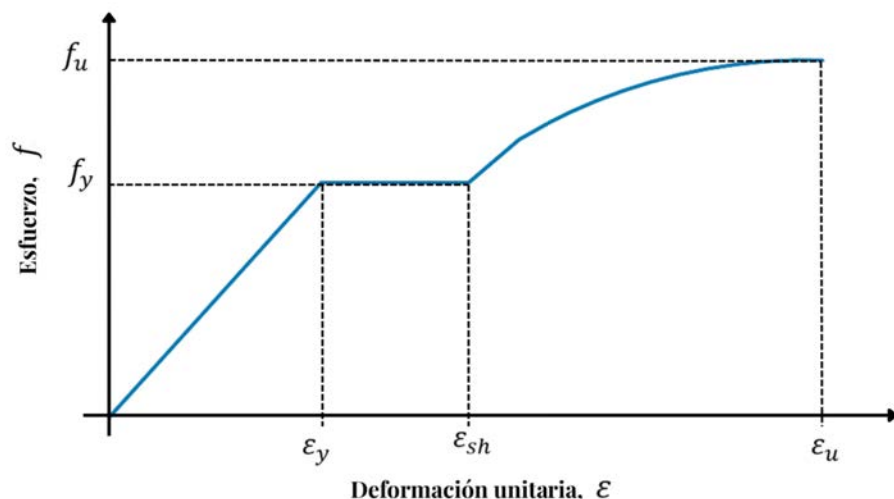
$$m = \frac{\frac{f_{su}}{f_y} (30 r + 1)^2 - 60 r - 1}{15 r^2}$$

$$r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}$$

$$u = \varepsilon - \varepsilon_{sh}$$

Donde:

- E_s : Módulo de elasticidad del acero
- f_y : Esfuerzo de fluencia nominal
- f_{su} : Esfuerzo último
- ε_y : Deformación unitaria de fluencia
- ε_{sh} : Deformación unitaria en la cual se inicia la región de endurecimiento
- ε_{su} : Deformación unitaria última

Figura 14*Modelo constitutivo del Acero*

Nota. Curva esfuerzo-deformación acero de refuerzo. Fuente: Park y Paulay et al. (1975) (Park & Paulay, 1975).

En pórticos de concreto armado con relleno de mampostería, el comportamiento no lineal del panel se modela comúnmente mediante un puntal diagonal equivalente, cuya respuesta Histerética depende del modelo constitutivo asignado al material. La no linealidad se introduce generalmente mediante reglas Histeréticas como la propuesta por Crisafulli (1997), desarrollada a partir de ensayos de compresión diagonal de paneles de mampostería.

En análisis elástico basta conocer el módulo elástico y la resistencia a compresión del material; sin embargo, en análisis no lineal se requiere definir la relación completa tensión-deformación hasta el punto de rotura (Kaushik et al., 2007).

- Modelo esfuerzo-deformación según Kaushik (2007)

A partir de ensayos experimentales, Kaushik et al. (2007) demostraron que la

respuesta a compresión uniaxial de la mampostería puede representarse mediante:

i) Rama parabólica (ascendente)

$$\frac{f_m}{f'_m} = 2 \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon'_m} - \left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon'_m} \right)^2$$

Donde:

- f_m : tensión a compresión
- f'_m : tensión máxima
- ε_m : deformación
- ε'_m : deformación en el pico

Esta rama es válida hasta que la resistencia cae al 90 % de f'_m .

ii) Rama descendente (Degradación Lineal)

Luego del pico, la curva disminuye linealmente hasta un esfuerzo residual aproximado de $0,20 f'_m$, representando el aplastamiento del mortero y la pérdida de confinamiento del panel.

Para la deformación en el máximo esfuerzo Kaushik et al. (2007) propone:

$$\varepsilon'_m = \frac{C_j f'_m}{E_m^{0,7}}, \quad C_j = 0,27 f_j^{0,25}$$

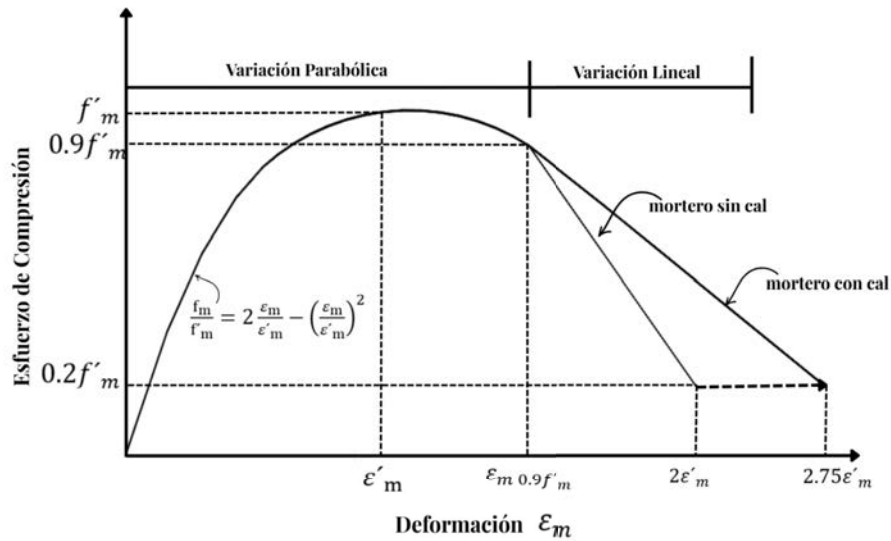
Donde:

- E_m : módulo elástico de la mampostería
- f_j : resistencia del mortero

La deformación última disminuye cuando el mortero es más resistente, indicando que el mortero controla la ductilidad del panel.

Figura 15

Modelo constitutivo de la Mampostería



Nota. Evaluación de modelos de paneles de mampostería para el análisis no lineal de marcos de hormigón armado rellenos. Fuente: Elaboración propia.

b. Modelos De Materiales Para Análisis No Lineales.

En el análisis no lineal de estructuras, la elección adecuada de los modelos materiales es esencial para obtener resultados realistas que reflejen el comportamiento real de los materiales bajo condiciones extremas de carga. Para este tipo de análisis, en la plataforma OpenSees se utilizan diferentes modelos que permiten simular el comportamiento de materiales bajo cargas no lineales, como Concrete01 y Steel01, que se emplea para modelar el concreto, la mampostería y el acero de refuerzo.

Modelo Del Concreto y Mampostería.

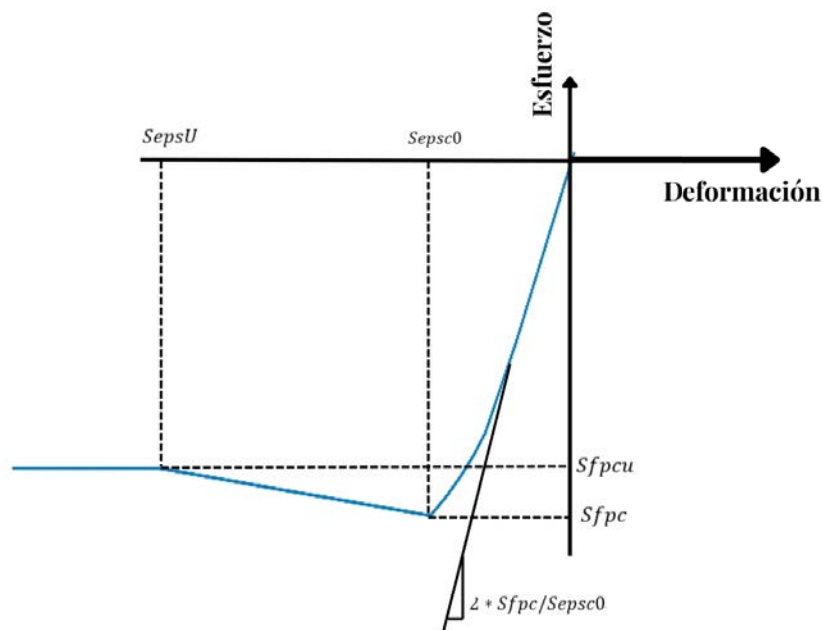
El modelo Concrete01 en OpenSees es utilizado para simular el comportamiento no

lineal del concreto bajo compresión y tracción. Este modelo es clave para representar el comportamiento del concreto y la mampostería en situaciones de alta carga.

En el modelo Concrete01 (Figura 16), se define una curva de esfuerzo-deformación que cubre tanto la fase elástica como la no lineal. Este comportamiento no lineal incluye la fase de compresión, donde el concreto se comporta de forma más rígida, pero eventualmente sufre deformaciones plásticas significativas, y la fase de tracción, donde las fisuras y la apertura de grietas reducen su capacidad de carga.

Figura 16

Material Concrete01



Nota. Material Concrete01, modelo constitutivo de concreto implementado en OpenSees.

Fuente: OpenSees (s.f.).

Donde:

- fpc : Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días.

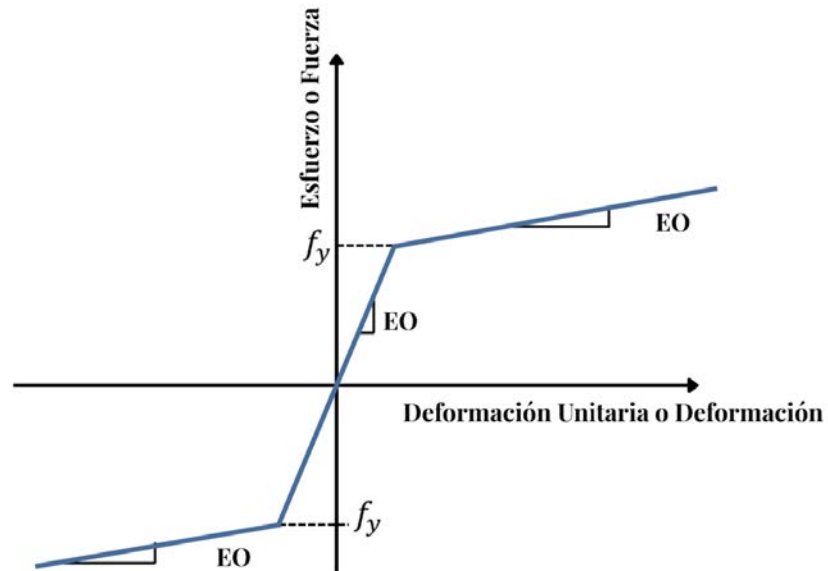
- eps_c0 : Deformación del concreto a máxima resistencia;
- f_{pcu} : Resistencia al aplastamiento del concreto y
- eps_u : Deformación del concreto en caso de resistencia al aplastamiento.

El modelo se ha empleado no solo para representar el comportamiento del concreto armado tradicional, sino también para modelar elementos de mampostería. Si bien la mampostería presenta una elevada resistencia a la compresión, es más vulnerable a fallas por tracción y por corte debido a su naturaleza heterogénea. Esto se refleja en un comportamiento más complejo, ajustado en el modelo Concrete01 para capturar sus particularidades, como la resistencia a la compresión, los límites de tracción y las características de deformación.

Modelo De Acero.

El modelo Steel01 en OpenSees es utilizado para simular el comportamiento del acero de refuerzo en las secciones de concreto armado. Este modelo se basa en una representación elástico-plástica con endurecimiento cinemático, lo que permite simular de manera precisa el comportamiento del acero, desde su fase elástica hasta su capacidad para experimentar deformaciones plásticas bajo altas cargas.

El modelo Steel01 (figura 17) permite capturar tanto la fase de comportamiento elástico, en la cual el acero sigue una relación lineal entre esfuerzo y deformación, como la fase plástica, donde el acero comienza a fluir y a experimentar deformaciones plásticas, lo que es fundamental para evaluar la resistencia de la estructura bajo cargas extremas.

Figura 17*Material Steel01*

Nota. Material Steel01, modelo constitutivo bilineal con comportamiento histérico sin endurecimiento isotrópico, implementado en OpenSees. Fuente: OpenSees (s.f.).

Donde:

- F_y : Resistencia a fluencia
- E_0 : Tangente elástica inicial
- b : Razón de endurecimiento por deformación (relación entre la tangente post-fluencia y la tangente elástica inicial).

Este modelo asegura que el comportamiento del acero, junto con el concreto, sea correctamente simulado en un análisis no lineal, lo que permite predecir con precisión cómo se comportarán las secciones de concreto armado bajo condiciones de carga extremas.

c. Modelos Inelásticos.

De acuerdo con la guía del NEHRP para el análisis estructural no lineal en el diseño sísmico (NIST GCR 10-917-5), los modelos estructurales inelásticos se clasifican principalmente según la forma en que distribuyen la plasticidad en la sección transversal y a lo largo del elemento estructural (Deierlein et al., 2010b). En la Figura 18 del documento se presentan cinco modelos idealizados que representan el comportamiento inelástico de vigas y columnas, y que pueden extenderse a otros elementos como arriostres y muros de corte.

Modelos con bisagras plásticas concentradas (Figura 18.a y 18.b)

Este enfoque simplificado concentra la inelasticidad en los extremos del elemento, representada mediante articulaciones plásticas o resortes con comportamiento histerético. Se modelan mediante relaciones momento-rotación, lo que los hace eficientes desde el punto de vista computacional.

Modelos con rótulas plásticas de longitud finita (Figura 18.c)

En estos modelos, la plasticidad se distribuye en zonas inelásticas designadas cerca de los extremos del elemento. Las secciones dentro de estas zonas se definen mediante relaciones momento-curvatura no lineales o integraciones por fibras, considerando la hipótesis de que las secciones planas permanecen planas. Esto permite capturar de manera más realista la propagación del daño y calcular con precisión las rotaciones plásticas (Deierlein et al., 2010b).

Modelos con fibras distribuidas (Figura 18.d)

Utilizan integración numérica de fibras uniaxiales de acero y concreto sobre la sección transversal, así como a lo largo del elemento. Esta formulación permite representar con detalle la respuesta histerética, aunque es sensible al gradiente de momento, la longitud

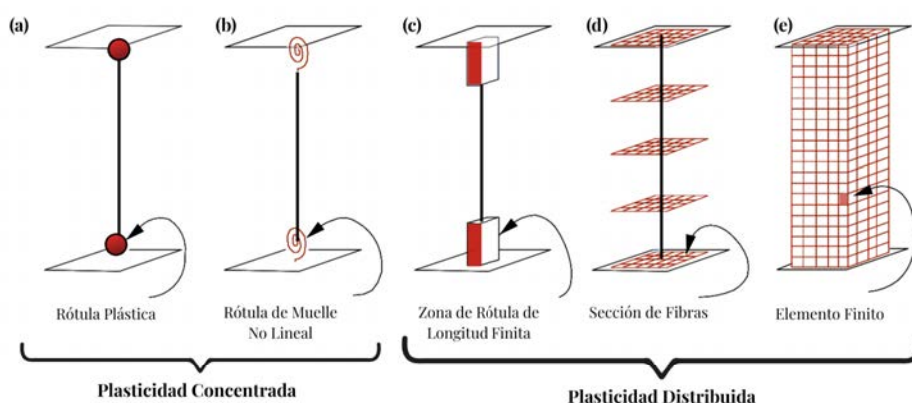
del elemento y los parámetros del modelo. La precisión depende del método de integración y de la formulación del endurecimiento por deformación (Kunnath et al., 1990; Spacone et al., 1996).

Modelos con elementos finitos no lineales (Figura 18.e)

Estos modelos discretizan el elemento completo mediante pequeñas subelementos con propiedades no lineales. Proveen una representación detallada del comportamiento estructural, pero requieren un alto costo computacional y una cuidadosa calibración de parámetros.

Figura 18

Modelos idealizados de elemento viga – columna



Nota. Esta figura muestra los diferentes modelos idealizados para representar el comportamiento de los elementos viga-columna en un análisis estructural, que incluyen: (a) bisagra plástica, (b) bisagra de resorte no lineal, (c) zona de bisagra de longitud finita, (d) sección de fibras, y (e) elemento finito. Fuente: Deierlein et al. (2010b).

d. Efectos No Lineales Geométricos.

Los efectos geométricos no lineales aparecen cuando las cargas gravitatorias actúan

sobre la configuración deformada de la estructura, generando incrementos adicionales de fuerzas internas en elementos y conexiones. A diferencia de la no linealidad material, asociada al comportamiento inelástico de los materiales, la no linealidad geométrica depende de la magnitud de las deformaciones laterales y de cómo estas modifican la trayectoria de las cargas, pudiendo comprometer la estabilidad global del sistema (Deierlein et al., 2010a).

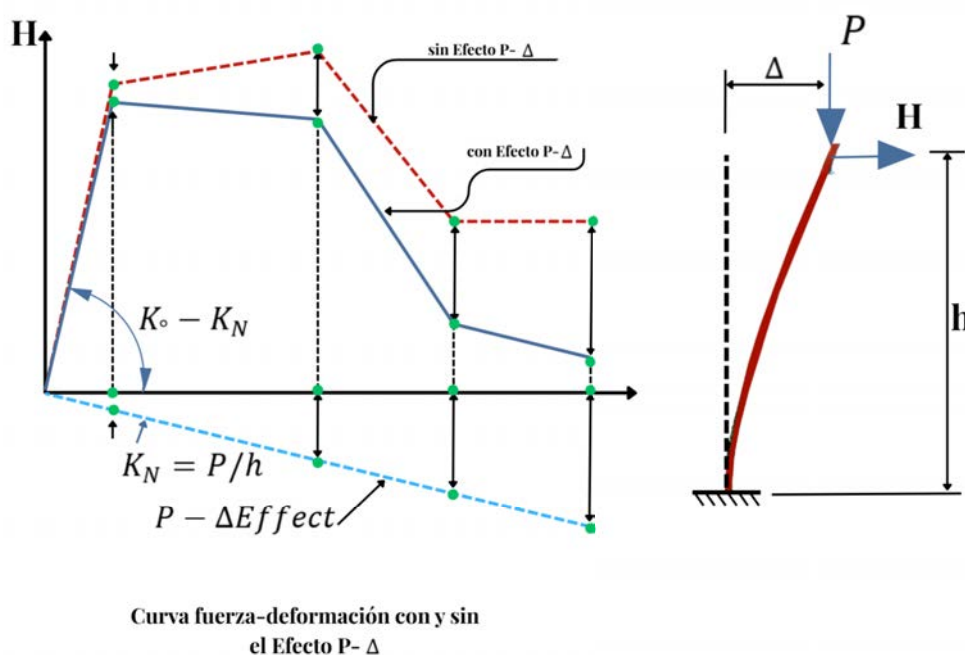
Los efectos geométricos no lineales se suelen clasificar en efectos $P-\delta$ y $P-\Delta$. Los efectos $P-\delta$ se asocian a deformaciones a lo largo del propio elemento, medidas respecto a la cuerda del mismo; su influencia está relacionada con el pandeo local y con la curvatura de barras esbeltas. En cambio, los efectos $P-\Delta$ se miden entre los extremos de los elementos y están ligados a las deformaciones laterales globales de la estructura, típicamente la deriva de entrepiso en edificios. En análisis sísmico, los efectos $P-\Delta$ son mucho más críticos, ya que pueden producir pérdida de resistencia lateral, acumulación de derivas residuales e incluso inestabilidad dinámica, mientras que los $P-\delta$ pueden omitirse cuando los miembros cumplen límites de esbeltez establecidos para sistemas especiales en zonas sísmicas (American Society of Civil Engineers, 2016).

Cuando la estructura desarrolla grandes desplazamientos laterales bajo cargas gravitatorias, los momentos $P-\Delta$ reducen la rigidez y la resistencia lateral efectivas, lo que en la curva Cortante Basal – Deriva se manifiesta como una pendiente negativa post-pico, indicativa de ablandamiento e inestabilidad. Por ello, en el análisis sísmico estático y dinámico no lineal se incorporan de manera explícita los efectos $P-\Delta$, manteniendo activas las cargas gravitatorias durante toda la historia de carga e incluyéndolos numéricamente mediante rigidez geométrica u otros procedimientos equivalentes. En el contexto del diseño

basado en desempeño, normas como ASCE 41 consideran estos efectos dentro de los criterios globales de aceptación, limitando la capacidad inelástica admisible y haciendo esencial su adecuada representación para estimar de forma realista las derivas máximas, las deformaciones residuales y el riesgo de colapso. En esta investigación, dichos efectos se modelan explícitamente siguiendo estos lineamientos.

Figura 19

Curva Fuerza-Deformación con y sin efecto $P-\Delta$.



Nota. La figura muestra la diferencia en la respuesta histerética de un elemento estructural cuando se considera el efecto $P-\Delta$. *Fuente:* Adaptado de PEER/ATC (2010).

3.1.9. Interacción Tabique-Pórtico

La interacción tabique-pórtico es la influencia que tienen los tabiques no portantes sobre los pórticos circundantes cuando el edificio es sometido a cargas laterales como se muestra en la Figura 20. La tabiquería le brinda una rigidez lateral adicional a cada

entrepiso de una edificación, por lo cual se pueden desencadenar diversos comportamientos propios de la configuración estructural, tales como efectos de piso blando, efectos de torsión en planta y falla por columna corta (Anaya Saldaña & Asencio Huamanchay, 2025), es decir tiene una influencia significativa sobre el desempeño sísmico de las edificaciones.

La interacción tabique-pórtico tiene efectos en la reducción del periodo de vibración de las edificaciones, pues una estructura analizada sin tabiquería presenta mayor periodo de vibración que analizada con tabiquería. Así, la rigidez lateral proporcionada por los muros divisorios hace que se incremente la fuerza sísmica, ya que, al reducirse el periodo de vibración, la aceleración causada por el sismo aumenta. Los muros de tabiquería, al deformarse lateralmente los pórticos, se comportan de manera similar a un puntal inclinado equivalente. Se desarrolló un modelo matemático para analizar el muro bajo esta perspectiva. Stafford Smith (1966) fue el pionero en realizar este tipo de análisis (Anaya Saldaña & Asencio Huamanchay, 2025).

Esta técnica de modelado de los tabiques de albañilería implica representar el tabique como un puntal diagonal que conecta los nudos opuestos del pórtico. Se realiza de esta manera porque, cuando la viga y la columna del pórtico se deforman por flexión, el tabique tiende a separarse parcialmente del pórtico, manteniendo contacto exclusivamente en los vértices diagonalmente opuestos (San Bartolomé, 2005).

Figura 20

Unidad de estudio.



Nota. Tabique no aislado en una vivienda informal. Fuente: Elaboración propia.

3.1.10. Tipos de Falla y Resistencias Asociadas en los Tabiques

A continuación, se describen los distintos modos de falla provocados por cargas sísmicas aplicadas dentro del plano del tabique, así como las resistencias (R) asociadas a la condición de rotura del puntal, de acuerdo con lo establecido en la Norma Técnica Peruana de Albañilería E.070. Estos modos de falla incluyen tanto la falla por compresión como la por tracción del mortero, así como otras posibles interacciones que afectan la resistencia global del sistema.

a) **Falla por aplastamiento (R_c).** Esta falla se presenta en las esquinas del tabique,

triturrándose los ladrillos. La resistencia última del puntal se calculará como:

$$R_c = 0,12 \cdot f'_m \cdot D \cdot t$$

- b) Falla por tracción (R_t).** Este tipo de falla ocurre en las esquinas del tabique, donde se produce una trituración de los ladrillos. La resistencia última del puntal en esta condición se calcula utilizando la siguiente expresión:

$$R_t = 0,85 \cdot \sqrt{f'_m} \cdot D \cdot t$$

- c) Falla por cizalla (R_s).** Este tipo de falla se presenta a la mitad de la altura del tabique (en la junta de construcción). Esta falla se caracteriza por presentar una grieta horizontal. La resistencia última del puntal se determinará utilizando la siguiente expresión:

$$R_s = \frac{f_s \cdot t \cdot D}{1 - 0,4 \cdot \frac{h}{L}}$$

Donde:

- R : Resistencia última del puntal de albañilería (en kilogramos).
- L, h, t : Longitud, altura y espesor del tabique, respectivamente (en centímetros).

$$D = \sqrt{L^2 + h^2}$$

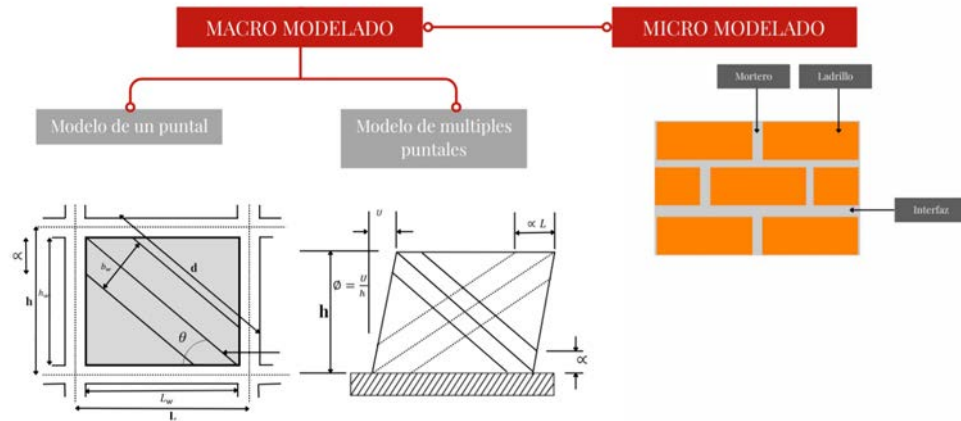
- f'_m : Resistencia característica a compresión axial de la albañilería (en kg/cm²).

- f_s : Resistencia última a cizalla de la albañilería igual a 4 kg/cm².

La falla por tracción diagonal se considera la más crítica, debido a que compromete una gran parte del área del tabique. Por ello, se le identifica como el modo de falla principal durante un sismo donde exista interacción entre el tabique y la estructura. En consecuencia, para asegurar el desempeño adecuado del sistema estructural, la fuerza axial de compresión que actúa en el puntal obtenida del análisis sísmico elástico ante un sismo severo debe ser inferior a la resistencia a la tracción diagonal.

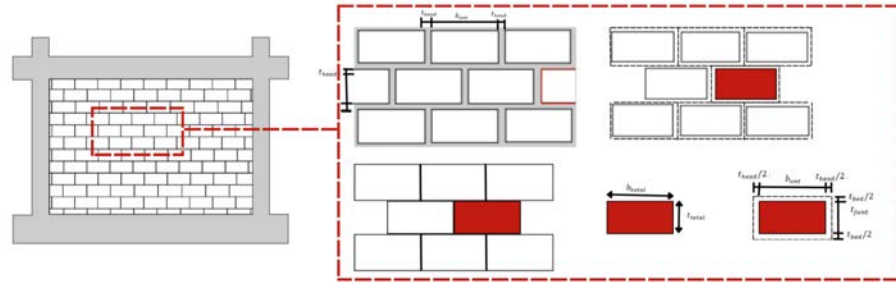
3.1.11. Técnicas De Modelado De Los Muros De Relleno De Mampostería

En la literatura se encuentran diversas propuestas de modelado que simulan el comportamiento del tabique-pórtico, las cuales se agrupan en dos categorías: micro-modelos y macro-modelos simplificados. Los micro-modelos consisten en enfoques en los que el panel se divide en múltiples elementos, permitiendo una representación detallada de los efectos locales. Por otro lado, los macro-modelos simplificados se basan en una comprensión física del comportamiento de los paneles de relleno sometidos a cargas sísmicas, apoyándose en ensayos experimentales previos para su formulación.

Figura 21*Comparación entre macro y micro modelado*

Nota. Estrategias de modelado para muros de relleno de mampostería. Elaboración propia.

a. Micro Modelos. Es una forma de modelado matemático del tabique-pórtico en el cual se analiza los muros de tabiquería como la composición discontinua de sus elementos, ladrillos, mortero, y el mortero interfaz tabique-pórtico (Anaya Saldaña & Asencio Huamanchay, 2025). En el micro - modelado, las unidades de ladrillo y el mortero se representan mediante elementos continuos, mientras que la interacción entre las unidades de ladrillo y el mortero se modela mediante distintos elementos de interfaz. Este enfoque usa como herramienta el método de elementos finitos que permite obtener resultados precisos, aunque con un alto requerimiento computacional.

Figura 22*Representación gráfica del micro modelado*

Nota. Esta figura muestra la representación gráfica del micro modelado, que se utiliza para simular con detalle el comportamiento estructural de elementos individuales en un sistema.

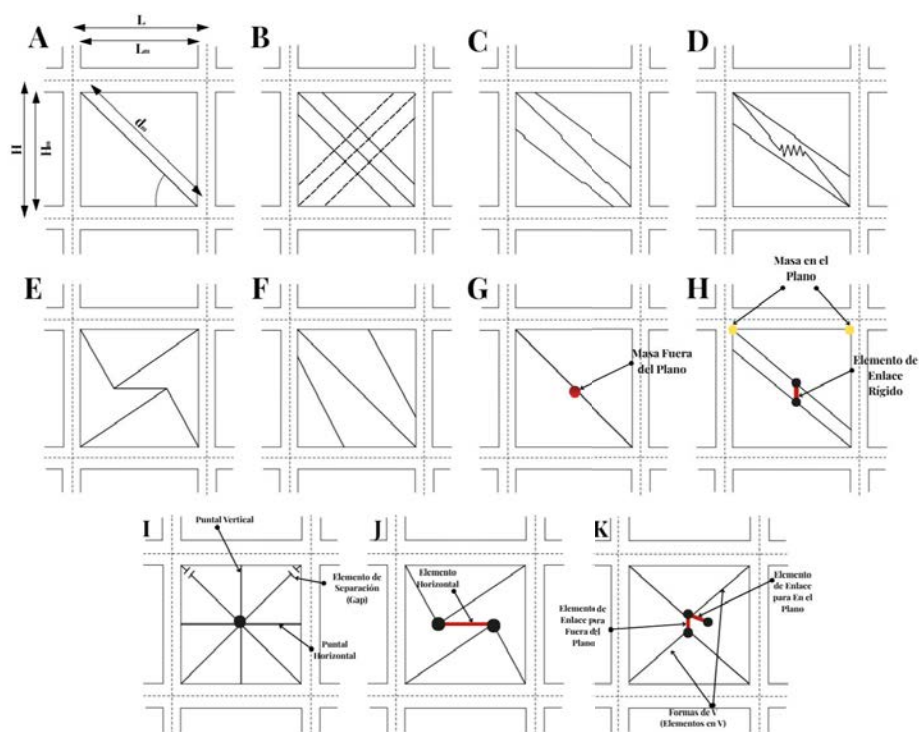
Fuente: Adaptado de Filippou et al. (2019).

b. Macro Modelos. Los modelos macro son una forma de modelar los muros de tabiquería considerando a sus componentes, como los ladrillos, el mortero confinado y el mortero de la interfaz tabique-pórtico, como un único elemento continuo. Al tratarse de un método simplificado de análisis, no considera diversos fenómenos inherentes al comportamiento de los muros de tabiquería, tales como fallas por deslizamiento de juntas, grietas o fallas por tracción, entre otros. Los métodos utilizados en el modelado macro proporcionan una respuesta global sobre el comportamiento de la estructura (Anaya Saldaña & Asencio Huamanchay, 2025). El método se basa en el concepto de reemplazar el muro de relleno por un puntal diagonal equivalente. Aunque el modelo de un solo puntal es adecuado para predecir la respuesta no lineal, el modelo con múltiples puntales ofrece una mayor precisión. En todos los modelos de puntales, el comportamiento no lineal de cada puntal se describe mediante una ley constitutiva monótona o cíclica. En configuraciones con múltiples puntales, es necesario definir una ley constitutiva monótona o

cíclica para cada uno de ellos (Filippou et al., 2019).

Figura 23

Tipos de los macro modelos para la interacción tabique-pórtico



Modelos macro: (A) modelo de un puntal diagonal, (B) modelo de múltiples puntales de Chrysostomou (1991), (C) modelo de El-Dakhkhni y Hamid (2003), (D) modelo de Crisafulli y Carr (2007). Modelos macro desarrollados para considerar interacciones en el plano y fuera del plano: (E) modelo de Rodrigues y Costa (2010) y (F) modelo de Yekrangnia y Mohammadi (2017), (G) Kadysiewski y Mosalam (2009), (H) Donà et al. (2017), (I) Trapani et al. (2018), (J) Furtado et al. (2016) y (K) Gesualdi et al. (2020).

Nota. Esta figura muestra los diferentes tipos de macro modelos utilizados para analizar la interacción entre tabiques y pórticos en estructuras, permitiendo evaluar su comportamiento bajo cargas sísmicas. Fuente: Filippou et al. (2019).

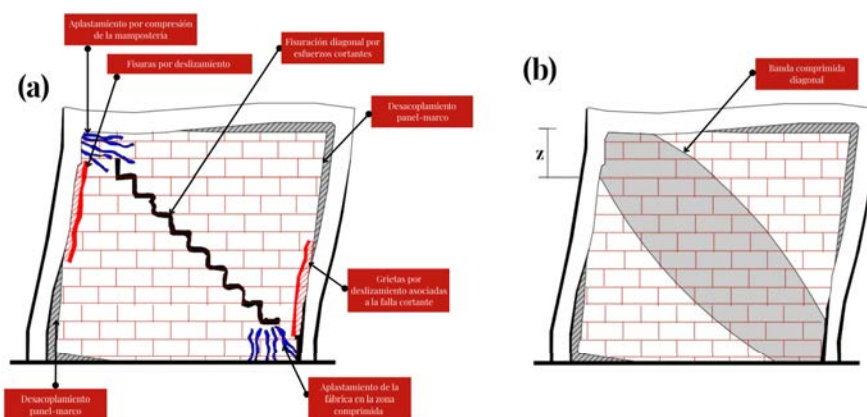
3.1.12. Modelo De Puntal Equivalente

El modelo de puntal diagonal equivalente ha demostrado ser una solución razonable mediante una adecuada caracterización geométrica y mecánica. La idea principal del modelo, sugerida a partir de observaciones experimentales en las que se monitorearon los esfuerzos de compresión bajo acciones horizontales, consiste en simular el panel de

mampostería mediante un elemento equivalente que sólo resiste fuerza axial de compresión, orientado hacia las uniones viga–columna. En este enfoque, la mampostería se caracteriza finalmente como un material continuo homogéneo (Kareem & Pantò, 2019). Una representación esquemática del comportamiento mecánico de un marco con relleno sometido a acciones horizontales se muestra en la Figura 24.

Figura 24

Modelo de puntal diagonal equivalente



Nota. comportamiento macroscópico de los paneles de relleno bajo cargas horizontales (a); configuración deformada cualitativa del marco con relleno y formación del mecanismo de puntal equivalente dentro del panel (b). Elaboración propia.

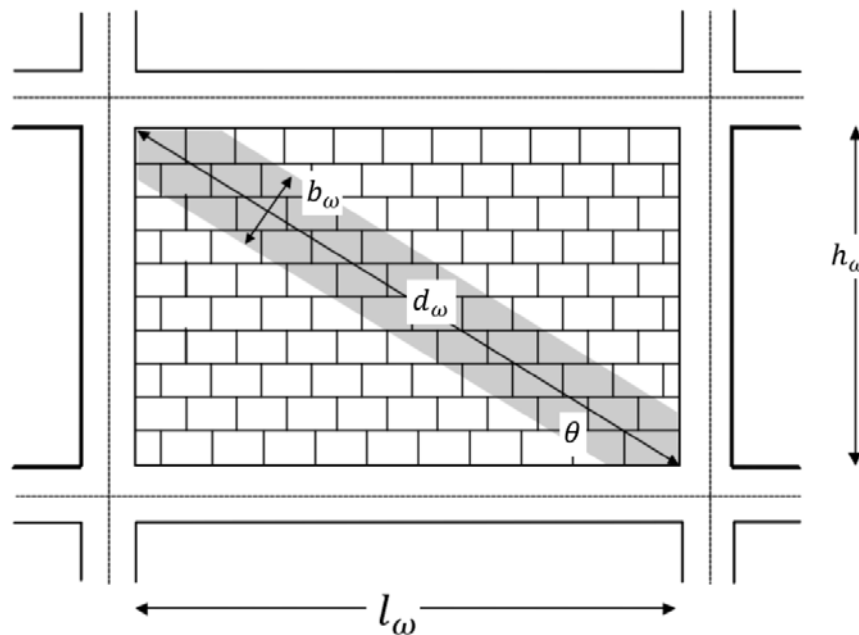
A bajos niveles de fuerza lateral en el plano, el marco y el panel de relleno actúan de manera completamente compuesta, como un muro estructural con elementos de borde. A medida que las deformaciones laterales aumentan, el comportamiento se vuelve más complejo debido a que el marco tiende a deformarse en un modo flexional, mientras que el panel intenta deformarse en un modo cortante como se muestra en la Figura 24. El resultado es la separación entre el marco y el panel en las esquinas a lo largo de la diagonal

en tracción, y el desarrollo de un puntal diagonal de compresión en la diagonal en compresión (Paulay & Priestley, 1992).

Los cálculos del período natural deben basarse en la rigidez estructural después de que ocurre la separación. Esta puede determinarse considerando la estructura como un marco equivalente arriostrado diagonalmente, donde el puntal diagonal en compresión está conectado mediante rótulas a las esquinas del marco.

Figura 25

Modelo del puntal equivalente para la interacción Tabique – Pórtico



Nota. Este modelo representa el puntal equivalente del relleno de mampostería utilizado para simular la interacción entre tabiques y pórticos en el análisis estructural. Fuente: Gaetani d’Aragona et al. (2021).

Paulay y Priestley señalaron que un valor elevado de b_w dará como resultado una estructura más rígida, lo que conduce a una respuesta sísmica potencialmente mayor.

Sugirieron una fórmula simple, útil para el diseño estructural, como se muestra a continuación:

$$b_w = 0,25 d_w$$

Donde:

- d_w : Longitud de la diagonal.

El puntal diagonal está constituido por el mismo material del relleno, tiene el mismo espesor, t_{inf} , que el muro de relleno, y un ancho equivalente, b_w . El área del puntal diagonal equivalente A_d se calcula mediante la siguiente ecuación.

$$A_d = t_{inf} \times b_w$$

Donde:

- A_d : Área del puntal diagonal equivalente.
- t_{inf} : Espesor real del relleno.
- b_w : Ancho del puntal equivalente.

Los extremos del puntal se consideran articulados y generalmente se asume que coinciden con la intersección de los ejes de los elementos del pórtico, lo que produce una longitud del puntal ligeramente mayor que la diagonal del relleno. Sin embargo, esta diferencia es prácticamente insignificante (Moretti, 2015).

3.1.13. Calibración De Modelo

La calibración es una etapa fundamental en el análisis estructural no lineal, ya que permite ajustar los modelos numéricos para que reproduzcan de manera realista el comportamiento histerético observado en ensayos experimentales. Debido a que la respuesta dinámica no lineal es altamente sensible a los parámetros que definen rigidez, resistencia, degradación y disipación de energía, la calidad de un análisis depende directamente de la fidelidad con la que estos parámetros representan el desempeño real de los elementos estructurales (National Information Service for Earthquake Engineering, 2007).

La calibración consiste en ajustar los modelos de materiales y elementos para reproducir adecuadamente aspectos esenciales como la rigidez elástica inicial, la rigidez post-agrietamiento y post-fluencia, la resistencia última, y la disipación de energía, observable en los lazos histeréticos de carga–descarga.

Para lograrlo, se utilizan resultados experimentales de ensayos monotónicos y cíclicos realizados en laboratorios, los cuales proporcionan curvas envolventes y ciclos histeréticos que sirven como referencia. Gracias a estos datos, el analista puede ajustar las leyes constitutivas (modelos de fibras, modelos degradantes, modelos bilineales, etc.) para que la simulación represente adecuadamente los mecanismos de daño reales.

3.1.14. Análisis No Lineal Estático

Un análisis no lineal es requerido cuando una estructura presenta un comportamiento no lineal debido a las propiedades del material que la compone o por su geometría. Este tipo de análisis, aunque implica un alto costo computacional, permite evaluar la estructura con mayor exactitud, ya que toma en cuenta su comportamiento en el

rango no elástico.

El análisis estático no lineal se utiliza para estudiar la resistencia en función de la deformación y la capacidad de una estructura, considerando una distribución esperada de fuerzas inerciales. Este tipo de análisis permite evaluar el comportamiento estructural bajo condiciones de carga estática, teniendo en cuenta las no linealidades en el material y la geometría.

Para llevar a cabo este tipo de análisis, la estructura se somete a una serie de cargas laterales, las cuales se incrementan de manera monótona hasta que el elemento o sistema estructural alcanza su capacidad máxima. Este procedimiento permite identificar diferentes etapas como el agrietamiento, la cedencia y otros tipos de fallos en los elementos de la estructura. Además, se pueden obtener las fuerzas cortantes en la estructura y el historial de deformaciones correspondientes, lo cual se refleja en la curva de capacidad.

3.1.15. *Pushover*

El análisis “Pushover” no lineal es un método estático utilizado para evaluar el comportamiento de estructuras más allá de su rango elástico, simulando la aplicación progresiva de cargas laterales hasta que se alcanza un punto de colapso o fallo, se fundamenta en la disminución progresiva de la rigidez de la estructura a medida que aumenta la demanda sísmica. En este enfoque, se llevan a cabo varios análisis estáticos no lineales, en los cuales se aplica una carga incremental al modelo estructural y se evalúa la respuesta de la edificación en cada fase del proceso (Alarcón Andreu & Huamán Huamán, 2025).

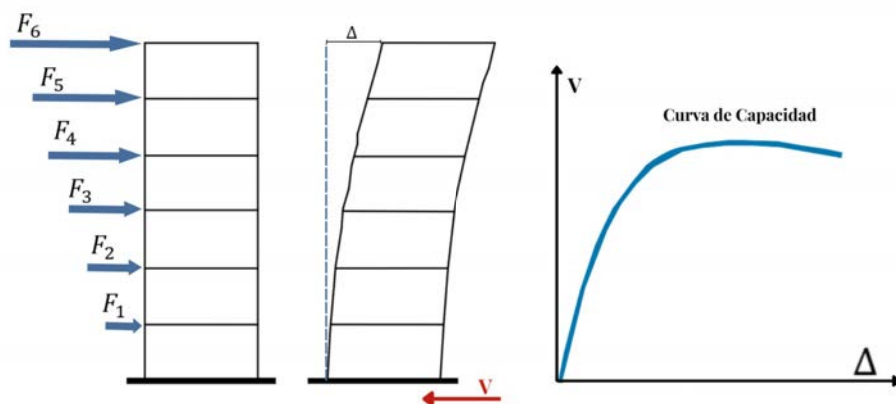
Al realizar el Análisis Estático No Lineal Pushover, se somete a la estructura al

colapso o hasta alcanzar un valor de carga específico, mediante la aplicación de cargas gravitacionales constantes y un patrón de cargas laterales que se incrementan progresivamente.

El patrón de cargas se aplica e incrementa progresivamente, y la suma de las fuerzas distribuidas en cada nivel da lugar a la cortante basal. Junto con el desplazamiento en el nivel superior, esto genera la curva de capacidad. A medida que se incrementan las cargas, se van formando rótulas plásticas en la estructura, lo que lleva finalmente al colapso de la misma (Meléndez Cáceres & Quiroz Velazco, 2023).

Figura 26

Flujo de Análisis Pushover.



Nota. Esquema del análisis Pushover. Fuente: International Journal for Research in Applied Science and Engineering Technology (s.f.)

a. Patrón De Cargas.

En un análisis de empuje con inercia modal de primer modo, el patrón de carga lateral se basa en un único modo fundamental de vibración de la estructura. La carga lateral aplicada es proporcional a la masa que participa en el primer modo de vibración.

Este enfoque considera principalmente las fuerzas de inercia del primer modo y descarta las contribuciones de los modos superiores. Aunque el análisis es generalmente más sencillo que el empuje multimodal, puede no capturar completamente el comportamiento de respuesta de estructuras complejas que involucren de manera significativa modos superiores durante eventos sísmicos (Kuria & Kegyes-Brassai, 2024).

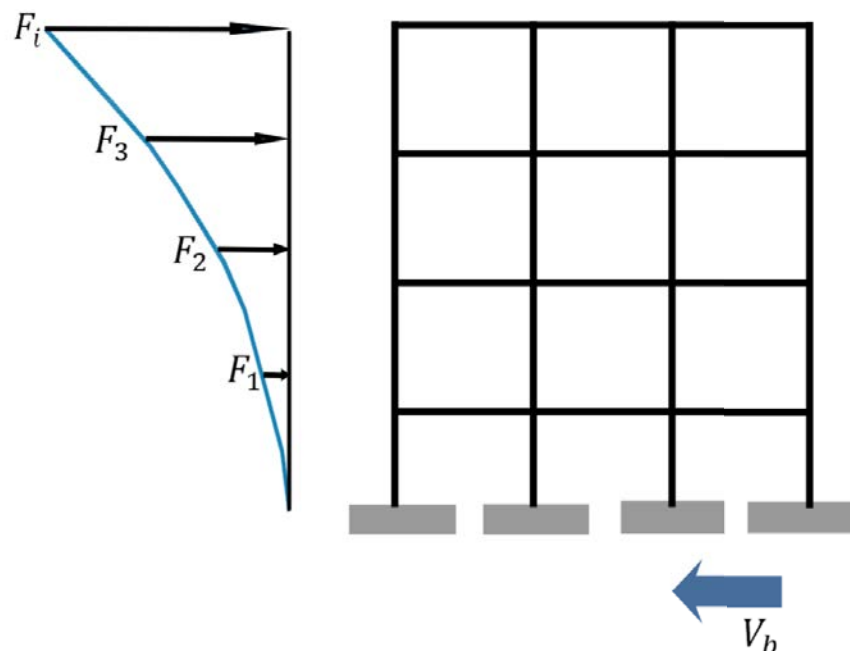
Distribución según la forma del modo fundamental se realiza de acuerdo a la siguiente ecuación.

$$F_i = \frac{W_i}{g} \phi_i$$

Donde W_i es el peso del nivel i , g es el valor de la gravedad y ϕ_i es el elemento del nivel i de la forma modal correspondiente al modo de vibración i . El patrón de carga lateral representa la fuerza obtenida del modo predominante de vibración y se distribuye de acuerdo a la Figura 27.

Figura 27

Patrón de cargas para el análisis Pushover



Nota. Patrón de carga aplicado para el análisis Pushover según el modo fundamental de vibración. Elaboración Propia.

b. Curva De Capacidad.

La curva de capacidad establece la relación entre la fuerza cortante basal y el desplazamiento máximo en el último nivel de la edificación conocido como “Nodo de control”.

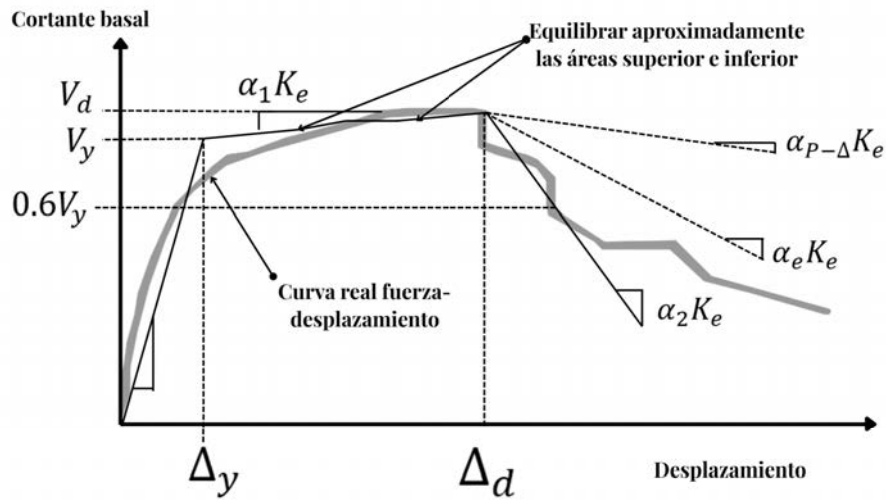
Una vez definido el modelo inelástico de la estructura, es necesario ubicar el punto de control de desplazamiento por piso en el modelo, ya que será el lugar en el que se aplicarán las fuerzas sísmicas laterales incrementales. Estas fuerzas se aplican en proporción a la distribución de masa en el plano de cada diafragma de piso, representando las fuerzas de inercia generadas durante un sismo y siguiendo la forma del modo fundamental.

El punto de control se situará en el lugar más cercano al centro de masa del último piso del edificio, y la distribución de las cargas aplicadas será proporcional a la forma del modo fundamental en la dirección de análisis (Avilés Farfán & Grados Trujillo, 2024).

A partir de la curva de capacidad, se pueden determinar la rigidez lateral efectiva, K_e y la resistencia lateral V_y , como se muestra en la figura 28.

Figura 28

Curva de capacidad cortante basal vs desplazamiento



Nota. Curva idealizada de Fuerza-Desplazamiento para el Análisis No Lineal Estático.

Fuente: American Society of Civil Engineers (2000)

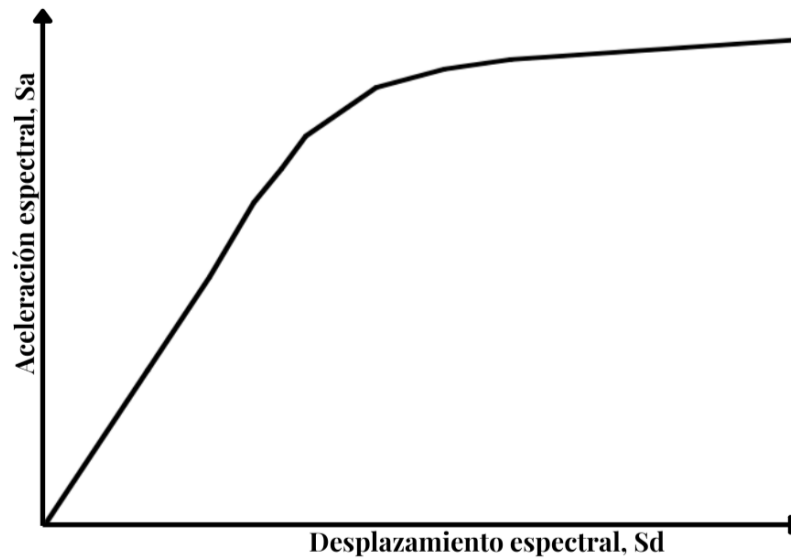
c. Espectro De Capacidad.

Para determinar el espectro de capacidad de una estructura, es necesario transformar la curva de capacidad en un espacio de coordenadas espectrales, realizando un proceso punto por punto. Este espectro de capacidad se representa mediante una curva en el espacio conocido como ADRS (Acceleration-Displacement-Response-Spectra), o también como una curva de aceleración-desplazamiento (A-D). En la Figura, se establece la relación

entre la aceleración espectral y el desplazamiento espectral de la estructura.

Figura 29

Espectro de capacidad



Nota. Grafica del espectro de capacidad. Fuente: Moreno González (2006)

Para llevar a cabo esta transformación, es fundamental disponer de las propiedades dinámicas de la estructura, tales como los modos de vibración y el factor de participación modal. Así, el primer paso es realizar un análisis modal de la estructura. Tras obtener los resultados de este análisis, se podrá proceder a convertir la curva de capacidad en un espectro de capacidad mediante las ecuaciones correspondientes.

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1}$$

$$S_d = \Delta_{\text{techo}} P F_1 \varphi_{1,\text{techo}}$$

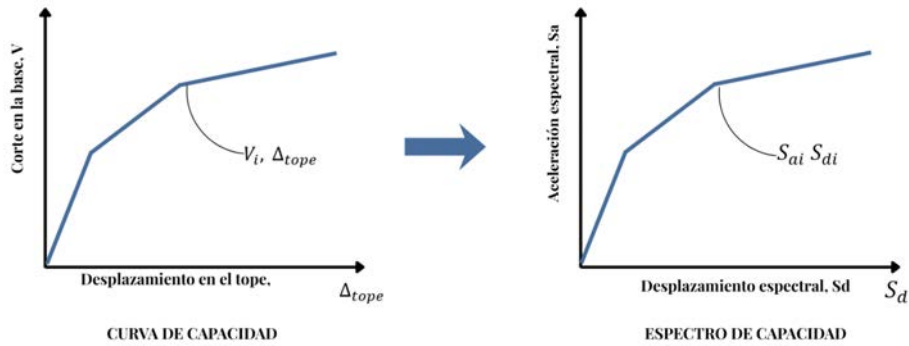
Donde:

- S_a : Aceleración espectral
- S_d : Desplazamiento espectral
- V : Cortante en la base
- W : Masa total
- α_1 : Masa efectiva del primer modo de vibración
- Δ_{techo} : Desplazamiento en el último piso
- PF_1 : Factor de participación modal
- $\varphi_{1,\text{techo}}$: Desplazamiento modal en la última planta

En estas ecuaciones, S_a corresponde a la aceleración experimentada por la masa desplazada en función del primer modo, mientras que S_d representa el desplazamiento generalizado asociado al primer modo cuando el desplazamiento del techo es Δ_{techo} .

Figura 30

Grafica de la curva de capacidad y el espectro de capacidad



Nota. Transformación de la curva de capacidad en el espectro de capacidad. Fuente: INESA Tech (s.f.)

d. Espectro De Respuesta.

Uno de los principales desafíos en la sismología de ingeniería es determinar cómo se comporta una estructura frente a un movimiento específico del terreno. Para abordar esta cuestión de manera más sencilla, se ha recurrido al concepto de “espectro de respuesta”.

Según la NTP E030 corresponde a un sismo de diseño con un porcentaje de amortiguamiento efectivo del 5 % para estructuras de concreto armado. Se obtiene al graficar el periodo (T) versus la aceleración espectral normada (S_a).

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

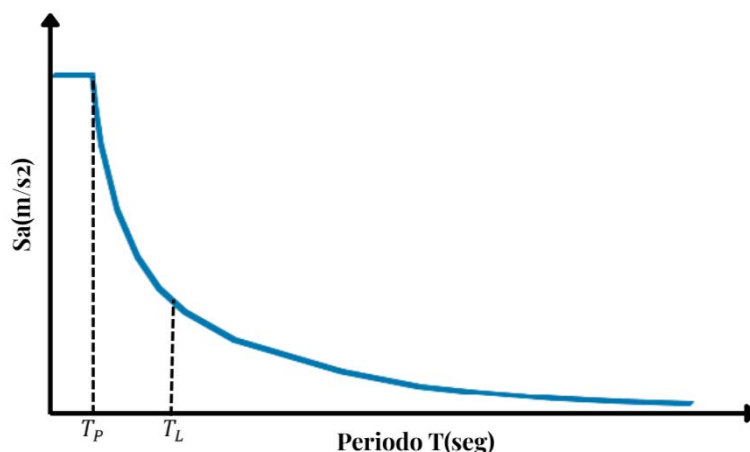
$$T < T_p \quad C = 2,5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \left(\frac{T_p T_L}{T^2} \right)$$

Donde:

- Z : Factor de zona
- U : Factor de importancia
- C : Factor de amplificación sísmica
- S : Factor de Suelo
- R : Coeficiente de reducción
- g : Gravedad
- T : Periodo fundamental de vibración
- T_P : Periodo que define la plataforma del factor de amplificación sísmica (C).
- T_L : Periodo que define el inicio de la zona del factor de amplificación sísmica (C) con desplazamiento constante.

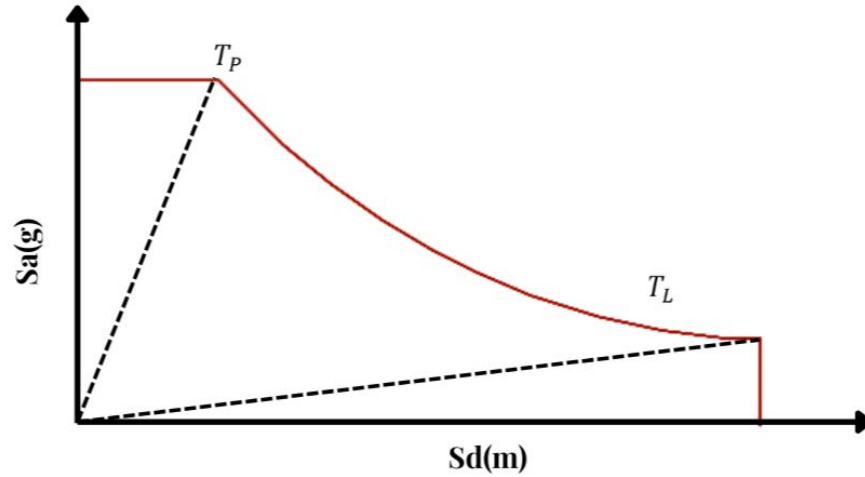
Figura 31*Espectro de respuesta*

Nota. Esta Figura muestra el espectro de respuesta, utilizado para analizar la respuesta dinámica de una estructura. Fuente: Meléndez Cáceres y Ochoa Taipe (2024).

Esto variará en función del tipo de suelo, el uso de la edificación, la zona donde se ubique, el sistema estructural, su periodo, entre otros factores. Además, puede cambiar según el eje en el que se realice el análisis.

e. Espectro De Demanda.

El empleo del método del espectro de capacidad implica la conversión del espectro de demanda sísmica, que generalmente se presenta como aceleración espectral frente al periodo (S_a vs T), hacia su equivalente en aceleración espectral frente al desplazamiento espectral. Esta representación se conoce como formato ADRS (S_a vs S_d) (**tapia**)(Saenz Tapia,2019). A continuación, se muestra el espectro de demanda.

Figura 32*Espectro de demanda*

Nota. Esta Figura muestra el espectro de demanda, utilizado para evaluar las respuestas sísmicas de una estructura ante diferentes niveles de aceleración y desplazamiento. Fuente: Meléndez Cáceres y Ochoa Taipe (2024).

Para convertir el Espectro de Aceleraciones a Espectro de respuesta aceleración desplazamiento (ADRS) se hace el uso de la siguiente expresión.

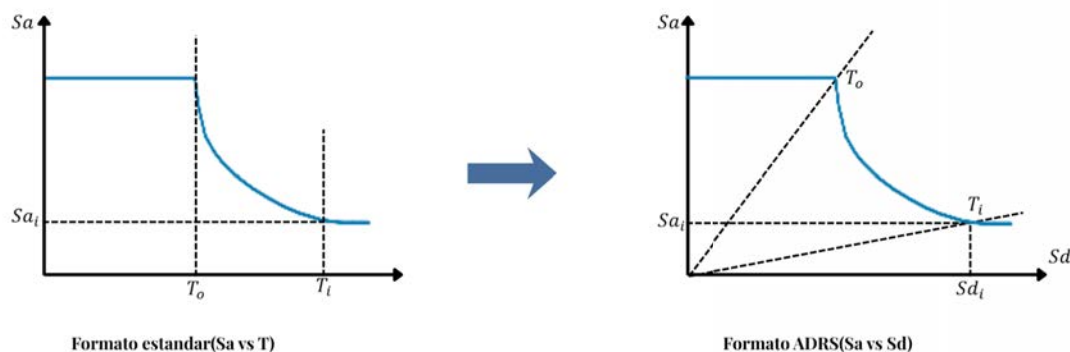
$$S_{di} = \left(\frac{T_i^2}{4\pi^2} \right) S_{ai}$$

Donde:

- S_{di} : Desplazamiento espectral
- S_{ai} : Aceleración espectral
- T_i : Periodo

Figura 33

Transformación de espectro de respuesta a espectro de demanda



Nota. Transformación del espectro de respuesta en espectro de demanda. Fuente: INESA Tech (s.f.)

3.1.16. Análisis No Lineal Dinámico

Un análisis dinámico no lineal constituye el procedimiento más preciso para evaluar el desempeño de estructuras complejas, mientras que el análisis estático no lineal presenta mayores incertidumbres asociadas a la precisión de los registros sísmicos, a las propiedades de los elementos estructurales y a las limitaciones inherentes al modelado y al análisis cíclico tridimensional (Vamvatsikos & Cornell, 2002).

a. Selección De Movimiento Del Suelo.

La selección de movimientos del suelo es un paso fundamental en la evaluación del desempeño sísmico mediante Análisis Dinámico Incremental (IDA) y constituye uno de los componentes más importantes de la metodología FEMA P-695, cuyo objetivo es garantizar que los registros empleados representen adecuadamente la demanda capaz de inducir el colapso de estructuras modernas (Federal Emergency Management Agency, 2009). En consecuencia, este proceso debe seguir criterios objetivos que aseguren la representatividad,

variabilidad y suficiencia estadística del conjunto. Para ello, se adoptan criterios que permiten seleccionar registros que reproduzcan movimientos sísmicos severos y consistentes con los niveles de excitación requeridos para análisis de colapso.

La selección de movimientos del suelo siguió criterios objetivos establecidos por FEMA P-695 y ASCE/SEI 7-16, adoptándose únicamente registros ubicados a más de 10 km de la ruptura para asegurar condiciones de campo lejano y evitar efectos de proximidad a la falla. Se emplearon acelerogramas con dos componentes horizontales ortogonales, exigiendo para cada un valor mínimo de $PGA > 0.2 \text{ g}$ y $PGV > 15 \text{ cm/s}$, indicadores de movimientos capaces de inducir daño estructural significativo. Para evitar sesgos hacia eventos con mayor instrumentación, se limitó a dos registros por terremoto, y solo se consideraron señales con corrección instrumental y de línea base. Respecto a las condiciones de sitio, se utilizaron registros obtenidos en suelos tipo C y D, pues representan condiciones estándar de diseño y permiten controlar la variabilidad asociada al sitio (Estrella et al., 2019). Aunque el proyecto se ubica en un suelo más blando, esta selección sigue siendo adecuada para IDA, dado que las condiciones locales del sitio se incorporan posteriormente mediante el proceso de escalado espectral, más que a través de la elección del registro.

Bajo estos criterios, se conformó un conjunto de 26 pares de movimientos sísmicos (componentes horizontales) provenientes de eventos registrados entre 1987 y 2024, con magnitudes entre M 6.5 y M 9.0 y magnitud promedio M 7.8, incluyendo 18 registros de subducción y 8 de terremotos corticales.

b. Tratamiento De Acelerogramas.

Corrección a línea base.

Un despreciable corrimiento en la línea base de la aceleración genera un error de

velocidad moderado y un error de desplazamiento alto. Esto se debe a errores de medición en el tambor de desplazamiento de la película del sismógrafo o debido al proceso de digitalización Fernández y Bazán (2021).

La corrección consiste en suponer que la aceleración tiene una línea de base de determinado grado. A mayor grado, mayor precisión en los resultados; generalmente, un ajuste cúbico es el mejor para corregir acelerogramas.

$$\ddot{u}_{go}(t) = C_1 + C_2 t + C_3 t^2 + C_4 t^3$$

$$\dot{u}_{go}(t) = \int \ddot{u}_{go}(t) dt = C_1 t + C_2 \frac{t^2}{2} + C_3 \frac{t^3}{3} + C_4 \frac{t^4}{4}$$

El error se reduce a través de un proceso de minimización como el siguiente:

$$\min \left\{ \int_0^{t_f} [\dot{u}_g(t) - \dot{u}_{go}(t)]^2 dt \right\}$$

$$2 \left(\int_0^{t_f} [\dot{u}_g(t) - \dot{u}_{go}(t)]^2 dt \right) = 0$$

Donde $\dot{u}_g(t)$ representa la velocidad no corregida del suelo. Luego de un proceso de derivación parcial e integración resultan las siguientes igualdades:

$$C_1 \frac{t_f^3}{3} + C_2 \frac{t_f^4}{8} + C_3 \frac{t_f^5}{15} + C_4 \frac{t_f^6}{24} = \int_0^{t_f} \dot{u}_g(t) t dt$$

$$C_1 \frac{t_f^4}{8} + C_2 \frac{t_f^5}{20} + C_3 \frac{t_f^6}{36} + C_4 \frac{t_f^7}{56} = \int_0^{t_f} \dot{u}_g(t) \frac{t^2}{2} dt$$

$$C_1 \frac{t_f^5}{15} + C_2 \frac{t_f^6}{36} + C_3 \frac{t_f^7}{63} + C_4 \frac{t_f^8}{96} = \int_0^{t_f} \dot{u}_g(t) \frac{t^3}{3} dt$$

$$C_1 \frac{t_f^6}{24} + C_2 \frac{t_f^7}{56} + C_3 \frac{t_f^8}{96} + C_4 \frac{t_f^9}{144} = \int_0^{t_f} \dot{u}_g(t) \frac{t^4}{4} dt$$

Al resolver el anterior sistema de ecuaciones, se obtienen los coeficientes de la ecuación de ajuste.

Finalmente, la aceleración corregida $\ddot{u}_{gc}(t)$ se calcula como la diferencia de la aceleración inicial $\ddot{u}_g(t)$ y la ecuación de ajuste $\ddot{u}_{go}(t)$.

$$\ddot{u}_{gc}(t) = \ddot{u}_g(t) - \ddot{u}_{go}(t)$$

Ajuste espectral.

El ajuste espectral consiste en comparar el espectro de respuesta del acelerograma con un espectro objetivo e identificar la discrepancia en cada periodo considerado. A partir de esta diferencia, se modifican las señales mediante la incorporación de ondículas (wavelets) con amplitudes y fases adecuadas, generando una corrección que permita reproducir con mayor precisión el espectro meta. Este proceso es iterativo y busca minimizar el error entre ambos espectros

La diferencia espectral en el periodo T_i se expresa como:

$$\Delta R_i = (Q_i - R_i) P_i$$

$$\delta a(t) = \sum_{j=1}^N b_j f_j(t)$$

Donde:

- Q_i : Valor objetivo

- R_i : Valor del espectro del registro y
- P_i : Factor de ponderación.
- $f_j(t)$: Conjunto de funciones de ajuste.
- b_j : Conjunto de amplitudes de las funciones de ajuste o los coeficientes que deben ser determinados.
- N : Número total de puntos espectrales que es necesario ajustar.

Constituyéndose una integral de convolución:

$$\delta R_i = \int_0^\infty \delta a(\tau) h_i(t_i - \tau) d\tau$$

$$\delta R_i = \sum_{j=1}^N b_j \int_0^\infty f_j(\tau) h_i(t_i - \tau) d\tau$$

La función de aceleración como respuesta del impulso está dada por:

$$h_i(t) = \frac{-\omega_i}{\sqrt{1 - \beta_i^2}} e^{-\omega_i \beta_i t} \left[(2\beta_i^2 - 1) \sin(\omega'_i t) - 2\beta_i \sqrt{1 - \beta_i^2} \cos(\omega'_i t) \right]$$

Donde:

$$\omega'_i = \omega_i \sqrt{1 - \beta_i^2}$$

Y $h_i(t) = 0$ para $t < 0$.

$$c_{ij} = \int_0^{t_i} f_j(\tau) h_i(t_i - \tau) d\tau$$

$$\delta R_i = \sum_{j=1}^N b_j c_{ij}$$

$$\Delta R_i = \sum_{j=1}^N b_j c_{ij}$$

$$b = C^{-1} \delta R$$

$$a_1(t) = a(t) - \gamma \delta a(t)$$

$$f_j(t) = \cos \left[\omega'_j (t - t_j + \Delta t_j) \right] \exp \left[- \left(\frac{t - t_j + \Delta t_j}{\gamma_j} \right)^2 \right]$$

$$\gamma(f) = 1,178 f^{-0,93}$$

Recorte por Intensidad de Arias.

El método de Intensidad de Arias, propuesto por Arias (1970), constituye una medida energética del movimiento sísmico. La duración significativa de esta intensidad se define como el intervalo de tiempo durante el cual se concentra la mayor parte de la energía liberada por el sismo, específicamente entre los instantes en que se alcanza el 5 % y el 95 % de la intensidad acumulada. La Intensidad de Arias se expresa mediante la integral:

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

donde $a(t)$ es la aceleración del registro y t_f corresponde a su duración total. Para obtener la intensidad acumulada hasta un tiempo t_i , se emplea la siguiente relación:

$$I_{\text{acumulada}}(\%) = \frac{\frac{\pi}{2g} \int_0^{t_i} a^2(t) dt}{\frac{\pi}{2g} \int_0^{t_f} a^2(t) dt} \times 100$$

Este procedimiento permite recortar un acelerograma conservando su intervalo significativo sin alterar de forma importante los picos iniciales de aceleración o contenido

frecuencial. Aunque en principio debería utilizarse el registro completo, hacerlo incrementa innecesariamente el costo computacional y el tiempo requerido para los análisis dinámicos no lineales.

3.1.17. Espectro De Respuesta Elástico

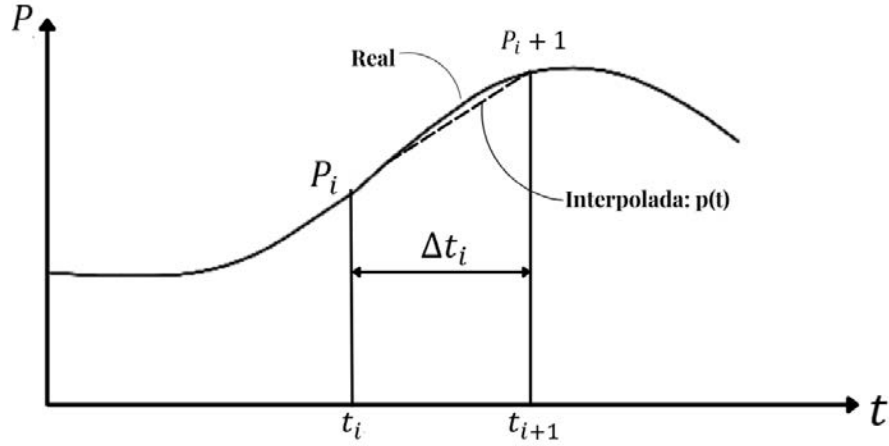
Cuando un sistema de un grado de libertad, caracterizado por un amortiguamiento ζ y una frecuencia natural de vibración ω es sometido a una aceleración de suelo o una excitación sísmica $\ddot{u}_g(t)$, la ecuación diferencial que rige la respuesta (Ecuación de movimiento) $u(t)$ de este sistema es la siguiente:

$$\ddot{u} + 2\zeta\omega\dot{u} + \omega^2u = -\ddot{u}_g(t)$$

En el análisis de sistemas lineales sometidos a excitaciones sísmicas, es posible emplear un procedimiento numérico eficiente mediante la interpolación de la aceleración del suelo dentro de cada intervalo temporal. Debido a que los acelerogramas presentan pasos de tiempo muy pequeños, la interpolación lineal de la excitación resulta particularmente adecuada. En la Figura 34 se muestra la función de la excitación se expresa como $p_i + \frac{\Delta p_i}{\Delta t_i}t$ o lo mismo que $-\ddot{u}_{gi} - \frac{\Delta \ddot{u}_{gi}}{\Delta t_i}t$ según la ecuación de movimiento.

Figura 34

Interpolación lineal de la excitación sísmica en el intervalo Δt_i .



Nota. De *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*, por Chopra (2012). Fuente: Chopra (2012)

Por lo tanto, la ecuación de movimiento sometida a una interpolación de la excitación queda expresada como:

$$\ddot{u}_i + 2\zeta\omega\dot{u}_i + \omega^2 u_i = -\ddot{u}_{gi} - \frac{\Delta\ddot{u}_{gi}}{\Delta t_i} t$$

Al resolver esta ecuación diferencial de segundo orden, se derivan las ecuaciones de recurrencia que permiten actualizar la respuesta del sistema.

$$u_{i+1} = u_i + B\dot{u}_i - C\ddot{u}_i - D\ddot{u}_{g,i+1}$$

$$\dot{u}_{i+1} = A'u_i + B'\dot{u}_i - C'\ddot{u}_i - D'\ddot{u}_{g,i+1}$$

Donde $\ddot{u}_{g,i+1}$ corresponde al valor de la excitación sísmica o aceleración del suelo en

el instante de tiempo t_{i+1} . Cuando se utilizan intervalos de tiempo Δt constantes, los coeficientes involucrados en las ecuaciones deben ser calculados únicamente una vez.

$$\begin{aligned}
A &= e^{-\zeta\omega_n\Delta t} \left(\frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \sin(\omega_D\Delta t) + \cos(\omega_D\Delta t) \right) \\
B &= e^{-\zeta\omega_n\Delta t} \left(\frac{1}{\omega_D} \sin(\omega_D\Delta t) \right) \\
C &= \frac{1}{\omega_n^2} \left\{ \frac{2\zeta}{\omega_n\Delta t} + e^{-\zeta\omega_n\Delta t} \left[\left(1 - 2\zeta^2\right) \frac{\Delta t}{\omega_D} - \frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \sin(\omega_D\Delta t) - \left(1 + \frac{2\zeta}{\omega_n\Delta t}\right) \cos(\omega_D\Delta t) \right] \right\} \\
D &= \frac{1}{\omega_n^2} \left[1 - \frac{2\zeta}{\omega_n\Delta t} + e^{-\zeta\omega_n\Delta t} \left(\frac{2\zeta^2 - 1}{\omega_D\Delta t} \sin(\omega_D\Delta t) + \frac{2\zeta}{\omega_n\Delta t} \cos(\omega_D\Delta t) \right) \right] \\
A' &= -e^{-\zeta\omega_n\Delta t} \left(\frac{\omega_n}{\sqrt{1-\zeta^2}} \sin(\omega_D\Delta t) \right) \\
B' &= e^{-\zeta\omega_n\Delta t} \left(\cos(\omega_D\Delta t) - \frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \sin(\omega_D\Delta t) \right) \\
C' &= \frac{1}{\omega_n^2} \left[-\frac{1}{\Delta t} + e^{-\zeta\omega_n\Delta t} \left(\left(\frac{\omega_n}{\sqrt{1-\zeta^2}} + \frac{\zeta}{\Delta t\sqrt{1-\zeta^2}} \right) \sin(\omega_D\Delta t) + \frac{1}{\Delta t} \cos(\omega_D\Delta t) \right) \right] \\
D' &= \frac{1}{\omega_n^2\Delta t} \left[1 - e^{-\zeta\omega_n\Delta t} \left(\frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \sin(\omega_D\Delta t) + \cos(\omega_D\Delta t) \right) \right] \\
\omega_D &= \omega_n\sqrt{1-\zeta^2}
\end{aligned}$$

Una vez conocidos los valores iniciales de u_i y \dot{u}_i , la aceleración relativa del sistema en el instante t_i se obtiene mediante:

$$\ddot{u}_i = -\ddot{u}_{gi} - 2\zeta\omega\dot{u}_i - \omega^2u_i$$

Con este valor, junto con las ecuaciones de recurrencia, se calculan u_{i+1} y \dot{u}_{i+1} , lo

que permite evaluar nuevamente la aceleración \ddot{u}_{i+1} . Este procedimiento iterativo se aplica a lo largo de toda la duración del registro sísmico.

Una vez obtenidas las historias de respuesta u_i , \dot{u}_i y \ddot{u}_i para un sistema SDOF con una frecuencia natural específica (o periodo T) y un amortiguamiento dado, se determinan sus valores máximos. Repitiendo el proceso para un rango de periodos naturales, se construye el espectro de respuesta elástico del movimiento del suelo.

En esta investigación, se calcula el espectro de aceleraciones amortiguado al 5 % para cada acelerograma, el cual constituye la base para el posterior proceso de escalamiento.

3.1.18. Espectro De Peligro Sísmico

Este concepto se fundamenta en el enfoque probabilístico del peligro sísmico, el cual establece que la amenaza sísmica de un sitio se define como el nivel máximo de movimiento del suelo que puede ocurrir con una probabilidad de excedencia específica en un periodo dado, o de manera equivalente, con una probabilidad anual de ocurrencia determinada (Somerville & Moriwaki, 2003).

Bajo este marco, el espectro de peligro uniforme (UHS) se obtiene al unir las aceleraciones espectrales correspondientes a un mismo nivel de peligro para cada período, generando una envolvente que representa las máximas demandas esperadas para un periodo de retorno preestablecido. En términos generales, este espectro resulta menos conservador que el espectro normativo de diseño, ya que libera menor energía debido a que se basa en un análisis probabilístico más realista del comportamiento sísmico. Sin embargo, es más conservador que un espectro de peligro condicional (CS), el cual tiende a asignar mayores aceleraciones a intervalos de períodos específicos que gobiernan el daño

estructural. Por estas razones, el UHS se considera una herramienta adecuada, especialmente cuando se utiliza en conjunto con espectros de peligro condicional, para estudios avanzados de evaluación estructural en un sitio determinado (Federal Emergency Management Agency, 2018).

Según Federal Emergency Management Agency (2018), la construcción de un espectro de peligro uniforme se basa en un proceso probabilístico que integra información sísmo tectónica, recurrencia de eventos y modelos de predicción de movimiento del suelo:

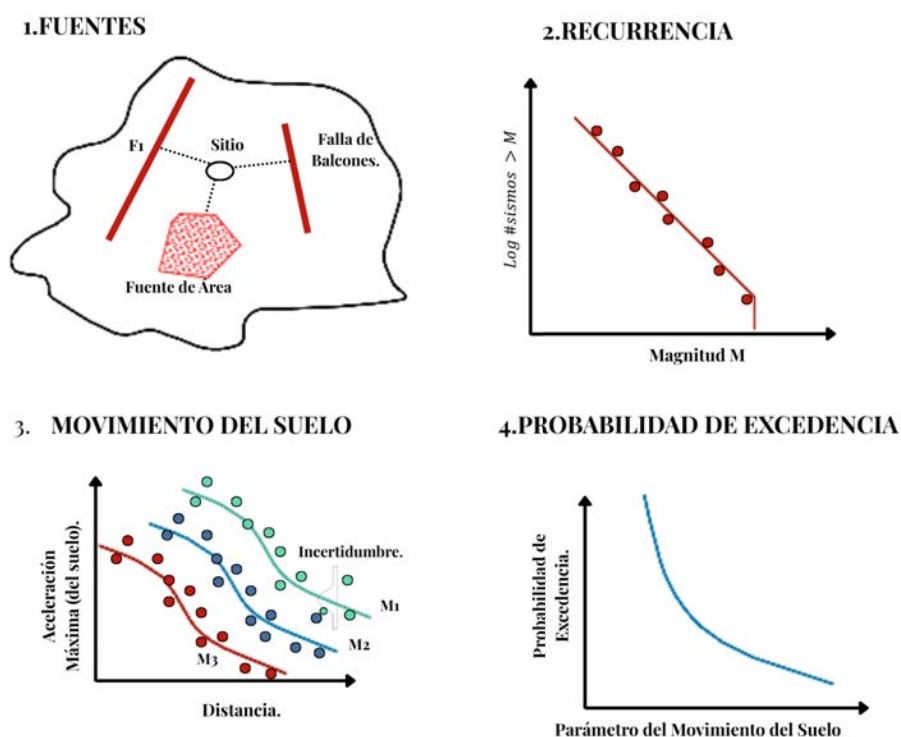
- En primer lugar, se identifican las fuentes sismogénicas relevantes para el sitio de estudio a partir de catálogos históricos y modelos geológicos, estableciendo así los posibles orígenes de los sismos que podrían afectar la zona (PASO 1 en la figura 35).
- Posteriormente, a cada fuente se le asigna una ley de recurrencia que describe la frecuencia con la que pueden ocurrir eventos de distintas magnitudes, permitiendo caracterizar la actividad sísmica esperada en el tiempo (PASO 2 en la figura 35).
- Una vez definida la recurrencia, se aplican las relaciones de atenuación o modelos GMPE, mediante los cuales se estima cómo se propagan las ondas desde las fuentes hacia el sitio y se obtienen parámetros de demanda como aceleraciones espectrales o PGA (PASO 3 en la figura 35).
- Toda esta información se integra de manera probabilística dentro de un horizonte temporal específico para calcular la probabilidad de excedencia de un nivel de movimiento del suelo (PASO 4 en la figura 35).
- A partir de este procedimiento se obtiene el primer punto del UHS para un periodo

de respuesta $T = 0$ s, y, de forma análoga, se determinan las aceleraciones máximas asociadas a diferentes periodos estructurales.

El resultado final es un espectro de respuesta probabilístico que refleja, para cada periodo, el nivel de demanda sísmica consistente con una frecuencia media anual de excedencia determinada.

Figura 35

Componentes fundamentales del análisis de peligro sísmico probabilista (PSHA).



Nota. La figura resume los cuatro pasos principales del PSHA: (1) identificación de fuentes sismogénicas, (2) caracterización de la recurrencia mediante leyes magnitud–frecuencia, (3) estimación del movimiento del suelo mediante relaciones de atenuación y su incertidumbre y (4) determinación de la probabilidad de excedencia de un parámetro de demanda sísmica.

Fuente: Adaptado de Cornell (1968) y McGuire (2004).

3.1.19. Análisis Dinámico Incremental (IDA)

El Análisis Dinámico Incremental (IDA) es un método paramétrico avanzado que permite evaluar el desempeño estructural frente a un rango amplio de posibles demandas sísmicas. Su esencia radica en someter un modelo estructural a uno o más registros de movimiento del suelo, cada uno escalado progresivamente a distintos niveles de intensidad, generando una o varias curvas de respuesta parametrizadas en función de la intensidad (Vamvatsikos & Cornell, 2002). El método surge como una extensión lógica del análisis tiempo-historia convencional, que evalúa un solo nivel de demanda sísmica, hacia un enfoque incremental, análogo a la evolución del análisis estático único hacia el pushover incremental. Diversos autores ya habían anticipado esta idea desde décadas anteriores, destacándose tempranamente los aportes de Bertero (1977) y, posteriormente, formulaciones en distintas variantes por Vamvatsikos y Cornell (Vamvatsikos & Cornell, 2002).

a. Fundamentos Del Ida:

Factor De Escala (SF).

La base del IDA es el escalamiento progresivo de un acelerograma base. A partir de un registro natural $a_1(t)$, ya corregido y preprocesado, se define un factor de escala λ , de modo que:

$$a_\lambda(t) = \lambda \cdot a_1(t)$$

Este procedimiento conserva la fase del registro y escala únicamente la amplitud, pudiendo interpretarse como un escalamiento equivalente del espectro elástico completo (Vamvatsikos & Cornell, 2002). El factor de escala es el parámetro que relaciona el registro original con

sus imágenes escaladas.

- $\lambda = 1$: registro natural
- $\lambda < 1$: registro reducido
- $\lambda > 1$: registro amplificado

Sin embargo, aunque este procedimiento constituye el método más simple para incrementar la intensidad del movimiento, no necesariamente captura de manera precisa el “poder real” o la capacidad destructiva efectiva del sismo. Aun así, su uso resulta adecuado dentro del marco del IDA debido a que el escalamiento mantiene una correspondencia directa y consistente con el potencial dañino del movimiento y permite estructurar de manera ordenada el análisis incremental (Vamvatsikos & Cornell, 2002).

Medida De Intensidad.

Para interpretar adecuadamente los efectos del movimiento escalado sobre la estructura, se emplean las medidas de intensidad (IM), definidas como cantidades monotónicamente escalables, es decir, que aumentan conforme aumenta λ (Vamvatsikos & Cornell, 2002).

Entre las IM escalables más comunes se encuentran:

- Aceleración Máxima del Suelo (PGA)
- Velocidad Máxima del Suelo (PGV)
- Aceleración Espectral amortiguada al 5 % en el periodo fundamental $S_a(T_1, 5 \%)$
- Factor de fluencia normalizado $R = \lambda/\lambda_{yield}$

Estas IM son directamente proporcionales al factor de escala. Otras propuestas, como la intensidad compuesta Sa_m de Shome y Cornell, son monótonas pero no necesariamente proporcionales.

Medida De Daño.

La medida de daño (DM) se entiende como una variable estructural obtenida a partir de la respuesta dinámica no lineal y permite cuantificar el estado del sistema cuando es sometido a un movimiento sísmico escalado. Entre las distintas opciones empleadas en el análisis sísmico avanzado se encuentran el cortante basal máximo, ductilidades máximas de entrepiso, diversos índices de daño propuesto, las rotaciones nodales y, especialmente, la deriva inter-piso máxima θ_{\max} , la cual es ampliamente utilizada en marcos de concreto debido a su estrecha relación con la formación de mecanismos de colapso tanto globales como locales (Vamvatsikos & Cornell, 2002).

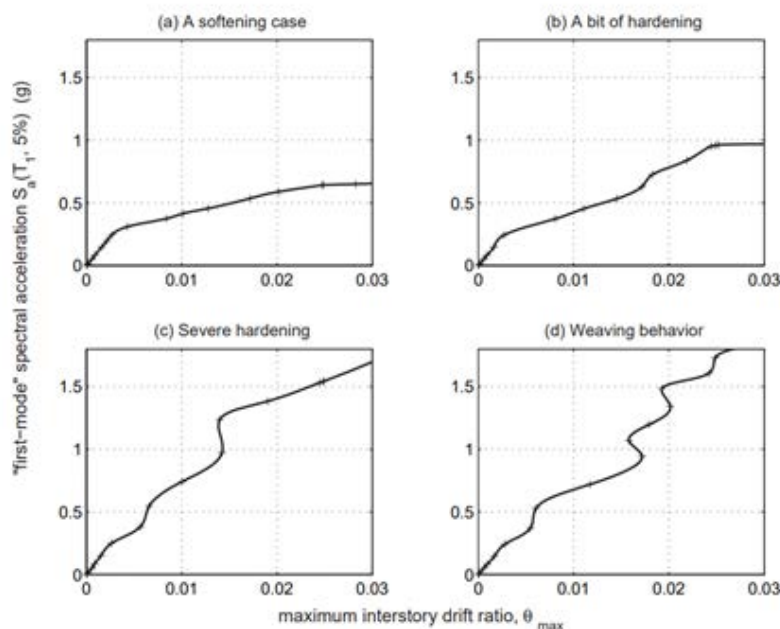
La DM se selecciona según el fenómeno que se desea evaluar (Daño Estructural, Daño En No Estructurales, Estabilidad, Entre Otros) y puede analizarse simultáneamente con diversas IM dentro del marco PBEE.

b. Propiedades De La Curva IDA. Las curvas IDA representan gráficamente la relación entre una medida de intensidad (IM) del movimiento del suelo y una medida de daño (DM) asociada a la respuesta estructural. Cada registro sísmico escalado genera una curva que inicia en el rango elástico y progresa hacia estados cada vez más inelásticos hasta alcanzar la pérdida de estabilidad o el colapso. Estas curvas permiten identificar cómo evolucionan las demandas con el incremento de la severidad sísmica, describiendo de forma continua el comportamiento estructural desde la elasticidad, pasando por la fluencia, hasta la degradación severa o colapso (Vamvatsikos & Cornell, 2002).

Las curvas IDA pueden adoptar formas sumamente variadas dependiendo del registro sísmico utilizado. Vamvatsikos y Cornell (2002) muestran respuestas que van desde un ablandamiento finito hasta un endurecimiento curvo, aunque todas comparten un rango elástico idéntico, característica inherente a cualquier modelo estructural. Las curvas identificadas como (c) y (d) exhiben un comportamiento inelástico que sigue el patrón del rango elástico, fenómeno común en estructuras con periodos fundamentales moderados. Asimismo, algunas curvas presentan un trazado tipo onda, debido a que la estructura alterna episodios de aceleración acumulada (incremento de DM) con episodios de desaceleración capaces de reducir temporalmente la demanda, generando oscilaciones en la pendiente de la curva. Cuando la IM aumenta lo suficiente, estos ciclos pueden conducir a un segmento final de ablandamiento, señalando el inicio de la inestabilidad dinámica, definida como el punto donde pequeñas variaciones adicionales en la IM producen incrementos desproporcionados en las deformaciones (Vamvatsikos & Cornell, 2002). Más allá de este punto, la curva tiende a una meseta o línea plana, indicando proximidad al colapso.

Figura 36

Curvas IDA para distintos registros sísmicos

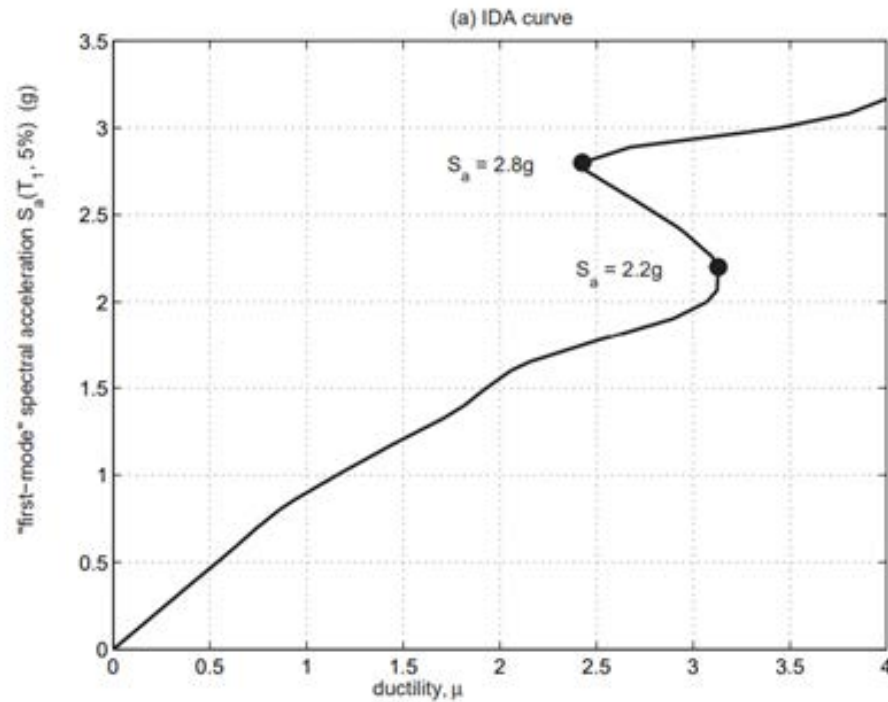


Nota. Ejemplos de curvas IDA que muestran diferentes patrones de ablandamiento y endurecimiento. Fuente: Vamvatsikos y Cornell (2002)

Una característica notable de algunas curvas IDA es que pueden mostrar menores valores de DM para IMs mayores, como se observa en la Figura 37. Este comportamiento, aparentemente contradictorio, se explica a partir del análisis tiempo–historia. Si la estructura ha cedido o fluido en un ciclo previo, puede presentar una menor sensibilidad en los ciclos posteriores debido a fenómenos como el alargamiento del periodo, lo que reduce la demanda en ciertos intervalos de la excitación aun cuando el IM global es mayor (Vamvatsikos & Cornell, 2002).

Figura 37

Curvas IDA con menor demanda para mayores intensidades

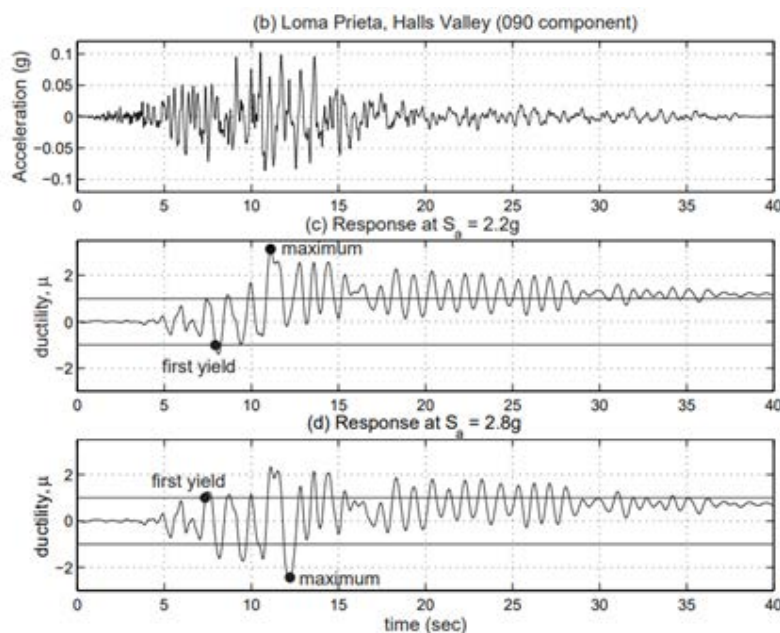


Nota. Ejemplo de curvas IDA donde se observan menores DM para IM mayores debido al alargamiento de periodo. Fuente: Vamvatsikos y Cornell (2002)

Este fenómeno queda evidenciado en la Figura 38, donde el registro de respuesta muestra que, para distintos niveles de $S_a(T_1)$, la estructura puede experimentar fluencia en momentos distintos del historial, modificando su rigidez efectiva y afectando su respuesta posterior.

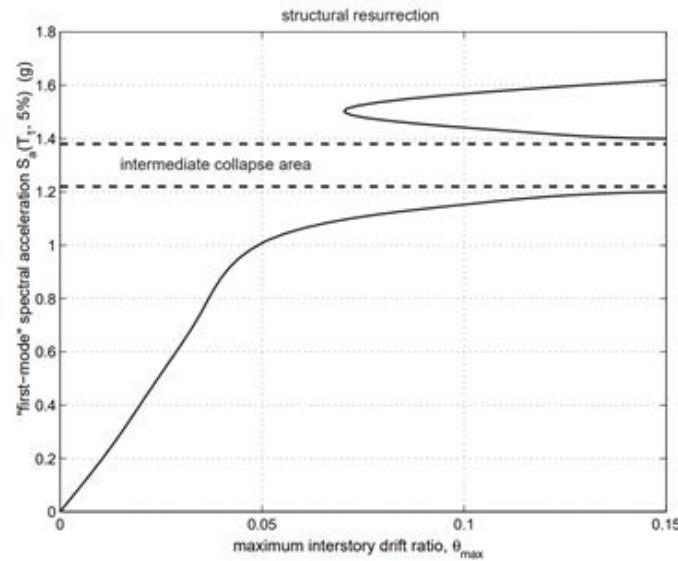
Figura 38

Respuesta Tiempo – Historia asociadas a curvas IDA



Nota. Historias de respuesta que ilustran cambios de rigidez efectiva bajo distintos niveles de $S_a(T_1)$. Fuente: Vamvatsikos y Cornell (2002)

Otro comportamiento complejo es la resurrección estructural, un caso extremo de endurecimiento. Esto ocurre cuando una estructura llega al colapso numérico, la curva alcanza valores “infinitos” de DM o el análisis pierde convergencia, para un determinado nivel de IM, pero luego reaparece como estable al incrementar aún más la intensidad, mostrando una respuesta menor en comparación con el estado previo. Este fenómeno se documenta en la figura 39, donde la curva muestra claramente un retorno a la estabilidad dinámica después de un colapso numérico inicial (Vamvatsikos & Cornell, 2002).

Figura 39*Resurrección estructural en curvas IDA*

Nota. Ejemplo de resurrección estructural tras pérdida de convergencia inicial en un análisis IDA. Fuente: Vamvatsikos y Cornell (2002)

c. Capacidad y Estados De Límite En Curvas.

Las curvas IDA contienen la información necesaria para evaluar estados límite de desempeño dentro del enfoque de la Ingeniería Sísmica Basada en el Desempeño (PBEE). Esta evaluación se basa en reglas que indican si un nivel dado de intensidad (IM) produce o no un daño estructural superior a un umbral establecido (Vamvatsikos & Cornell, 2002).

Regla basada en la Medida de Daño (DM).

Un estado límite se alcanza cuando:

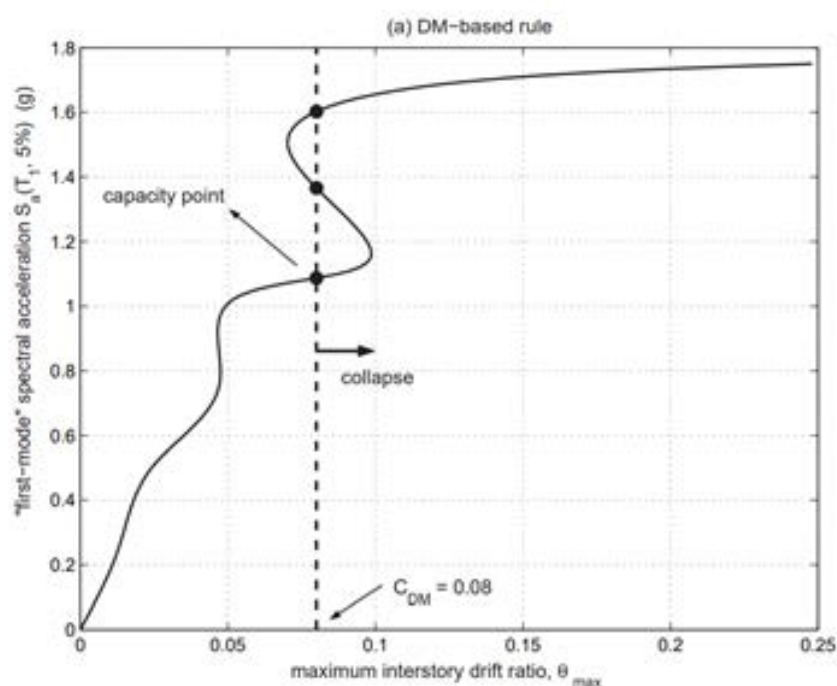
$$DM \geq C_{DM}$$

Donde C_{DM} es un umbral de daño, usualmente obtenido mediante ensayos, teoría o

experiencia ingenieril. Documentos como FEMA 350 y ATC-40 presentan límites experimentales para derivas o rotaciones asociadas a diferentes niveles de desempeño. Esta regla es práctica, pues permite identificar directamente el estado límite a partir de la curva IM-DM (ver figura 40).

Figura 40

Ejemplo de estado límite definido por medida de daño



Nota. Figura de un estado límite definido por una medida de daño crítica C_{DM} sobre una curva IDA. Fuente: Vamvatsikos y Cornell (2002)

Sin embargo, cuando una curva IDA presenta segmentos no monótonos o fenómenos de “resurrección”, pueden aparecer múltiples puntos que cumplen el umbral. En esos casos, debe seleccionarse el punto con menor IM, descartando valores previos que no representan inestabilidad real (Vamvatsikos & Cornell, 2002).

Regla basada en la Medida de Intensidad (IM).

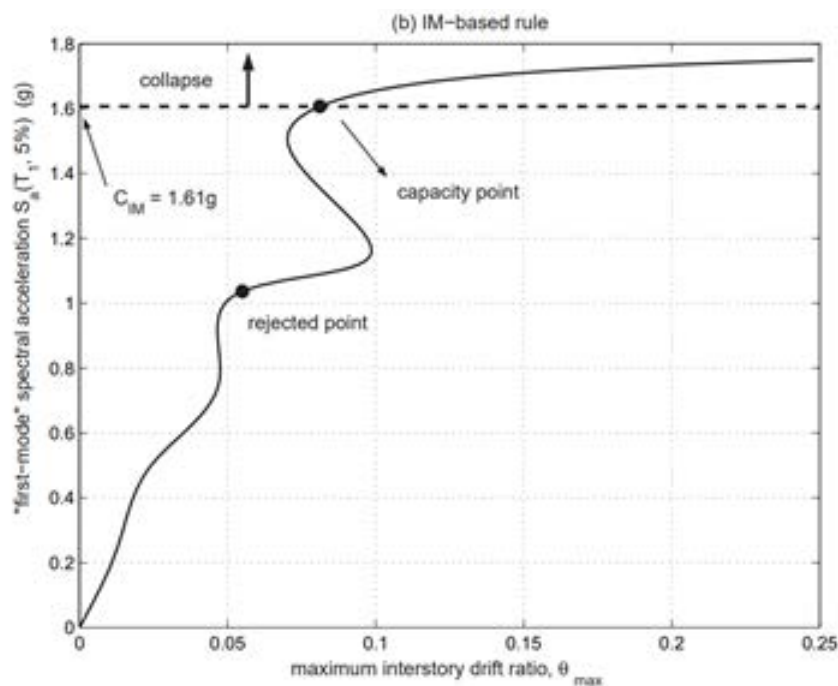
Este criterio define el estado límite cuando:

$$IM \geq C_{IM}$$

y es especialmente útil para identificar el colapso global. Uno de los métodos más empleados es el criterio del 20 % de la pendiente tangente, propuesto por la FEMA, en el cual el colapso se asocia con el aplanamiento de la curva IDA como consecuencia de la pérdida progresiva de rigidez y el inicio de la inestabilidad dinámica, tal como se muestra en la Figura 41. Este criterio resulta más robusto que el basado en el parámetro de deriva máxima (DM), particularmente cuando la curva IDA presenta una elevada variabilidad o múltiples pendientes críticas.

Figura 41

Ejemplo de estado límite definido por medida de intensidad



Nota. Figura de un estado límite definido por una medida de intensidad C_{IM} sobre una curva IDA. Fuente: Vamvatsikos y Cornell (2002)

Aunque un valor crítico de DM puede señalar un estado límite, Vamvatsikos y Cornell (2002) enfatizan que la manera más precisa de identificar el colapso global es mediante la no convergencia del análisis Tiempo–Historia, considerada el equivalente numérico más confiable de la inestabilidad dinámica real. La inestabilidad se define como la condición en la que la estructura, bajo niveles elevados de IM, desarrolla DM crecientes sin límite, tendencia que identifica inequívocamente el colapso.

d. Registro De Curvas IDA.

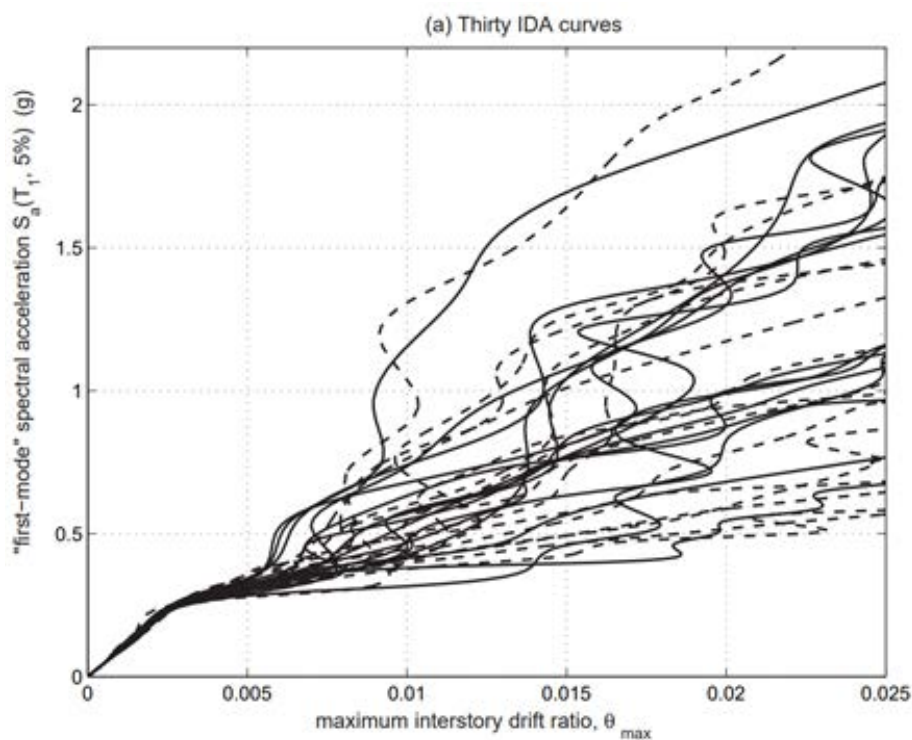
Una curva IDA obtenida a partir de un solo acelerograma no representa de forma suficiente el comportamiento estructural frente a un evento sísmico futuro, ya que la

respuesta depende significativamente del tipo de registro empleado. Por ello, un estudio IDA realista requiere analizar la estructura bajo un conjunto de movimientos del suelo, generando múltiples curvas IDA expresadas en términos de la misma medida de intensidad (IM) y la misma medida de daño (DM) (Vamvatsikos & Cornell, 2002).

El resultado es un conjunto de curvas IDA, como se observa en la Figura 42, donde se aprecia que la dispersión aumenta a medida que la estructura ingresa al rango no lineal y se aproxima al colapso. Esta dispersión refleja la variabilidad inherente de los registros sísmicos y evidencia la necesidad de un tratamiento probabilístico.

Figura 42

Conjunto de curvas IDA para múltiples registros



Nota. Conjunto de curvas IDA que muestra la dispersión de respuestas frente a diferentes registros sísmicos. Fuente: Vamvatsikos y Cornell (2002)

Dado que cada curva representa una posible trayectoria de daño, el conjunto

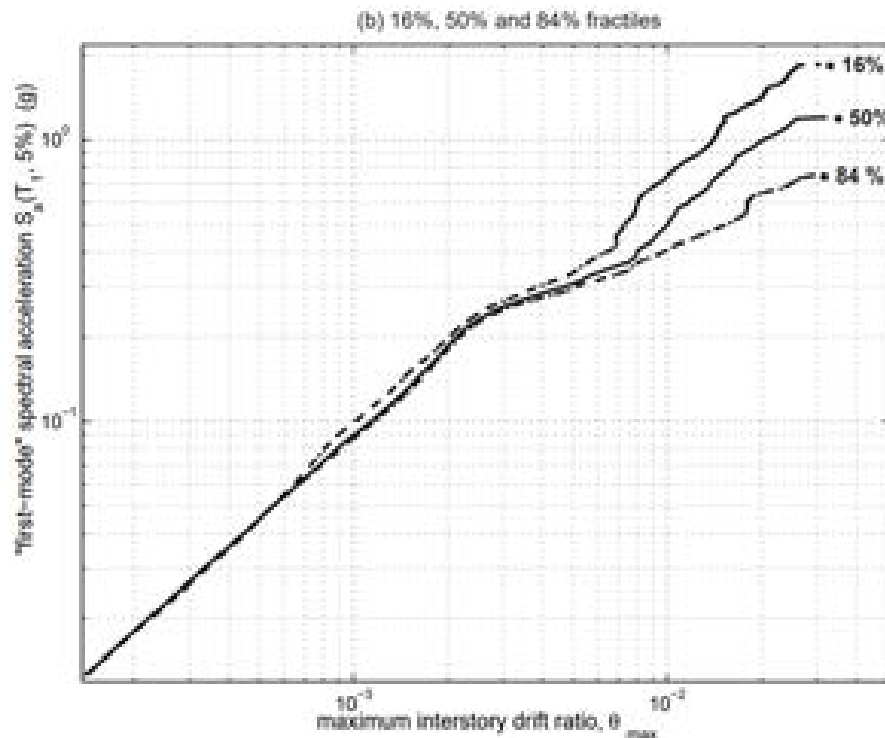
completo constituye una población aleatoria descrita mediante la relación:

$$DM = f(IM)$$

Donde IM es una variable monótona. Por ello, es adecuado resumir estas curvas mediante percentiles estadísticos. Los valores más representativos son los percentiles 16 %, 50 % y 84 %, que permiten obtener curvas IDA “envolventes” que describen el comportamiento central y la dispersión típica del conjunto (Vamvatsikos & Cornell, 2002).

Figura 43

Curvas IDA percentiles 16 %, 50 % y 84 %



Nota. Curvas IDA resumen (percentiles 16, 50 y 84) que representan el comportamiento típico y su dispersión. Fuente: Vamvatsikos y Cornell (2002)

En conjunto, este procedimiento permite condensar múltiples respuestas en curvas

estadísticas útiles para análisis de desempeño, vulnerabilidad y fragilidad sísmica dentro del marco PBEE.

e. IDA VS PUSHOVER.

Tanto el Análisis Dinámico Incremental (IDA) como el análisis estático no lineal (Pushover) describen la capacidad y el comportamiento inelástico de una estructura. Sin embargo, debido a la variabilidad de los acelerogramas, el IDA genera múltiples curvas, por lo que la comparación debe realizarse con la curva IDA mediana o percentil 50 %, ya que esta es menos sensible al registro individual (Vamvatsikos & Cornell, 2002).

Para comparar ambos métodos, es indispensable expresar las curvas en los mismos términos de medida de intensidad (IM) y medida de daño (DM). En la práctica, la curva Pushover se convierte a $Sa(T_1, 5\%)$, dividiendo el cortante basal entre la masa del edificio (o mediante equivalencias apropiadas en sistemas MDOF).

La Figura 44 muestra un ejemplo donde se grafican la curva SPO y la curva IDA mediana para una misma estructura.

De acuerdo con Vamvatsikos y Cornell (2002), la curva IDA suele alcanzar valores mucho mayores de IM que la SPO debido a la naturaleza dinámica del movimiento sísmico. Aun así, existen patrones de correlación importantes:

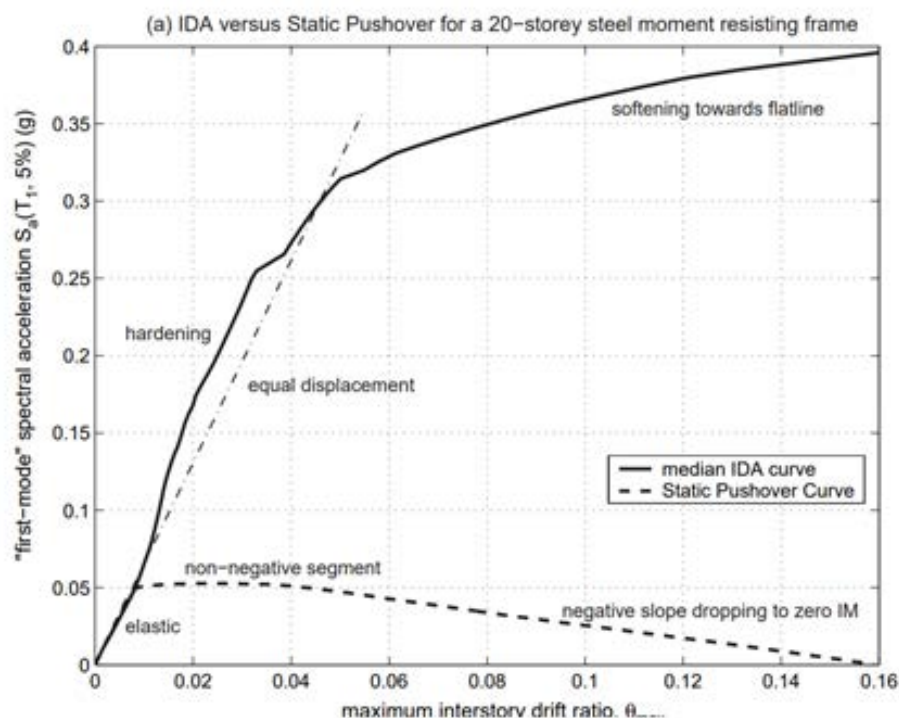
- Ambas curvas coinciden en su tramo inicial, mostrando los mismos valores de IM y DM en la primera aparición de no linealidad.
- Cuando el Pushover presenta una rigidez reducida pero aún positiva, la curva IDA tiende a seguir una trayectoria casi paralela a la parte elástica, consistente con la regla de desplazamiento igual (Figura 44).

- Un tramo descendente de la curva SPO se transforma en la curva IDA como una zona de ablandamiento, que puede conducir a la zona de colapso o “línea plana”, a menos que sea interrumpida por un segmento del SPO con rigidez no negativa.
- Cuando una pendiente negativa del Pushover es seguida por un tramo con rigidez positiva, el IDA refleja una nueva región casi lineal, con rigidez inferior a la elástica, conocida como desplazamiento igual modificado.

En conjunto, estas observaciones permiten inferir la forma aproximada de la curva IDA mediana a partir de la curva Pushover. No obstante, el IDA sigue siendo un método más completo y realista, pues incorpora efectos dinámicos, interacción modal y variabilidad del movimiento del suelo (Vamvatsikos & Cornell, 2002).

Figura 44

Comparación entre curva Pushover (SPO) e IDA mediana



Nota. Comparación entre la curva estática no lineal (SPO) y la curva IDA mediana para una misma estructura. Fuente: Vamvatsikos y Cornell (2002)

3.1.20. Curvas De Fragilidad De Colapso

Las curvas de fragilidad ante el colapso describen la probabilidad de que una estructura alcance dicho estado para un nivel específico de intensidad sísmica. Su construcción se basa en los resultados del análisis dinámico incremental (IDA), a través del cual se obtienen las simulaciones de colapso que posteriormente se ajustan mediante funciones de distribución acumulativa (CDF).

En este proceso, la distribución lognormal es el modelo probabilístico más empleado para representar la variabilidad asociada al daño y al colapso estructural, tal como se evidencia en diversos estudios especializados (Eads et al., 2013; Ibarra & Krawinkler,

2005). La elección de esta distribución se debe a su capacidad para describir adecuadamente la naturaleza multiplicativa y variable del comportamiento sísmico.

Con el fin de reducir posibles sesgos en la posición de trazado de las CDF empíricas, se adoptó la posición de trazado propuesta por Hazen, tal como es descrita por Cunnane (Cunnane, 1978), para estimar la probabilidad acumulada asociada al i -ésimo valor ordenado de la intensidad de colapso $Sa(T_1)$. Esta posición se expresa como:

$$p_i = \frac{i - 0,5}{n}$$

donde i corresponde al orden del dato dentro de la muestra ordenada de intensidades de colapso, y n es el total de movimientos sísmicos empleados en los IDA.

Los parámetros de la distribución lognormal se estiman mediante el método de máxima verosimilitud, y la verificación de su ajuste se realiza utilizando la prueba de Kolmogorov–Smirnov con un nivel de significancia del 5 %, siguiendo los lineamientos estadísticos establecidos por Benjamin y Cornell (1970).

3.1.21. Probabilidad De Colapso (Probabilidad Media Anual De Colapso Y Probabilidad En “T” Años)

La frecuencia media anual de colapso (λ_c) representa el número promedio de colapsos esperados por año para una estructura expuesta a la amenaza sísmica. Su cálculo resulta de combinar la curva de fragilidad al colapso con la curva de amenaza sísmica correspondiente a la intensidad espectral $Sa(T_1)$. Matemáticamente, se expresa como:

$$\lambda_c = \int_0^\infty P(C | Sa) \frac{d\lambda_{Sa}}{dSa} dSa$$

donde $P(C \mid Sa)$ es la probabilidad de colapso condicionada a un nivel de intensidad sísmica $Sa(T_1)$, y $\frac{d\lambda_{Sa}}{dSa}$ corresponde a la derivada de la curva de amenaza sísmica con respecto a dicha intensidad.

Bajo el supuesto clásico de que los terremotos siguen un proceso de Poisson, la probabilidad de que la estructura colapse en un intervalo de t años se obtiene mediante:

$$P_c(t) = 1 - e^{-\lambda_c t}$$

En la práctica de la ingeniería sísmica, es habitual emplear la probabilidad de colapso en 50 años, $P_c(50)$, como medida del nivel de seguridad estructural a largo plazo.

3.2. Marco conceptual (palabras clave)

Arquetipos: Se define así a la “Representación prototípica de un sistema sismorresistente” (Federal Emergency Management Agency, 2009).

Movimientos Sísmicos del Terreno de Nivel de Colapso: Se define así al “Nivel de movimientos sísmicos que provoca el colapso del sistema de resistencia a fuerzas sísmicas de interés” (Federal Emergency Management Agency, 2009).

Incertidumbre de Modelado: Se considera a la “Incertidumbre de colapso asociada con la calidad de los modelos de arquetipo de índice” (Federal Emergency Management Agency, 2009).

Grupo de Desempeño: Según el FEMA P-695 (Federal Emergency Management Agency, 2009), se define como:

Un subconjunto del espacio de diseño del arquetipo que contiene un grupo

de configuraciones de arquetipo de índice que comparten un conjunto de características comunes o comportamientos, agrupados para la evaluación estadística del desempeño de colapso.

Incertidumbre de Registro a Registro: Se refiere a la “Incertidumbre de colapso debido a la variabilidad en la respuesta a diferentes movimientos del terreno” (Federal Emergency Management Agency, 2009).

Variabilidad de Registro a Registro: Es la “variación en la respuesta de una estructura bajo múltiples movimientos del terreno escalados a una intensidad de movimiento del terreno consistente” (Federal Emergency Management Agency, 2009).

3.3. Antecedentes empíricos de la investigación (estado del arte)

3.3.1. *Antecedentes Internacionales*

Broberg et al. (2023) presenta el artículo titulado “**SEISMIC DESIGN PARAMETERS (R , C_d , AND Ω_0) FOR UNCOUPLED COMPOSITE PLATE SHEAR WALLS—CONCRETE FILLED (C-PSW/CF)**”, en colaboración con el American Institute of Steel Construction (AISC), con el objetivo de validar los parámetros de diseño sísmico (R , C_d , y Ω_0) en edificaciones de baja y mediana altura. Los autores siguieron la metodología FEMA P695, diseñando siete estructuras arquetípicas de tres a veintidós pisos que fueron sometidas a Análisis No Lineal Pushover y Análisis Dinámicos Incrementales con 44 movimientos sísmicos escalados, además de realizar modelos numéricos usando OpenSees para simular el comportamiento de los muros bajo cargas laterales. Los resultados mostraron que los muros no acoplados presentaron una capacidad de sobre resistencia (Ω_0) promedio de 1.87 para muros planos y 2.68 para muros en forma

de C, mientras que los factores de ductilidad ($R = 6.5$) y amplificación de deflexión ($C_d = 5.5$) se mantuvieron dentro de los márgenes aceptables, comprobando su capacidad de disipación de energía. Finalmente, se concluyó que los C-PSW/CF no acoplados tienen un buen rendimiento bajo cargas sísmicas, recomendándose los valores de R , C_d y Ω_0 para su inclusión en futuras normativas de diseño estructural, con un p-valor significativo que avala los hallazgos.

Feliciano et al. (2023) presentan un artículo titulado **“FRAMEWORK TO ASSESS THE SEISMIC PERFORMANCE OF NON-ENGINEERED MASONRY INFILLED RC FRAME BUILDINGS ACCOUNTING FOR MATERIAL UNCERTAINTY”**, publicado en *Structures*, con el fin de evaluar cómo la variabilidad de estos materiales afecta la respuesta sísmica de las estructuras en países de bajos y medianos ingresos, donde predominan estas construcciones. Los autores siguieron un marco de cuatro etapas: primero, realizaron una caracterización estadística de las propiedades de los materiales (concreto, acero y mampostería) recopilando datos de muestras in situ; en la segunda etapa, desarrollaron modelos no lineales de los edificios utilizando OpenSees, empleando tanto modelos micro como macro modelos para simular el comportamiento del marco y la mampostería; en la tercera etapa, llevaron a cabo análisis paramétricos utilizando simulaciones de Monte Carlo con 300 combinaciones de parámetros de material, integrando la variabilidad de las propiedades mecánicas; finalmente, en la cuarta etapa, realizaron una evaluación probabilística del rendimiento sísmico expresando los parámetros de demanda de ingeniería (EDP) en términos de distribuciones de probabilidad. Los resultados mostraron que la variabilidad en las propiedades de los materiales tiene un impacto considerable en la evaluación del rendimiento sísmico de los

edificios no diseñados, con diferencias de hasta un 80 % en las probabilidades de que se excedan ciertos estados de daño, siendo la resistencia de la mampostería el factor más influyente. Finalmente, concluyen que el uso de valores medios para las propiedades de los materiales puede llevar a subestimar considerablemente el riesgo de daño, por lo que proponen la adopción de este marco para mejorar la precisión en la evaluación del rendimiento sísmico de edificios no diseñados.

3.3.2. Antecedentes Nacionales

Lovón et al. (2018) presentan el artículo titulado “**DEVELOPMENT OF FRAGILITY CURVES FOR CONFINED MASONRY BUILDINGS IN LIMA, PERÚ**”, publicado en *Earthquake Spectra*. El objetivo principal es investigar la fragilidad sísmica de las edificaciones de mampostería confinada en el área metropolitana de Lima, donde la mayoría de las construcciones no siguen los códigos sísmicos modernos, lo que aumenta significativamente su riesgo ante movimientos telúricos. Este estudio también busca estimar las probabilidades anuales promedio de pérdida y colapso en edificaciones de 1 y 2 pisos. La investigación utiliza un diseño no experimental basado en encuestas estructurales a 120 edificaciones en Lima, cuyos datos fueron recopilados y analizados estadísticamente. Los autores también realizaron 6 pruebas experimentales para evaluar la capacidad sísmica de los muros, empleando la metodología DBELA para considerar la variabilidad estructural y sísmica. Además, se utilizaron los registros de movimiento del suelo y el modelo de amenaza sísmica probabilística (PSHA) del proyecto SARA. Los resultados indican que las edificaciones informales, construidas sin seguir los códigos sísmicos, presentan una probabilidad mucho mayor de colapso (hasta un 51 % en

edificaciones de dos pisos) en comparación con las construcciones formales, que tienen un riesgo significativamente menor. Finalmente, los autores concluyen que es fundamental aplicar las normativas sísmicas en las fases de diseño y construcción para reducir el riesgo sísmico, y recomiendan el refuerzo de las edificaciones informales existentes para mejorar la seguridad estructural en Lima.

Anaya Saldaña y Asencio Huamanchay (2025) sustentan la tesis titulada **“ESTUDIO DE 2 EDIFICACIONES APORTICADAS CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE LA INTERACCIÓN TABIQUE PÓRTICO MEDIANTE EL MÉTODO DEL PUNTAL EQUIVALENTE”**, realizada en la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, para optar por el título de Ingeniero Civil. El estudio tiene como objetivo analizar la influencia de los tabiques en el comportamiento sísmico de las edificaciones, utilizando el método del puntal equivalente para evaluar cómo la interacción entre tabiques y pórticos afecta la respuesta estructural. La investigación responde a la ausencia de lineamientos claros en las normativas peruanas para modelar este tipo de interacción, a pesar de su relevancia en zonas sísmicas. El diseño de la investigación es no experimental y se basa en el análisis sísmico de dos edificaciones, bajo los métodos de análisis modal espectral y tiempo historia. Se utilizaron modelos con y sin tabiques para medir el impacto en variables como la rigidez lateral, el periodo de vibración y la cortante basal. Los resultados indicaron que los tabiques aumentan la rigidez lateral hasta en un 53 % en las estructuras más flexibles y en un 19.5 % en las más rígidas, además de reducir significativamente los desplazamientos laterales y los periodos de vibración. Finalmente, los autores concluyen que la interacción tabique-pórtico tiene un impacto crucial en el comportamiento sísmico de las edificaciones, mejorando su estabilidad ante eventos

sísmicos. Se recomienda que la normativa peruana incorpore este tipo de análisis para asegurar estructuras más seguras en zonas sísmicas como Lima, ya que muchas edificaciones actuales no consideran esta interacción, lo que podría derivar en comportamientos estructurales deficientes en caso de sismos fuertes.

3.3.3. *Antecedentes Locales*

Ccolque Sandi y Zavala Cusihuaman (2021) sustentan la tesis titulada **“EVALUACION ESTRUCTURAL POR DESEMPEÑO SISMICO PARA EL REFORZAMIENTO DEL C. E. HUMBERTO LUNA DE LA CIUDAD DEL CUSCO, 2018”**, a la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco, Facultad de Ingeniería Civil, para optar el Grado Académico de Ingeniero Civil. Los autores realizan un estudio detallado sobre el Pabellón "G", de concreto armado, construido en 2006 sin dirección técnica profesional, y el Pabellón Ç", de adobe, construido en 1923 y declarado patrimonio cultural. Ambas estructuras pertenecen al Centro Educativo Humberto Luna y cumplen funciones distintas. La metodología utilizada en la investigación sigue las normas ASCE/SEI 41-13 y el Comité Vision 2000 de la SEAOC para evaluar los niveles de desempeño sísmico, realizando análisis no lineal que permite conocer el comportamiento estructural real ante diferentes demandas sísmicas. El estudio concluye que las estructuras requieren reforzamiento debido a su desempeño sísmico inadecuado para los niveles de demanda previstos, siendo necesario mejorar su capacidad estructural para reducir los riesgos y preservar su valor histórico y funcional.

Tacuri Mescoco y Zamata Rojas (2025) sustentan la tesis titulada **“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE VIVIENDAS AUTOCONSTRUIDAS DE**

CONCRETO ARMADO EN EL CENTRO POBLADO DE COMPONE, ANTE LA ACCIÓN DE UN SISMO SEVERO Y MODERADO”, presentada en la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco, Facultad de Ingeniería Civil, para optar el título profesional de Ingeniero Civil. Los autores desarrollan un estudio sobre 32 viviendas autoconstruidas de concreto armado ubicadas en el centro poblado de Compone, las cuales fueron clasificadas en 10 tipologías representativas a partir del levantamiento in situ de planos arquitectónicos y estructurales, encuestas a propietarios y maestros de obra, y ensayos para determinar las propiedades mecánicas del concreto y de la albañilería. La metodología empleada incorpora análisis no lineal mediante el método Pushover en ETABS v21.0, para lo cual se calibró una rótula a compresión axial que permita simular el comportamiento inelástico de los muros de albañilería. El desempeño estructural se evaluó siguiendo los criterios de la ASCE 41-17 y la matriz de desempeño del SEAOC Visión 2000, obteniendo curvas de capacidad y puntos de desempeño para tres niveles de demanda: sismo moderado, severo y muy raro. El estudio concluye que la dirección XX presenta un desempeño sísmico inaceptable, pues bajo demandas severas y muy raras la mayoría de las viviendas alcanza estados de cercanía al colapso o colapso total, evidenciando la alta vulnerabilidad estructural asociada a la autoconstrucción y la ausencia de detallado sismorresistente, mientras que la dirección YY muestra un comportamiento relativamente más favorable.

IV. HIPÓTESIS Y VARIABLES

4.1. Hipótesis

4.1.1. *Hipótesis general*

El desempeño sísmico se ve afectado negativamente al considerar la interacción Tabique–Pórtico en viviendas informales de tres y cuatro niveles en la Zona 16 del Distrito de Cusco, 2024.

4.1.2. *Hipótesis específicas*

Los arquetipos seleccionados de la base de datos reflejan las configuraciones estructurales representativas considerando la interacción Tabique–Pórtico en viviendas informales de tres y cuatro niveles en la Zona 16 del Distrito de Cusco, 2024.

La probabilidad de colapso incrementa al considerar la interacción Tabique - Pórtico en viviendas informales de tres y cuatro niveles en la Zona 16 del Distrito de Cusco, 2024.

Los parámetros de diseño sísmico (R , C_d , Ω_0) resultan influenciados de manera significativa al considerar la interacción Tabique–Pórtico en viviendas informales de tres y cuatro niveles en la Zona 16 del Distrito de Cusco, 2024.

4.2. Identificación de variables e indicadores

4.2.1. *Variable 1*

X1: Desempeño Sísmico

Dimensiones:

X1.1: Arquetipos

X1.2: Amenaza Sísmica

X1.3: Probabilidad De Colapso

X1.4: Parámetros De Diseño Sísmico

4.2.2. *Variable 2*

Y1: Interacción Tabique - Pórtico

Dimensiones:

Y1.1: Curva Monotónica

4.3. Operacionalización de variables

Tabla 1

Operacionalización de Variables

VARIABLES	DEFINICION OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ITEMS
X1. DESEMPEÑO SÍSMICO	Según el FEMA P695, el desempeño sísmico se refiere a la capacidad de una estructura para resistir fuerzas sísmicas y mantener su seguridad y funcionalidad durante y después de un evento sísmico.	ARQUETIPOS	Número de pisos	Ficha de Observación, Adimensional, FEMA P695
			Altura de entrepiso	Ficha de Observación, m, FEMA P695
			Ancho de fachada	Ficha de Observación, m, FEMA P695
			Área en planta	Ficha de Observación, m2, FEMA P695
			Material de los elementos estructurales	Ficha de Observación, Tipo de material, FEMA P695
			Condiciones de borde	Ficha de Observación, Tipo de localización (esquina o entre edificaciones), FEMA P695
		AMENAZA SÍSMICA	Aceleración máxima del suelo (PGA)	Recopilacion Documental (Registros sísmicos), g, IGP
			Espectro de respuesta elástica e inelástica	Recopilacion Documental (Registros sísmicos), m/s2, IGP
		PROBABILIDAD DE COLAPSO	Curvas de fragilidad de colapso	Software de análisis (OpenSees), Adimensional, FEMA P695
			Margen de Colapso	Software de análisis (OpenSees), Adimensional, FEMA P695
		PARÁMETROS DE DISEÑO SÍSMICO	Coficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (R)	Software de análisis (OpenSees), Adimensional, FEMA P695
			El factor de amplificación de desplazamientos (Cd)	Software de análisis (OpenSees), Adimensional, FEMA P695
			El factor de sobrerresistencia (Ω_0)	Software de análisis (OpenSees), Adimensional, FEMA P695
Y1. INTERACCIÓN TABIQUE - PÓRTICO	La interacción tabique-pórtico es el efecto que los tabiques no estructurales tienen al aumentar la rigidez y modificar el comportamiento sísmico de un pórtico estructural, afectando la distribución de cargas y la respuesta de la estructura durante un sismo.	CURVA MONOTÓNICA	Resistencia máxima	Ensayo de carga monotónica, kN, FEMA 356
			Rigidez inicial	Ensayo de carga monotónica, kN/mm, FEMA 356
			Deformación máxima	Ensayo de carga monotónica, Adimensional, FEMA 356

Fuente: Elaboración propia.

V. METODOLOGÍA

5.1. Ámbito de estudio: localización política y geográfica

El estudio se realizará en la Zona 16 del Distrito del Cusco, Perú. Esta área está caracterizada por una alta actividad sísmica y una considerable cantidad de viviendas informales de tres y cuatro niveles, lo cual aumenta la vulnerabilidad estructural ante eventos sísmicos. Políticamente, esta zona pertenece a la provincia de Cusco, y geográficamente se encuentra en una región andina con suelos y características geotécnicas particulares, lo que también influye en el comportamiento estructural de las edificaciones.

5.2. Tipo y nivel de investigación

De acuerdo a su finalidad, es una investigación **APLICADA**, ya que se enfoca en aportar soluciones concretas a un problema real: evaluar el desempeño sísmico de viviendas informales en la Zona 16 del Distrito del Cusco con interacción tabique-pórtico.

De acuerdo al diseño de investigación es **NO EXPERIMENTAL**, dado que se centra en la observación y el análisis de variables sin manipularlas. Se observa cómo la interacción tabique-pórtico afecta al desempeño sísmico de las viviendas informales.

De acuerdo a su prolongación temporal, es **TRANSECCIONAL**, pues se lleva a cabo en un único momento temporal en el año 2024, permitiendo obtener un análisis puntual del estado estructural de estas viviendas.

En función de la naturaleza de los datos y el estudio de las variables, esta investigación es de carácter **CUANTITATIVO**, ya que se centra en la cuantificación y el análisis numérico de las variables. Los datos recopilados son principalmente de tipo numérico y se procesan utilizando métodos cuantitativos.

Por la planificación de las mediciones es una investigación **PROSPECTIVA**, ya que los datos se obtienen mediante mediciones propias realizadas en las viviendas del área de estudio.

De acuerdo al alcance de estudio es **CORRELACIONAL**, ya que busca determinar la relación entre las variables, es decir, cómo la interacción Tabique - Pórtico afecta al desempeño sísmico de las viviendas informales.

5.3. Unidad de análisis

La unidad de análisis estará constituida por las viviendas informales de tres y cuatro niveles ubicados en la Zona 16 del Distrito del Cusco, Perú. Estas viviendas se caracterizan por estructuras aporticadas de concreto armado combinadas con tabiques de albañilería, sin considerar la interacción tabique-pórtico en el diseño estructural, lo que incrementa su vulnerabilidad sísmica. Este análisis se enfocará en la evaluación detallada de estas viviendas para identificar cómo la interacción estructural influye en el desempeño sísmico.

5.4. Población de estudio

Se entiende por población: “cualquier conjunto de elementos de los que se quiere conocer o investigar alguna o algunas de sus características” (Alcaide Inchausti, 1979). La población de estudio está constituida por viviendas con sistema aporticado, informales, de tres y cuatro niveles, ubicadas en la Zona 16 del distrito del Cusco, cuya ubicación se presenta en el Anexo B.

5.5. Tamaño de muestra

“La muestra es, en esencia, un subgrupo de la población. Es un subconjunto de elementos que pertenecen a ese conjunto definido en sus características al que se le llama

población” (Hernández Sampieri et al., 1994).

La población de estudio de esta investigación es de 225 viviendas, con sistema aporticado, informales de tres y cuatro niveles.

El cálculo del tamaño de la muestra se realizó empleando una fórmula específica diseñada para poblaciones finitas, según lo propuesto por Ñaupas Paitán et al. (2018).

Fórmula:

$$n = \frac{N \times Z^2 p q}{d^2 \times (N - 1) + Z^2 p q}$$

Parámetros definidos:

- n = Tamaño de la muestra
- N = Tamaño de la población = 225 viviendas
- Z = Valor crítico para el nivel de confianza (95 %) = 1.96
- p = Prevalencia aproximada del fenómeno (90 %) = 0.90
- q = Proporción complementaria (1-p) = 0.10
- d = Margen de error (5 %) = 0.05

Cálculo:

Reemplazando los valores en la fórmula:

$$n = \frac{N \times Z^2 p q}{d^2 \times (N - 1) + Z^2 p q}$$

Esto da como resultado:

$n = 85,89 = 86$ viviendas.

Por lo tanto, se redondea el tamaño de la muestra a 86 viviendas.

5.6. Técnicas de selección de muestra

Para esta investigación se ha seleccionado el muestreo aleatorio estratificado, dado que las viviendas informales de tres y cuatro niveles están distribuidas a lo largo de la Zona 16 del Distrito de Cusco. Este método permite asegurar la representación adecuada de cada subgrupo de interés en la muestra, lo cual incrementa la precisión y reduce el sesgo en el análisis comparativo de ambos tipos de viviendas.

5.7. Técnicas de recolección de información

Para obtener los datos necesarios en esta investigación, se utilizarán las siguientes técnicas de recolección de información:

- **Observación Directa:** Se realizará una inspección en el campo para evaluar el estado de las viviendas informales en la Zona 16 del Distrito de Cusco. Esto permitirá recopilar datos visuales sobre las condiciones estructurales, la disposición de elementos como tabiques y pórticos y además la identificación de patologías estructurales presentes, como grietas, asentamientos o cualquier deterioro en los materiales de construcción. La observación directa es esencial, ya que facilita el análisis de elementos específicos seleccionados en el entorno.
- **Encuestas y Cuestionarios:** Serán aplicados a residentes y constructores locales para comprender en profundidad las técnicas de construcción empleadas, los materiales utilizados y cualquier intervención estructural realizada previamente. Esta técnica se enfoca en recabar información de primera mano sobre las prácticas

constructivas y modificaciones estructurales que podrían influir en el desempeño sísmico de las viviendas.

- **Revisión Documental:** Se revisarán estudios previos, normas y reglamentos, incluyendo el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), para contextualizar y validar los parámetros de diseño estructural y los factores de seguridad sísmica. Esta revisión proporcionará una base normativa y académica que respalda los criterios utilizados en el análisis y garantiza que los resultados se alineen con los estándares de seguridad actuales.
- **Software de Simulación:** Los datos estructurales de las edificaciones serán ingresados en un software especializado (OpenSees) para desarrollar modelos estructurales y realizar simulaciones que ayuden a comprender el comportamiento de las viviendas frente a eventos sísmicos.

5.8. Técnicas de análisis e interpretación de la información

El procedimiento de análisis e interpretación en esta investigación comienza con el diseño y análisis elástico lineal de los arquetipos de viviendas de tres y cuatro niveles en la Zona 16 del Distrito de Cusco, lo cual proporciona una comprensión inicial de la rigidez y distribución de cargas en estas estructuras informales.

Se desarrolla el modelo estructural no lineal mediante elementos de fibra para vigas y columnas, lo que permite representar la distribución realista de la plasticidad y la degradación del concreto y acero. Además, se incorpora la interacción Tabique – Pórtico mediante puntales equivalentes basados en parámetros mecánicos y la normativa E-030.

Posteriormente, se realizan simulaciones mediante el análisis estático no lineal

(Pushover) y el análisis dinámico incremental (IDA) para evaluar el comportamiento de las estructuras ante diferentes intensidades sísmicas y obtener las curvas IDA. Con estos datos, se calcula la probabilidad de colapso de las viviendas, un indicador clave que permite estimar el nivel de seguridad sísmica de los arquetipos evaluados. Además, se determinan los parámetros sísmicos relevantes, tales como el factor de reducción sísmica (R), el factor de amplificación de desplazamientos (C_d) y el factor de sobre resistencia (Ω_0).

Finalmente, se evalúa el desempeño sísmico de cada tipo de vivienda, comparando los resultados con las normativas establecidas en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) y los valores de referencia de la metodología FEMA P695 para verificar la adecuación de los diseños y emitir recomendaciones orientadas a mejorar la seguridad estructural de las viviendas informales en dicha zona.

5.9. Técnicas para demostrar la verdad o falsedad de las hipótesis planteadas

Para validar las hipótesis planteadas, se aplicarán técnicas estadísticas que permitan verificar la correcta definición de los arquetipos y evaluar si existen diferencias significativas en la probabilidad de colapso, la demanda sísmica y otros parámetros estructurales entre los modelos con y sin interacción tabique-pórtico. Las comparaciones se realizarán utilizando pruebas como la t de Student para muestras independientes, la prueba no paramétrica de Mann-Whitney U (cuando los parámetros no presenten normalidad), y la ANOVA de un factor cuando se analicen diferencias entre varios arquetipos.

Asimismo, para contrastar las distribuciones de intensidades de colapso obtenidas mediante el análisis dinámico incremental (IDA), se empleará la prueba de Kolmogórov-Smirnov (KS) y se analizarán intervalos de confianza y coeficientes de

variación. Estas herramientas permiten determinar si las diferencias observadas en el desempeño estructural son estadísticamente significativas.

Finalmente, los resultados de los análisis estructurales y estadísticos serán comparados con los límites y criterios establecidos en el Reglamento Nacional de Edificaciones – Norma E.030 (RNE, 2018) y con los parámetros de desempeño y colapso definidos por la metodología FEMA P695, con el fin de confirmar o refutar las hipótesis de investigación.

VI. RECOLECCIÓN DE DATOS

En este capítulo se describe el proceso de recolección de datos para identificar, caracterizar y evaluar las viviendas en la zona 16 del distrito de Cusco, con el objetivo de obtener información técnica sobre sus características estructurales y geométricas. Esta información fue clave para el análisis del comportamiento sísmico de las edificaciones.

El trabajo de campo incluyó un levantamiento de datos, donde se registraron dimensiones, distribución de vigas y columnas, y materiales como concreto, acero y mampostería utilizados en las viviendas. Para validar los datos, se aplicaron técnicas estadísticas descriptivas, que permitieron identificar patrones y relaciones entre los parámetros.

Además, se utilizaron pruebas estadísticas inferenciales, como la prueba de normalidad y pruebas de hipótesis, para evaluar las diferencias entre los grupos de viviendas. Técnicas de machine learning, como K-Means, fueron empleadas para realizar un análisis de clústeres, segmentando las viviendas en grupos homogéneos según sus características estructurales. El Análisis de Componentes Principales (PCA) ayudó a reducir la complejidad de los datos y a garantizar un adecuado agrupamiento de las viviendas.

Este enfoque combinado de métodos estadísticos y técnicas avanzadas de machine learning asegura que los resultados sean representativos, robustos y útiles para la toma de decisiones en el diseño de arquetipos representativos de las viviendas en la zona 16 del distrito de Cusco.

6.1. Población de estudio

6.1.1. Mapa catastral de las viviendas de 3 y 4 niveles

La zona 16 del distrito de Cusco ha experimentado un crecimiento significativo en las construcciones informales en los últimos años. Según el catastro proporcionado por la Municipalidad Provincial del Cusco, se identificaron alrededor de 350 viviendas de tres y cuatro niveles en la zona, mostradas en el Anexo B.

6.1.2. Identificación de viviendas informales de 3 y 4 niveles.

Para garantizar que las viviendas seleccionadas fueran representativas del objetivo del estudio, se aplicaron criterios específicos de inclusión: número de niveles, ausencia de acabados, presencia del material de interés (albañilería de arcilla), cimentación a un mismo nivel, inexistencia de proyecciones para futuras ampliaciones verticales y conformación exclusivamente por sistemas aporticados.

Como resultado, se obtuvo una población más reducida que concentra las características estructurales esenciales para la investigación. Finalmente, 225 viviendas cumplieron con los criterios establecidos, siendo esta cantidad la población de estudio.

6.1.3. Selección de muestra

De acuerdo con la cantidad de población, se aplicó una técnica de muestreo aleatorio estratificado. De este procedimiento, se seleccionaron 27 edificaciones de 3 niveles y 59 de 4 niveles, dando un total de 86 viviendas que cumplen con todas las características requeridas para el estudio.

Figura 45

Distribución de viviendas por número de niveles.



Nota. Se identificaron 86 viviendas en total: 27 viviendas de 3 niveles y 59 viviendas de 4 niveles. Fuente: Elaboración propia.

6.2. Registro de datos

Con la muestra definida, se procedió a recopilar y registrar de manera sistemática las características estructurales y geométricas de cada vivienda seleccionada. La información recabada abarca aspectos como la ubicación, el número de niveles, dimensiones, materiales utilizados, entre otros elementos relevantes para el análisis.

Tabla 2

Base de datos de características constructivas de edificaciones en el distrito del cusco.

CLAVE	LATITUD	LONGITUD	COTA	NIVELES	EJES_LONG	EJES_TRANS	LUZ_X	LUZ_Y	LARGO_COL	...	ALT_ENTREPISO	MAT TABIQUE NIVEL_1	MATER TABIQUE	ESPESOR MURO	CONFIN TABIQUE	AISL TABIQUE PORTICO	SIST PISO	CUBIERTA TECHO	TIPO CUBIERTA
2	13°31'7,73" S	71°57'14,69" O	3408	3	3	4	3.85	3.17	0.30	...	2.60	Ladrillo Bloquer	Ladrillo Bloquer	0.12	Sin Confinamiento	Sin Aislamiento	Losa Aligerada	Azotea	Techo Plano Horizontal
3	13°31'2,67" S	71°57'24,45" O	3422	4	3	4	3.80	3.17	0.30	...	2.80	Ladrillo Bloquer	Ladrillo Bloquer	0.12	Sin Confinamiento	Sin Aislamiento	Losa Aligerada	Azotea	Techo Plano Horizontal
4	13°31'6,07" S	71°57'20,90" O	3415	4	2	3	5.11	3.80	0.45	...	2.60	Ladrillo Bloquer	Ladrillo Bloquer	0.12	Sin Confinamiento	Sin Aislamiento	Losa Aligerada	Azotea	Techo Plano Horizontal
5	13°31'5,22" S	71°57'40,62" O	3437	4	4	5	3.17	2.85	0.30	...	2.58	Ladrillo Bloquer	Ladrillo Bloquer	0.12	Sin Confinamiento	Sin Aislamiento	Losa Aligerada	Azotea	Techo Plano Horizontal
6	13°31'7,56" S	71°57'28,33" O	3445	4	3	4	3.00	3.00	0.50	...	2.90	Ladrillo Kin Kong	Ladrillo Bloquer	0.12	Sin Confinamiento	Sin Aislamiento	Losa Aligerada	Azotea	Techo Plano Horizontal
105	13°31'2,55" S	71°57'26,98" O	3424	3	2	3	5.29	4.28	0.50	...	2.58	Ladrillo Kin Kong	Ladrillo Bloquer	0.12	Sin Confinamiento	Sin Aislamiento	Losa Aligerada	Calamina sobre Madera	Inclinado a una agua
106	13°31'9,06" S	71°57'21,77" O	3362	3	3	4	2.99	4.02	0.40	...	2.76	Ladrillo Kin Kong	Ladrillo Bloquer	0.12	Sin Confinamiento	Sin Aislamiento	Losa Aligerada	Azotea	Bóveda
107	13°31'7,07" S	71°57'42,16" O	3410	4	3	3	3.16	4.02	0.30	...	2.53	Ladrillo Kin Kong	Ladrillo Bloquer	0.12	Sin Confinamiento	Sin Aislamiento	Losa Aligerada	Azotea	Techo Plano Horizontal
109	13°31'6,75" S	71°57'35,13" O	3435	3	3	4	3.98	3.47	0.40	...	3.10	Ladrillo Kin Kong	Ladrillo Bloquer	0.12	Sin Confinamiento	Sin Aislamiento	Losa Aligerada	Calamina sobre Metal	Inclinado a dos aguas
110	13°31'3,09" S	71°57'50,44" O	3363	4	4	4	4.23	3.81	0.35	...	3.03	Ladrillo Kin Kong	Ladrillo Bloquer	0.12	Sin Confinamiento	Sin Aislamiento	Losa Aligerada	Azotea	Techo Plano Horizontal

Nota. La tabla presenta información detallada sobre las edificaciones evaluadas, incluyendo número de niveles, características estructurales, materiales utilizados, tipo de cubierta y sistema de piso, entre otros datos técnicos relevantes. Esta base de datos fue utilizada como fuente para los análisis estadísticos y gráficos posteriores. Fuente: Elaboración propia.

6.2.1. Estudio Estadístico

a. Estadística Descriptiva.

Estadística Descriptiva para 3 Niveles:

Tabla 3

Resultados de análisis estadístico descriptivo de viviendas de 3 niveles.

	EJES_LONG	EJES_TRANS	LUZ_X	LUZ_Y	LARGO_COL	ANCHO_COL	PERALTE_VIGA	ANCHO_VIGA	ALT_ENTREPISO
count	27	27	27	27	27	27	27	27	27
mean	3.074074	3.62963	3.882222	3.555556	0.377778	0.294444	0.414815	0.27963	2.702963
std	0.67516	0.564879	0.871146	0.565674	0.066986	0.032026	0.056865	0.025036	0.21361
min	2	3	2.05	2.51	0.3	0.25	0.3	0.25	2.43
25 %	3	3	3.455	3.17	0.325	0.275	0.4	0.25	2.57
50 %	3	4	3.85	3.48	0.35	0.3	0.4	0.3	2.6
75 %	3.5	4	4.51	3.8	0.4	0.3	0.45	0.3	2.78
max	4	5	5.51	4.88	0.5	0.35	0.5	0.3	3.44

Nota. Se presentan las características principales de las edificaciones con tres niveles, basadas en datos técnicos obtenidos en campo. *Fuente:* Elaboración propia.

Estadísticas Descriptivas para 4 Niveles:

Tabla 4

Resultados de análisis estadístico descriptivo de viviendas de 4 niveles.

	EJES_LONG	EJES_TRANS	LUZ_X	LUZ_Y	LARGO_COL	ANCHO_COL	PERALTE_VIGA	ANCHO_VIGA	ALT_ENTREPISO
count	59	59	59	59	59	59	59	59	59
mean	3.118644	3.559322	3.892034	3.581017	0.392373	0.298305	0.410169	0.276271	2.738475
std	0.61825	0.623427	0.688481	0.574503	0.071808	0.035919	0.046219	0.0284	0.164504
min	2	2	2.5	2.14	0.3	0.25	0.3	0.2	2.44
25 %	3	3	3.45	3.17	0.35	0.275	0.4	0.25	2.6
50 %	3	4	3.83	3.6	0.4	0.3	0.4	0.3	2.73
75 %	3.5	4	4.18	3.9	0.45	0.3	0.45	0.3	2.855
max	4	5	5.97	5.46	0.5	0.4	0.5	0.3	3.19

Nota. Se presentan las características principales de las edificaciones con cuatro niveles, basadas en datos técnicos obtenidos en campo. *Fuente:* Elaboración propia.

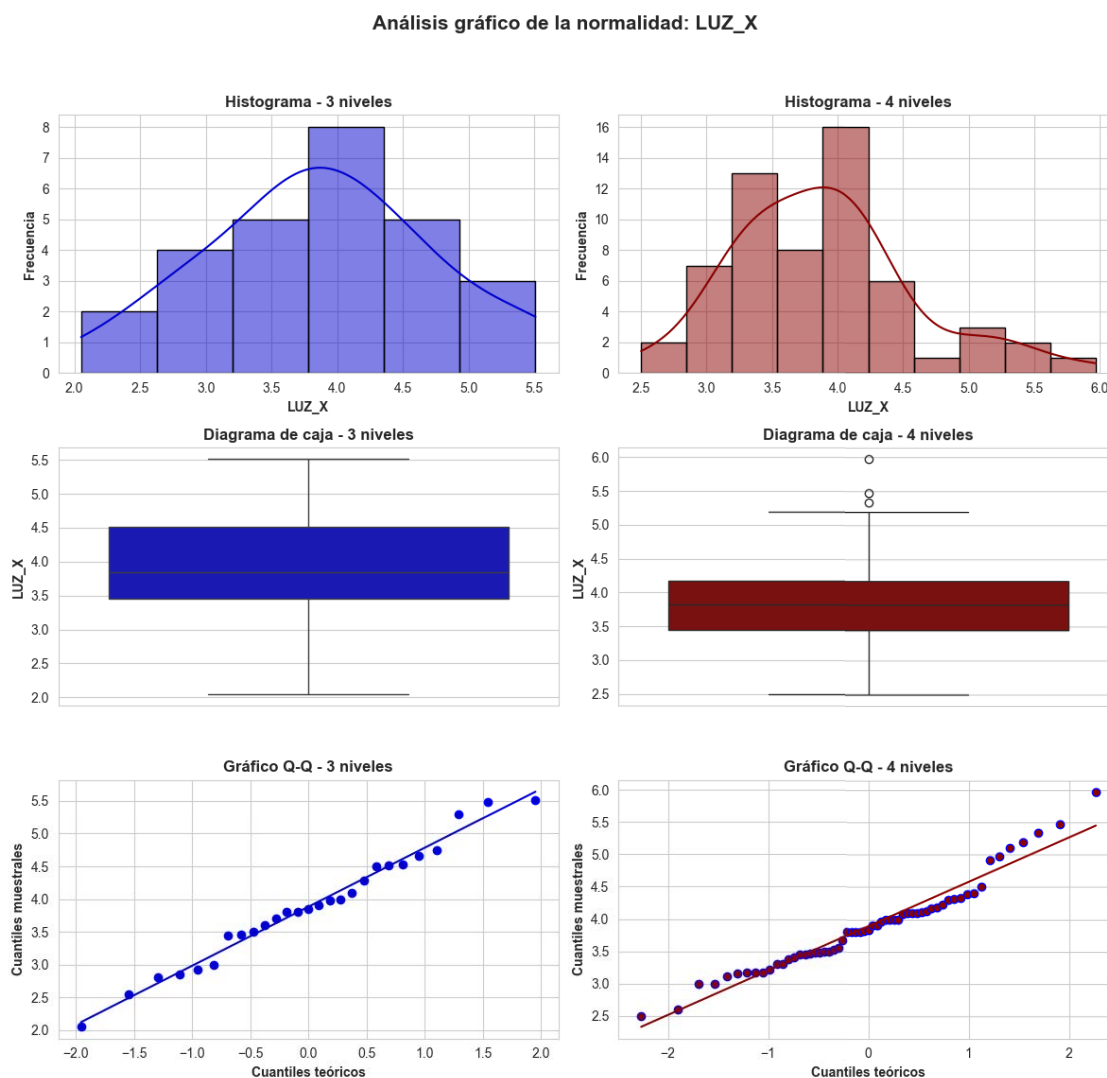
Las distribuciones de los parámetros cuantitativos en las edificaciones de 3 y 4 niveles muestran características similares. Aunque existen pequeñas diferencias en la dispersión de los datos, no se observan variaciones significativas entre ambos grupos. Esto sugiere que, a pesar de la diferencia en el número de niveles, las edificaciones de 3 y 4 niveles comparten propiedades estructurales comunes.

6.2.2. Prueba de normalidad

a. Prueba Gráfica De La Distribución Normal.

Figura 46

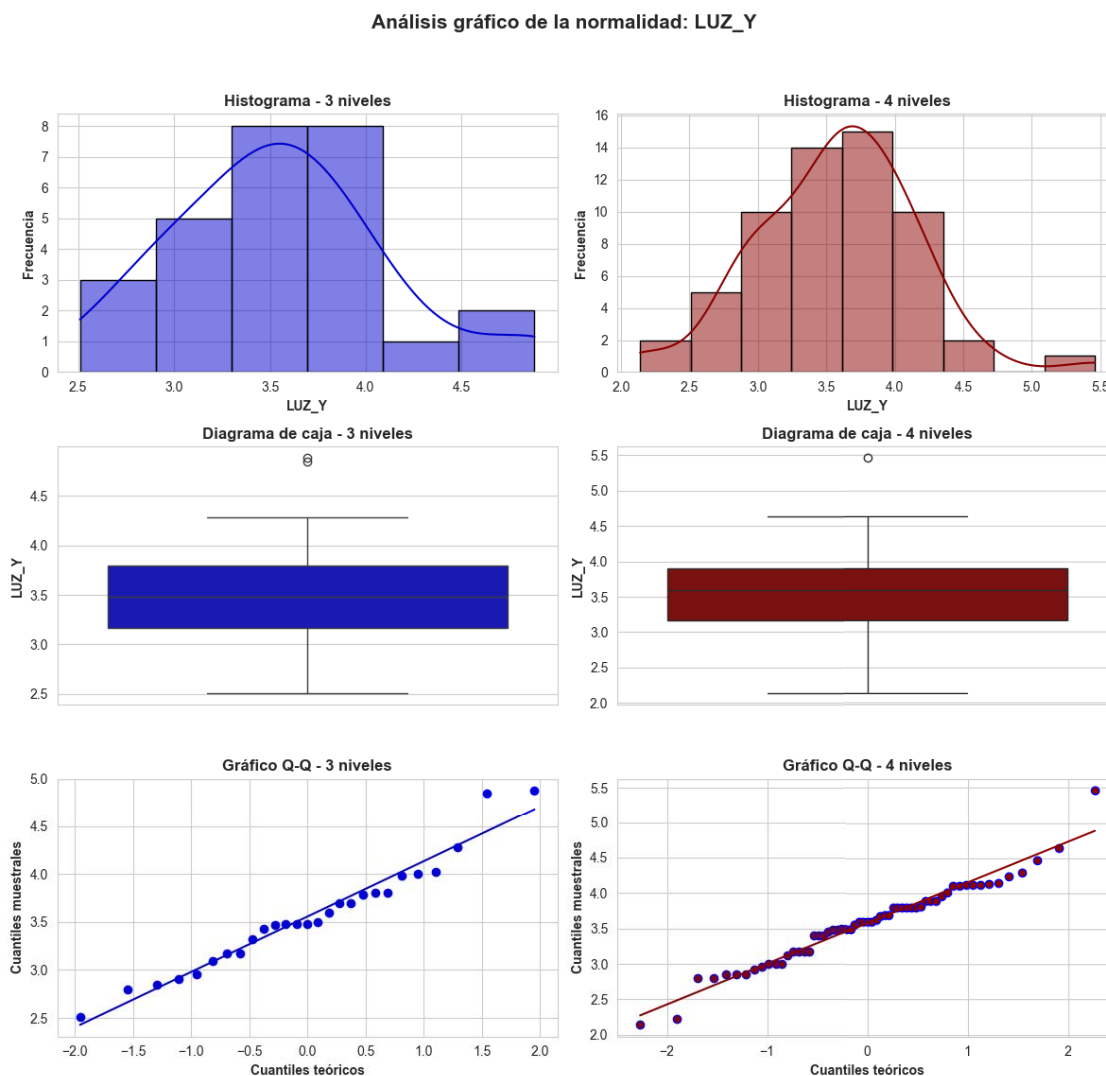
Análisis gráfico de normalidad del parámetro: LUZ X.



Nota. El gráfico evalúa la distribución del parámetro LUZ X para verificar su ajuste a una distribución normal. Se incluyen un histograma, un diagrama de caja (box plot) y un gráfico Q-Q para edificaciones de tres y cuatro niveles. Fuente: Elaboración propia.

Figura 47

Análisis gráfico de normalidad del parámetro: LUZ Y.



Nota. El gráfico evalúa la distribución del parámetro LUZ Y para verificar su ajuste a una distribución normal. Se incluyen un histograma, un diagrama de caja (box plot) y un gráfico Q-Q para edificaciones de tres y cuatro niveles. Fuente: Elaboración propia.

b. Prueba de Shapiro-Wilk.

Tabla 5*Resultados de la Prueba de Normalidad Shapiro-Wilk.*

Parámetros	W (3 Niveles)	p (3 Niveles)	Normalidad (3 Niveles)	W (4 Niveles)	p (4 Niveles)	Normalidad (4 Niveles)
EJES_LONG	0.8	0.0001	No	0.7719	0	No
EJES_TRANS	0.7244	0	No	0.7813	0	No
LUZ_X	0.9797	0.8563	Sí	0.9568	0.0352	No
LUZ_Y	0.959	0.3504	Sí	0.9718	0.1861	Sí
LARGO_COL	0.8669	0.0025	No	0.8656	0	No
ANCHO_COL	0.785	0.0001	No	0.824	0	No
PERALTE_VIGA	0.8249	0.0004	No	0.7775	0	No
ANCHO_VIGA	0.6262	0	No	0.6987	0	No
ALT_ENTREPISO	0.8351	0.0006	No	0.972	0.1916	Sí

Nota. La tabla muestra los valores del estadístico W y el valor p obtenidos para evaluar la normalidad de los parámetros clave en viviendas de tres y cuatro niveles. *Fuente:*

Elaboración propia.

El análisis de normalidad mediante la prueba de Shapiro-Wilk y la prueba gráfica de la distribución normal reveló que la mayoría de los parámetros estructurales no presentan una distribución normal en ambos grupos (edificaciones de 3 y 4 niveles). Solo un parámetro (LUZ_Y) mostró distribución normal en ambos conjuntos de datos. Por este motivo, se complementó el análisis aplicando tanto la prueba paramétrica t de Student como la prueba no paramétrica de Mann-Whitney U.

6.2.3. Prueba de Hipótesis

a. Prueba t de Student y Mann-Whitney.

Tabla 6

Resultados de las Pruebas Estadísticas t de Student y Mann-Whitney.

Parámetro	n (3 pisos)	n (4 pisos)	Media (3 pisos)	Media (4 pisos)	Normalidad en ambos grupos	Varianzas iguales (Levene)	p-valor t-test (Welch)	p-valor Mann-Whitney	¿Diferencia significativa?
EJES_LONG	27	59	3.07	3.12	No	Sí	0.77	0.79	No
EJES_TRANS	27	59	3.63	3.56	No	Sí	0.61	0.6	No
LUZ_X	27	59	3.88	3.89	No	Sí	0.96	0.94	No
LUZ_Y	27	59	3.56	3.58	Sí	Sí	0.85	0.55	No
LARGO_COL	27	59	0.38	0.39	No	Sí	0.36	0.38	No
ANCHO_COL	27	59	0.29	0.3	No	Sí	0.62	0.7	No
PERALTE_VIGA	27	59	0.41	0.41	No	Sí	0.71	0.69	No
ANCHO_VIGA	27	59	0.28	0.28	No	Sí	0.58	0.69	No
ALT_ENTREPISO	27	59	2.7	2.74	No	Sí	0.45	0.13	No

Nota. La tabla muestra los resultados de la evaluación de normalidad y homogeneidad de varianzas, junto con los valores p de las pruebas t de Student y Mann-Whitney.

Finalmente, se indica si existe diferencia significativa entre viviendas de tres y cuatro niveles. *Fuente:* Elaboración propia.

En todas las pruebas realizadas, los valores-p obtenidos tanto en la prueba t de Student como en la prueba de Mann-Whitney fueron mayores a 0.05, lo que indica que no existen diferencias estadísticas significativas entre las medias de los dos grupos (edificaciones de 3 niveles y 4 niveles) para ninguna de los parámetros estructurales evaluadas.

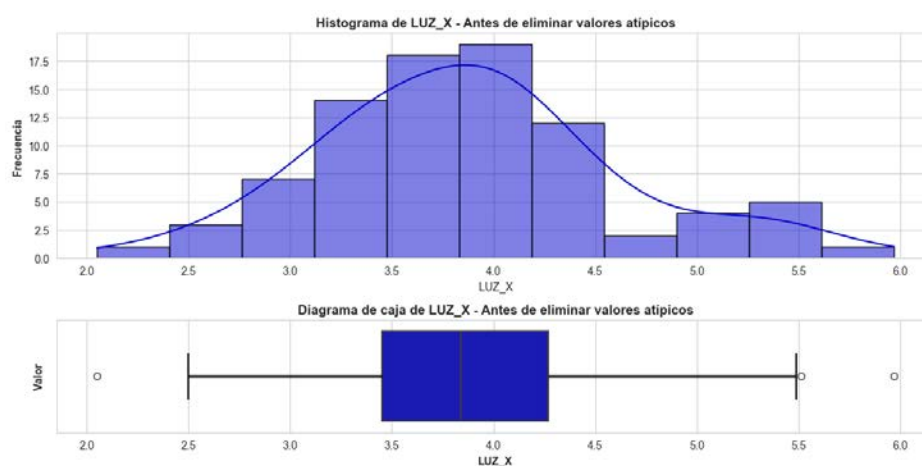
Esto sugiere que las características estructurales de las edificaciones de 3 y 4 niveles en la zona 16 del distrito del Cusco poseen características similares. Este hallazgo es consistente con la hipótesis inicial del estudio, lo que respalda la posibilidad de tratar estos grupos como equivalentes en términos estructurales. Por lo tanto, este análisis puede ser utilizado para estrategias de diseño, tipificación o análisis estructural comparativo sin necesidad de diferenciar entre edificaciones de 3 o 4 niveles.

6.2.4. Detección y Eliminación de Valores Atípicos

a. Gráficos iniciales: Antes de eliminar outliers.

Figura 48

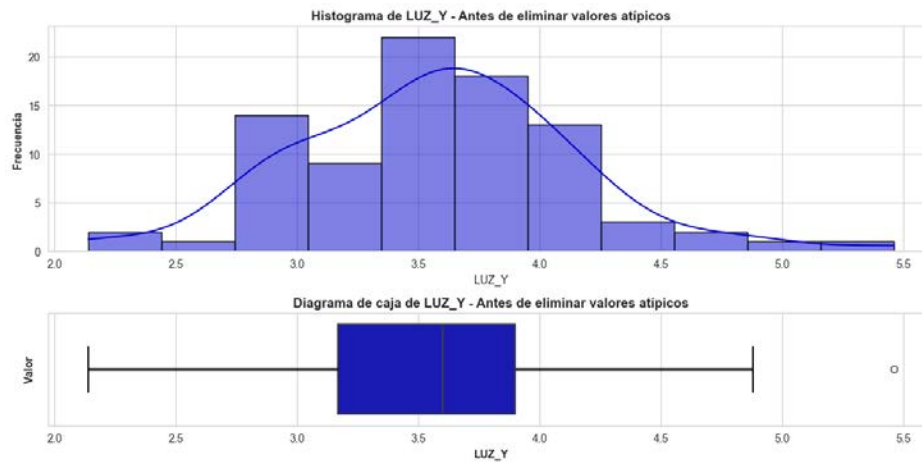
Histograma y boxplot del parámetro: LUZ X, antes de eliminar valores atípicos.



Nota. Se muestran la distribución y la presencia de valores atípicos del parámetro: LUZ X, antes de su eliminación. Fuente: Elaboración propia.

Figura 49

Histograma y boxplot del parámetro: LUZ Y, antes de eliminar valores atípicos.



Nota. Se muestran la distribución y la presencia de valores atípicos del parámetro: LUZ Y, antes de su eliminación. Fuente: Elaboración propia.

b. Identificación y eliminación de outliers (método IQR).

Tabla 7

Tabla de identificación de valores atípicos en parámetros clave.

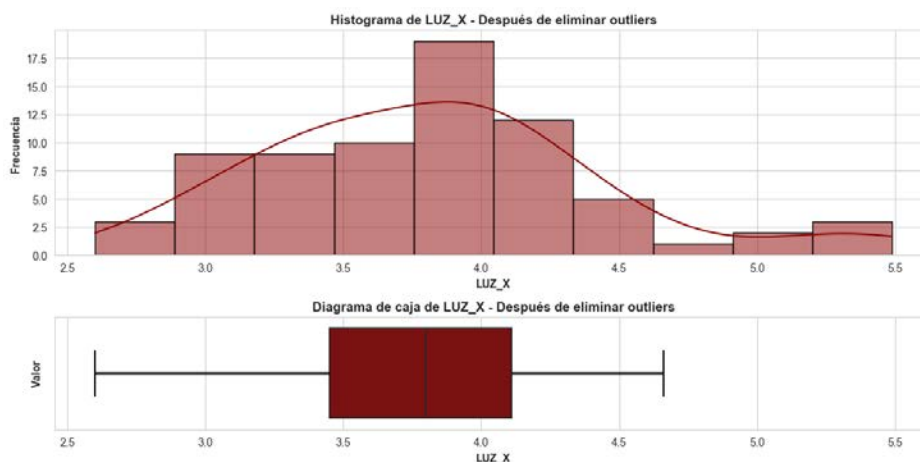
Variable	Límite Inferior	Límite Superior	Outliers Eliminados
EJES_LONG	1.875	4.875	0
EJES_TRANS	1.5	5.5	0
LUZ_X	2.224	5.494	3
LUZ_Y	2.142	4.882	1
LARGO_COL	0.181	0.531	0
ANCHO_COL	0.206	0.356	1
PERALTE_VIGA	0.325	0.525	7
ANCHO_VIGA	0.175	0.375	0
ALT_ENTREPISO	2.232	3.213	1

Nota. Se identifican los valores atípicos presentes en cada uno de los parámetros clave analizados, para su posterior eliminación y garantizar la calidad de los datos. *Fuente:* Elaboración propia.

c. Gráficos finales: Después de eliminar outliers.

Figura 50

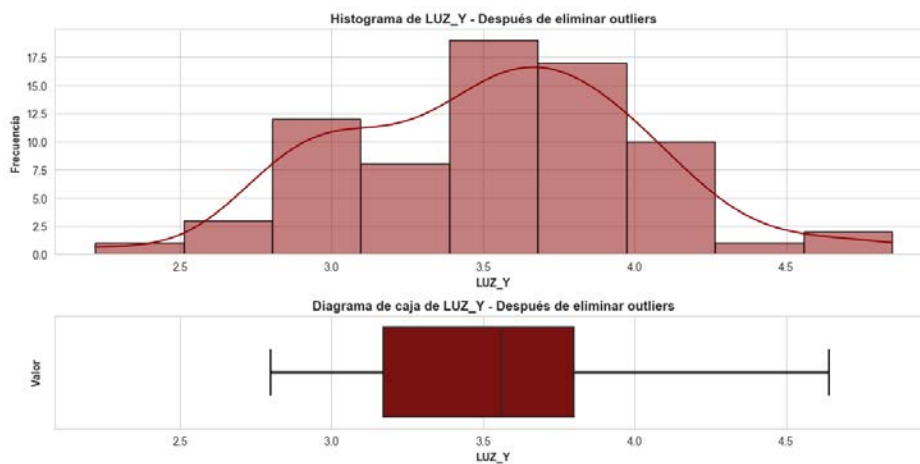
Histograma y boxplot del parámetro: LUZ X, después de eliminar valores atípicos.



Nota. Se muestran la distribución y la presencia de valores atípicos del parámetro: LUZ X, después de su eliminación. Fuente: Elaboración propia.

Figura 51

Histograma y boxplot del parámetro: LUZ Y, después de eliminar valores atípicos.



Nota. Se muestran la distribución y la presencia de valores atípicos del parámetro: LUZ Y, después de su eliminación. Fuente: Elaboración propia.

Se utilizó el método del Rango Inter cuartílico (IQR) con un umbral de $1.5 * IQR$ para identificar los valores atípicos en los parámetros clave. Se calcularon los límites

inferiores y superiores para cada parámetro, y se identificaron las observaciones que se encontraban fuera de estos rangos. Tras aplicar este umbral, se detectaron 13 observaciones que se encontraban fuera de los límites definidos por el IQR, las cuales fueron eliminadas del conjunto de datos.

6.2.5. Muestra final posterior a eliminación de outliers

Tabla 8

Datos de parámetros clave sin valores atípicos para análisis.

CLAVE	NIVELES	EJES_LONG	EJES_TRANS	LUZ_X	LUZ_Y	LARGO_COL	ANCHO_COL	PERALTE_VIGA	ANCHO_VIGA	ALT_ENTREPISO
0	3	3	4	3.85	3.17	0.30	0.25	0.40	0.25	2.60
1	4	3	4	3.80	3.17	0.30	0.30	0.40	0.30	2.80
2	4	2	3	5.11	3.80	0.45	0.35	0.40	0.20	2.60
3	4	4	5	3.17	2.85	0.30	0.25	0.40	0.25	2.58
4	4	3	4	3.00	3.00	0.50	0.25	0.40	0.25	2.90
...										
80	4	3	4	3.83	3.45	0.30	0.30	0.50	0.30	2.73
82	3	3	4	2.99	4.02	0.40	0.30	0.50	0.30	2.76
83	4	3	3	3.16	4.02	0.30	0.25	0.40	0.25	2.53
84	3	3	4	3.98	3.47	0.40	0.30	0.50	0.30	3.10
85	4	4	4	4.23	3.81	0.35	0.30	0.40	0.30	3.03

Nota. Se presenta la base de datos final depurada, sin valores atípicos en los parámetros clave. *Fuente:* Elaboración propia.

6.2.6. *Análisis de Clústeres (K-Means)*

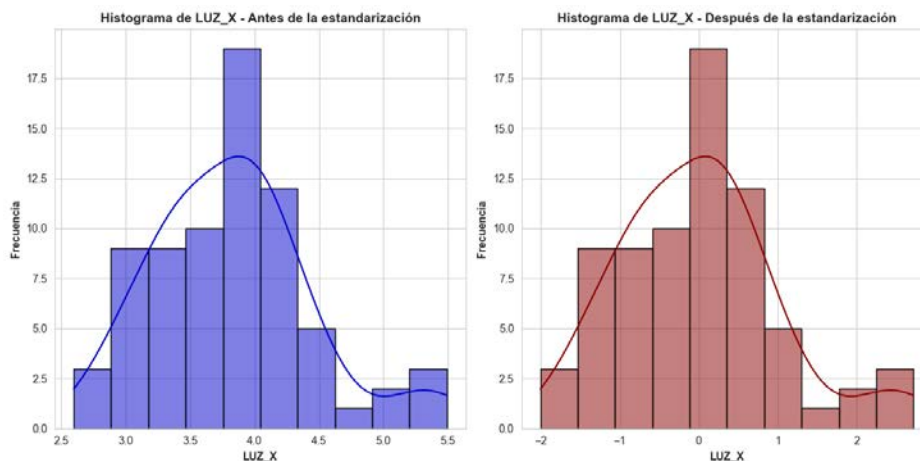
El objetivo del análisis de clústeres es agrupar las edificaciones en clústeres (grupos) basados en sus características estructurales. El algoritmo K-Means se utiliza para segmentar el conjunto de datos en clústeres homogéneos.

a. **Preprocesamiento y estandarización.**

Antes de aplicar el algoritmo de K-Means, es crucial estandarizar los parámetros para que todas tengan la misma escala. Esto asegura que ningún parámetro con un rango de valores más grande influya desproporcionadamente en la formación de los clústeres. Se utilizó el StandardScaler de scikit-learn para transformar los parámetros, asegurando que todas tengan una media de 0 y desviación estándar de 1.

Figura 52

Histograma del parámetro: EJES LONGITUDINALES, antes y después del proceso de estandarización.



Nota. Se presentan las distribuciones del parámetro LUZ_X antes y después de aplicar la estandarización para realizar una correcta comparación. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 9*Estandarización de parámetros clave.*

Parámetros	Media (Antes)	Desviación Estándar (Antes)	Media (Después)	Desviación Estándar (Después)
EJES_LONG	3.136986	0.608164	$-2,13 \times 10^{-16}$	1.00692
EJES_TRANS	3.616438	0.568383	$3,25 \times 10^{-16}$	1.00692
LUZ_X	3.826986	0.615410	$-7,91 \times 10^{-17}$	1.00692
LUZ_Y	3.528904	0.487572	$-2,72 \times 10^{-16}$	1.00692
LARGO_COL	0.382877	0.066781	$-7,53 \times 10^{-17}$	1.00692
ANCHO_COL	0.297945	0.032743	$-1,10 \times 10^{-15}$	1.00692
PERALTE_VIGA	0.423973	0.036429	$1,83 \times 10^{-15}$	1.00692
ANCHO_VIGA	0.278082	0.027621	$-9,93 \times 10^{-16}$	1.00692
ALT_ENTREPISO	2.719041	0.163190	$2,57 \times 10^{-15}$	1.00692

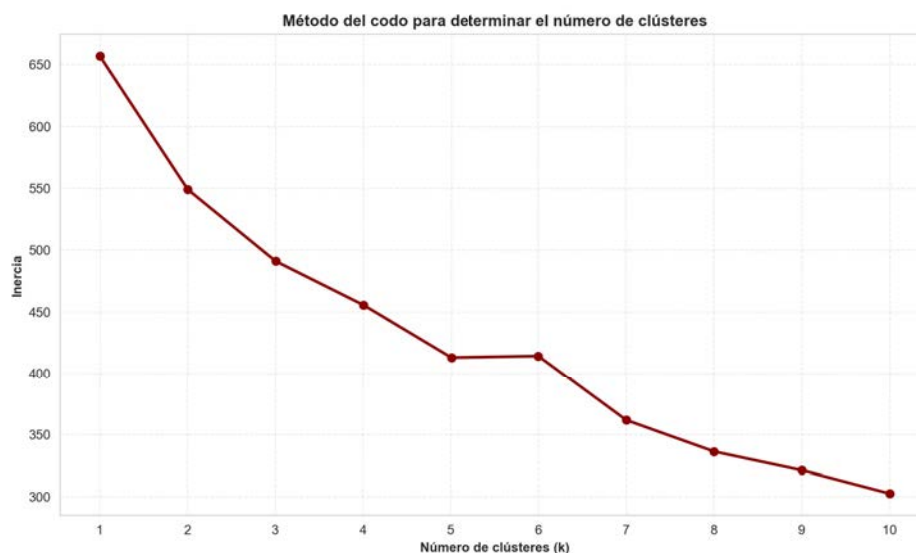
Nota. Se muestra la estandarización de los parámetros clave, ajustando la media a cero y la desviación estándar a uno. *Fuente:* Elaboración propia.

b. Determinación del número óptimo de clústeres (Método del Codo).

Para determinar el número óptimo de clústeres en el análisis de K-Means, se utilizó el método del codo. Este método consiste en calcular la inercia (suma de distancias dentro de los clústeres) para diferentes valores de k y buscar el punto donde la reducción de la inercia comienza a desacelerarse. El punto de codo indica el número de clústeres ideal.

Figura 53

Determinación del Número de Clústeres – Método del Codo.



Nota. Se emplea el método del codo para identificar el número óptimo de clústeres (k) en el análisis de K-Means. Fuente: Elaboración propia.

c. Aplicación del algoritmo K-Means.

Una vez determinado el número óptimo de clústeres, se aplicó el algoritmo K-Means con $k = 3$ (según el resultado del método del codo). Este algoritmo asigna cada edificación a un clúster específico basado en sus características estructurales. Después de ejecutar K-Means, cada observación se asignó a uno de los tres clústeres.

Este resultado es importante, ya que no solo nos proporciona una segmentación de las edificaciones en grupos homogéneos, sino que también nos indica que existen tres arquetipos representativos de las edificaciones pertenecientes a la zona 16 del distrito de Cusco, cada uno correspondiente a un clúster.

Tabla 10*Tabla de grupos de Clúster.*

Clúster	N° de Observaciones
1	45
2	18
3	10

Nota. Se presentan los grupos resultantes del análisis de clúster, mostrando la asignación de observaciones según características compartidas. Fuente: Elaboración propia.

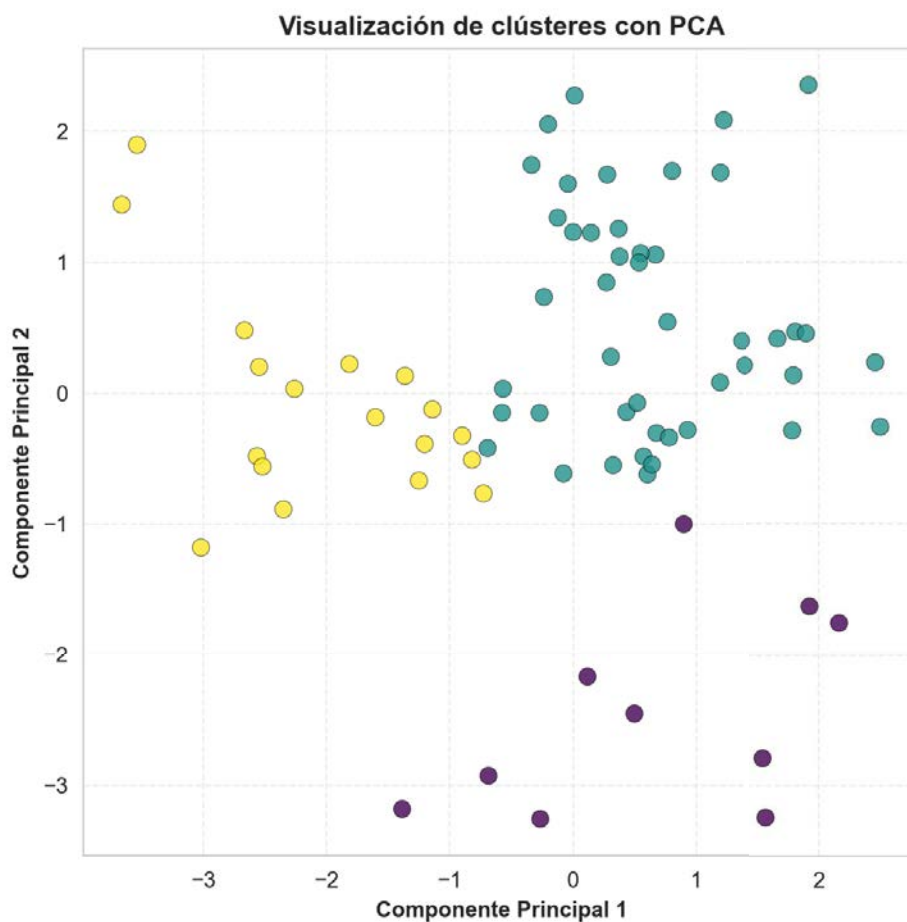
El análisis ha segmentado las edificaciones en tres clústeres, pero se observó que el clúster 1 contiene la mayoría de las observaciones (45), mientras que los clústeres 2 y 3 tienen menos observaciones. Este desbalance puede ser debido a la distribución natural de las características estructurales de las edificaciones, lo que sugiere que la mayoría de las edificaciones son similares entre sí, pero hay un pequeño número con características significativamente diferentes.

d. Visualización de los clústeres (PCA).

Para facilitar la interpretación visual de los clústeres formados, se utilizó PCA (Análisis de Componentes Principales) para reducir las dimensiones de los datos a 2 componentes principales. Esta visualización permite observar cómo se agrupan las edificaciones en los diferentes clústeres en un espacio 2D.

Figura 54

Visualización de Clúster con PCA.



Nota. Se utiliza el Análisis de Componentes Principales (PCA) para representar visualmente los clústeres identificados en un espacio bidimensional. Fuente: Elaboración propia.

La visualización con PCA muestra cómo los datos se agrupan en tres grupos distintos. Esto indica que el algoritmo K-Means ha segmentado correctamente las edificaciones en clústeres homogéneos, basados en sus características estructurales.

e. Tabla resumen de las características de los tres arquetipos.

Tras la aplicación del análisis de K-Means, las edificaciones fueron agrupadas en tres

clústeres homogéneos. Para caracterizar cada uno de estos clústeres y definir sus arquetipos representativos, se calculó el centroide de cada clúster. Este centroide actúa como una representación del arquetipo de cada clúster, reflejando las características estructurales promedio de las edificaciones agrupadas. Estos arquetipos son fundamentales, ya que proporcionan una descripción general de los tipos de edificaciones en cada grupo.

Parámetros clave de cada Arquetipo.

Tabla 11

Resultado de parámetros clave de cada arquetipo.

Clúster	EJES_LONG	EJES_TRANS	LUZ_X	LUZ_Y	LARGO_COL	ANCHO_COL	PERALTE_VIGA	ANCHO_VIGA	ALT_ENTREPISO
1	3.36	3.64	3.76	3.7	0.4	0.31	0.43	0.29	2.75
2	3.17	3.72	3.45	3.23	0.35	0.26	0.42	0.25	2.7
3	2.09	3.3	4.81	3.31	0.38	0.3	0.41	0.27	2.64

Nota. Se presentan las características representativas de cada arquetipo obtenido a partir del análisis de clúster, con base en los parámetros clave evaluados. *Fuente:* Elaboración propia.

Parámetros clave de diseño de cada arquetipo.

Tabla 12

Parámetros estándar de diseño de cada arquetipo.

Clúster	EJES_LONG	EJES_TRANS	LUZ_X	LUZ_Y	LARGO_COL	ANCHO_COL	PERALTE_VIGA	ANCHO_VIGA	ALT_ENTREPISO
1	3	4	3.80	3.70	0.40	0.30	0.45	0.30	2.8
2	3	4	3.40	3.20	0.35	0.25	0.4	0.25	2.7
3	2	3	4.80	3.30	0.40	0.3	0.4	0.25	2.6

Nota. Se presentan los valores estándar de los parámetros clave que definen el diseño característico de cada arquetipo identificado. *Fuente:* Elaboración propia.

f. Validación de resultado.

Figura 55

Prueba del Índice de Silhouette Score.



Nota. Se aplica el índice de Silhouette Score para evaluar la calidad de la agrupación y determinar la cohesión y separación entre clústeres. Fuente: Elaboración propia.

La validación del análisis de clústeres se realizó utilizando el índice de Silhouette, una métrica que evalúa la calidad y cohesión de los clústeres generados. El Silhouette Score obtenido fue el segundo mayor de entre los primeros 10 resultados, lo que indica que el modelo con 3 clústeres es adecuado. Aunque existen una configuración con un puntaje superior, se optó por seleccionar 3 arquetipos, ya que esta es la mínima cantidad recomendada según las directrices del FEMA P695, en el Capítulo 4: Desarrollo de Arquetipos, donde se establece que cada grupo de rendimiento debe contener al menos tres arquetipos índices. Esta elección asegura una representación adecuada de los diferentes patrones estructurales sin exceder los límites del diseño permitido.

En conclusión, el análisis confirma que el modelo de K-Means es efectivo para el contexto de estudio, proporcionando una segmentación coherente alineada con las características estructurales de las viviendas analizadas.

6.2.7. Definición de Materiales

a. Concreto.

Resistencia a la compresión del concreto.

Ensayo de esclerometría

Para determinar la resistencia a la compresión del concreto se realizó el ensayo de esclerometría en las columnas de la estructura conforme a la norma NTP 339.181, la prueba se aplicó en el primer nivel de cada una de las viviendas.

- Mediciones

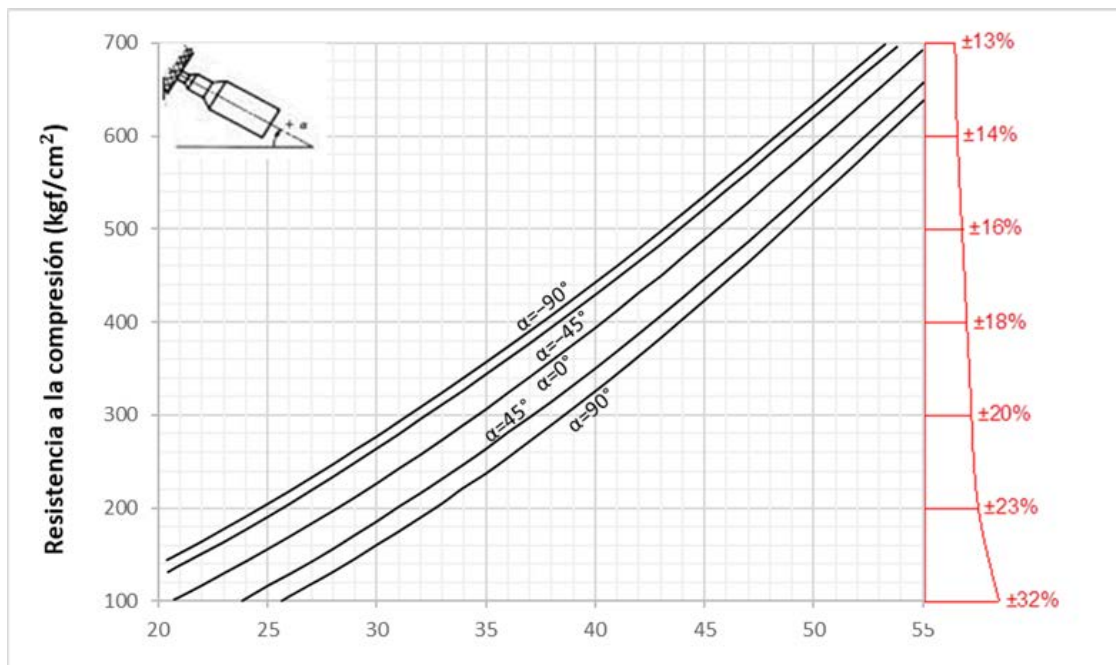
Considerando la norma NTP 339.181, la toma de datos se realizó en superficies lisas rectangulares de 20*20 cm y para las superficies de alta porosidad se realizó el pulido de la superficie.

En cada superficie se tomó lectura de 16 puntos los cuales están de acuerdo a la NTP 339.181 del promedio de lecturas.

Para determinar la resistencia a la compresión tomando en cuenta el número de rebotes se usó el Abaco de esclerometría.

Figura 56

Gráfica de correlación del índice de rebote con la resistencia a compresión en probeta cilíndrica.



Nota. La figura muestra el ábaco de esclerometría utilizado para estimar la resistencia a la compresión del concreto a partir del índice de rebote medido en la superficie. Fuente:

Elaboración propia.

Dado que la esclerometría ofrece estimaciones aproximadas de la resistencia del concreto, en este estudio se adoptó un valor promedio de resistencia a la compresión para todos los elementos estructurales de cada vivienda, el valor promedio es de 236.60 kg/cm².

Tabla 13*Tabla de Resultados de Ensayos No Destructivos de Esclerometría en Concreto.*

CLAVE	Promedio de Rebotes	Índice de Elasticidad x F'c	Resistencia Gráfica (kg/cm ²)	Error (±)
2	28.83	0.2276	208	47.34
4	30.72	0.2191	236.32	51.78
6	26.44	0.2534	173.99	44.09
8	29.44	0.2249	217.02	48.81
12	30.33	0.2209	230.39	50.89
15	28.61	0.2286	204.75	46.8
17	28.94	0.2271	209.63	47.61
23	27.22	0.2437	184.83	45.03
29	27.61	0.2387	190.34	45.43
30	28.67	0.2283	205.56	46.94
32	35.17	0.1985	307.64	61.06
36	35.89	0.196	319.8	62.69
43	28	0.2337	195.9	45.78
51	28.33	0.2298	200.71	46.12
53	30.94	0.2181	239.74	52.28
58	30	0.2224	225.35	50.12
63	30.11	0.2219	227.02	50.37
65	29.39	0.2251	216.2	48.68
70	26.94	0.2472	180.94	44.72
...				
71	34.94	0.1992	303.92	60.55
72	31.78	0.2142	252.68	54.12
76	28.89	0.2274	208.81	47.47
79	31.67	0.2147	250.94	53.88
81	34.56	0.2008	297.46	59.72
83	27.39	0.2415	187.19	45.21
90	33.72	0.2049	283.77	58.14
94	31.39	0.216	246.61	53.27
95	34.33	0.2019	293.79	59.31
101	31.11	0.2173	242.31	52.66
104	35.61	0.197	315.1	62.07
106	30.22	0.2214	228.71	50.63
109	31.06	0.2176	241.45	52.53
110	33.56	0.2057	281.06	57.81

Nota. La tabla muestra los resultados obtenidos de la prueba no destructiva de esclerometría realizados en las columnas de primer nivel de las viviendas estudiadas.

Fuente: Elaboración propia.

El valor de resistencia a la compresión de los elementos estructurales son los suficientemente mayores para ser considerados como elementos estructurales, entendiéndose que se considera elemento estructural cuando su resistencia a la compresión supera los 175 kg/cm².

Para la presente investigación usaremos un único valor de resistencia a la compresión para los diferentes elementos estructurales este valor será $f'_c=210$ kg/cm².

Módulo de elasticidad del concreto.

Se tomo en cuenta las indicaciones que establece el RNE E- 060 para concretos de peso normal el módulo de elasticidad se tomó como.

$$E_c = 15000\sqrt{f'_c} \left(\frac{Kg}{cm^2} \right)$$

f'_c : Resistencia a la compresión axial del concreto en kg/cm².

b. Acero.

Para el refuerzo de la estructura se utilizó fierro corrugado ASTM A615-Grado 60 / NTP En las viviendas estudiadas, prevalece el uso de un solo tipo de acero, el fierro corrugado ASTM A615-Grado 60 / NTP 341.031 - Grado 60, específicamente en diámetro de 1/2" 5/8". Este tipo de acero se utilizó en las columnas y vigas de las viviendas, empleándose 6 varillas tanto para vigas y columnas, dependiendo de las dimensiones de las mismas.

Propiedades Mecánicas.

Tabla 14

Propiedades mecánicas del acero de refuerzo.

Propiedad	Valor
Límite de fluencia (F_y)	420 MPa (4,280 kgf/cm ²)
Resistencia a la tracción (R)	620 MPa (6,320 kgf/cm ²)

Nota. Los valores corresponden a las propiedades mecánicas del acero de refuerzo empleadas en el análisis. *Fuente:* Elaboración propia.

Módulo de elasticidad del acero.

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo es:

$$\text{Modulo de elasticidad} = 2000000 \text{ Kg/cm}^2$$

c. Albañilería.

Resistencia a la compresión del concreto.

Para definir la resistencia a la compresión de las unidades de albañilería, se utilizaron los resultados del ensayo de compresión axial de prismas de albañilería, los cuales fueron elaborados en la tesis titulada *Evaluación del Desempeño Sísmico de Viviendas informales de Concreto Armado en el Centro Poblado de Compone, Ante la Acción de un Sismo Severo y Moderado*. Los ensayos fueron realizados conforme a la norma peruana de albañilería E.070.

Los resultados obtenidos del ensayo de compresión axial de prismas de albañilería con unidades de bloque de arcilla muestran un esfuerzo a compresión axial de

$$f'_m = 43,08 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

Este resultado se considera representativo del comportamiento observado en laboratorio; sin embargo, para los análisis numéricos del presente estudio se adoptará un valor conservador conforme a la Norma Técnica E.070 (RNE), el cual proporciona valores característicos de referencia para pilas y muretes según el tipo de unidad. En particular, para la unidad de arcilla tipo *King Kong artesanal*, la Tabla 9 reporta $f'_m = 3,4$ MPa, equivalente a 35 kgf/cm^2 .

Dado que las viviendas evaluadas corresponden a un contexto de autoconstrucción, donde pueden presentarse variaciones de calidad de materiales y ejecución.

Módulo de elasticidad de la mampostería.

El módulo de elasticidad se calculó conforme a la normativa RNE – E070 utilizando la siguiente fórmula:

$$E_m = 500 * f'_m \left(\frac{Kg}{cm^2} \right)$$

Donde f'_m es el esfuerzo a compresión axial de las unidades de albañilería. Por lo tanto, en nuestro estudio, el valor del módulo de elasticidad de los bloques de arcilla es de:

$$E_m = 17500,00 \left(\frac{Kg}{cm^2} \right)$$

Este valor se utilizará en el análisis de las propiedades mecánicas de los bloques de arcilla.

6.2.8. Características y desarrollo de arquetipos (Fema P695)

a. Configuración de arquetipos.

Siguiendo la metodología del FEMA P695, se desarrolló modelos de edificios con

sistema aporticado que incluye interacción tabique-pórtico en edificios de 4 niveles. Cada modelo es considerado un arquetipo índice, teniendo en cuenta las variaciones en la longitud de luz de vigas, dimensiones de elementos estructurales el número de ejes en la dirección de estudio. El modelo incluye columnas, vigas, tabiques de mampostería, donde los tabiques contribuyen a la rigidez lateral y trabajan en conjunto con los pórticos para resistir las fuerzas sísmicas. Las bases de las columnas se consideran empotradas y los elementos estructurales no toman en cuenta los efectos de torsión, dado que se asume una simetría en el modelo. El objetivo es evaluar el desempeño global de la estructura ante diferentes condiciones sísmicas, sin enfocarse en problemas torsionales específicos de edificios asimétricos.

b. Espacio de diseño.

Aunque el FEMA P695, en su Capítulo 4: Desarrollo de Arquetipos, recomienda un mínimo de 16 arquetipos para una representación adecuada de un sistema estructural, esta sugerencia no es aplicable en el presente estudio. Las edificaciones analizadas constan de 4 niveles y presentan solo variaciones en el número de ejes, la longitud de luz de viga y las dimensiones de las vigas y columnas. Estos parámetros no afectan de manera significativa el comportamiento sísmico de las estructuras, ya que otros factores, como la altura del edificio, las cargas gravitacionales, y las características de diseño, tipo de ocupación y uso, e incluso las propiedades de los materiales, obtenidas mediante estudios de campo, se mantienen constantes en todas las configuraciones.

Por lo tanto, los parámetros con variaciones no afectan de manera relevante la rigidez lateral ni la distribución de las cargas sísmicas, lo que lleva a la conclusión de que todas las edificaciones analizadas pertenecen al mismo grupo de rendimiento.

Tabla 15

Definición de espacio de diseño de Arquetipo.

Parámetro	Valor Considerado (Espacio de diseño)
Sistema Estructural	
Sistema aporticado con interacción tabique pórtico	Todos los diseños cumplen con este requerimiento
Configuración	
Altura de edificios	4 niveles
Ancho de muro	0.12 m
Número de ejes	3 - 4
Longitud de Luz	3.2 m - 3.7 m
Columnas	0.40x0.30 m - 0.35x0.25 m
Vigas	0.40x0.25 m - 0.45x0.30 m
Altura de entepiso	2.6 m - 2.8 m
Diseño de Elementos	
Resistencia a la compresión del concreto (f_c)	210 kgf/cm ² (Mínimo para elementos estructurales)
Módulo de elasticidad del concreto (E_c)	217370.65 kgf/cm ² (Calculado a partir de la norma RNE E-060)
Acero de refuerzo	Fierro corrugado ASTM A615-Grado 60, diámetro de 1/2- 5/8"
Límite de fluencia del acero (F_y)	420 MPa (4280 kgf/cm ²)
Resistencia a la tracción del acero (R)	620 MPa (6320 kgf/cm ²)
Módulo de elasticidad del acero	2000000 kgf/cm ²
Resistencia a la compresión de la mampostería (f'_m)	43.08 kgf/cm ²
Módulo de elasticidad de la mampostería	21540.00 kgf/cm ²
Cargas Gravitacionales	
Carga viva (piso)	200 kgf/m ²
Carga viva (techo)	100 kgf/m ²
Carga muerta (piso)	250 kgf/m ²
Carga muerta (techo)	90 kgf/m ²

Nota. Se establece el espacio de diseño que delimita las características y parámetros

fundamentales del arquetipo. *Fuente:* Elaboración propia.

c. Arquetipos Índice.

Para la elección de los arquetipos índice, se decide trabajar con tres arquetipos dentro del grupo de diseño, ya que, según la metodología FEMA P695, cada grupo de desempeño debe incluir al menos tres arquetipos índice. En nuestro caso, las edificaciones analizadas pertenecen a un mismo grupo de desempeño, por lo que el uso de tres arquetipos resulta suficiente para representar adecuadamente las configuraciones más relevantes del sistema estructural. Los planos correspondientes a los arquetipos índice se muestran en el Anexo B.

VII. DEFINICIÓN DE MATERIALES, ELEMENTOS E IMPLEMENTACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO

7.1. Propiedades de los Materiales

Los materiales estructurales utilizados en los arquetipos (concreto, acero de refuerzo y mampostería) fueron modelados mediante los constitutivos uniaxiales disponibles en OpenSees, específicamente Concrete01, Steel01 y Concrete01 respectivamente, para representar el comportamiento frágil de los puntales equivalentes de mampostería. Estos modelos se integran en el marco del análisis no lineal 2D formulado para los sistemas estudiados.

En el caso del concreto (confinado y no confinado) se adoptó la formulación de Mander et al. (1988), la cual captura adecuadamente la degradación post-pico, el ablandamiento y los efectos del confinamiento generado por los estribos, las propiedades del concreto (incluyendo resistencia a compresión, módulo elástico, deformación última y capacidad residual) se presentan en la Tabla 16.

Tabla 16*Propiedades del Concreto*

Parámetro	Símbolo	Concreto no confinado	Concreto confinado	Unidades
Módulo de elasticidad	E_c	217370.65	247840.67	kgf/cm ²
Resistencia a compresión	f'_c	210	273	kgf/cm ²
Resistencia residual	f'_{cu}	42	54.6	kgf/cm ²
Deformación a carga máxima	ε_{c0}	0.00193	0.00251	—
Deformación última	ε_{cu}	0.006	0.02	—
<i>Modelo constitutivo:</i> Concrete01 (Mander et al., 1988)				

Nota. Los parámetros corresponden a las propiedades utilizadas para concreto confinado y no confinado. *Fuente:* Elaboración propia.

Para el acero de refuerzo se utilizó el modelo Steel01, que permite representar el endurecimiento por deformación y la respuesta cíclica típica del acero corrugado empleado en viviendas informales. Los parámetros mecánicos del acero, tales como el esfuerzo de fluencia, el módulo elástico y la razón de endurecimiento, se resumen en la Tabla 17. Del mismo modo

Tabla 17*Propiedades del Acero*

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidades
Módulo de elasticidad	E_s	2038901.92	kgf/cm ²
Esfuerzo de fluencia	f_y	4200	kgf/cm ²
Deformación de fluencia	ε_y	0.00206	—
Razón de endurecimiento	b	0.01	—
<i>Modelo constitutivo:</i> Steel01 (Park et al., 1982)			

Nota. Los parámetros corresponden a las propiedades utilizadas para el acero de refuerzo.

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, debido al comportamiento altamente frágil de la albañilería no confinada, sus propiedades se definieron utilizando Concrete01 en compresión siguiendo recomendaciones de definición de modelo constitutivo de Kaushik, Rai y Jain (2007). Estos parámetros se listan en la Tabla 18.

Tabla 18

Propiedades de la Mampostería.

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidades
Módulo de elasticidad	E_m	17500	kgf/cm ²
Resistencia a compresión	f'_m	35	kgf/cm ²
Resistencia residual	f_{mu}	7	kgf/cm ²
Deformación a carga máxima	ε_m	0.003	—
Deformación última	ε_{mu}	0.008	—
<i>Modelo constitutivo:</i> Concrete01 (Kaushik et al., 2007)			

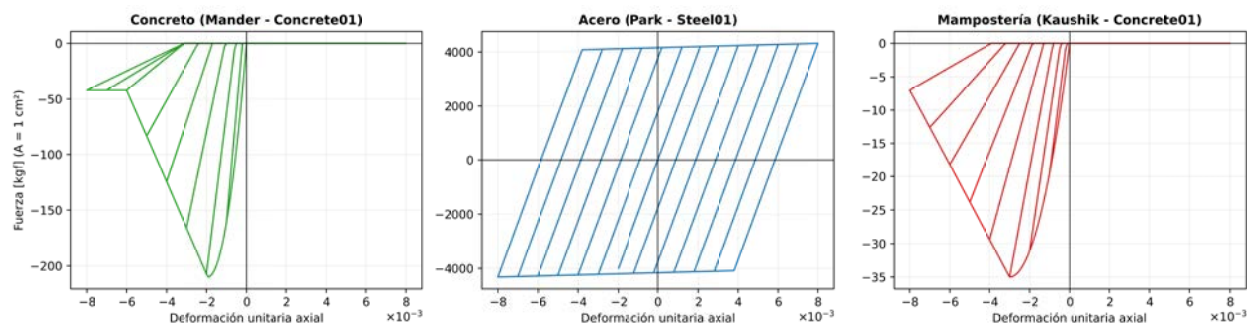
Nota. Los parámetros corresponden a las propiedades utilizadas para la mampostería.

Fuente: Elaboración propia.

Las Figuras 57 muestra las curvas constitutivas Histeréticas implementadas en el modelo OpenSees para concreto, acero y mampostería, respectivamente. Estas curvas permiten caracterizar la rigidez inicial, la resistencia última, la degradación bajo carga cíclica y los mecanismos de ablandamiento que gobiernan la respuesta sísmica no lineal de pórticos con interacción tabique-pórtico.

Figura 57

Modelos constitutivos uniaxiales empleados para concreto, acero y mampostería.



Nota. Se muestran las curvas histeréticas uniaxiales adoptadas para los materiales del modelo numérico: (a) concreto confinado, modelado con *Concrete01* según la formulación de Mander et al. (1988); (b) acero de refuerzo, modelado con *Steel01* tipo Park et al. (1975); y (c) mampostería, modelada con *Concrete01* y calibrada según Kaushik et al. (2007). *Fuente:* Elaboración Propia.

7.2. Modelo Numérico 2D

A partir del análisis estadístico y del agrupamiento K-Means se definieron tres arquetipos representativos, los cuales fueron modelados independientemente para evaluar su desempeño sísmico mediante modelos no lineales en OpenSees. Inicialmente, se desarrollaron modelos lineales tridimensionales para obtener parámetros dinámicos globales y, con base en ellos, se seleccionaron pórticos laterales externos paralelos a la dirección de análisis, los cuales fueron posteriormente modelados como marcos no lineales bidimensionales. Esta selección respondió a que, en viviendas típicas, dichos pórticos suelen estar completamente rellenos con tabiques, por lo que concentran gran parte de la rigidez lateral. La simplificación permitió reproducir de manera eficiente la respuesta in-plane del sistema sin modelar la estructura completa en 3D, manteniendo compatibilidad dinámica.

El estudio de Noh et al. (2017) se toma como base para crear modelos 2D de marcos de concreto armado con muros de albañilería. Para modelar los arquetipos, las paredes de relleno se representaron con dos diagonales que solo soportan fuerzas de compresión y se modelaron como elementos tipo Truss disponibles en OpenSees, utilizando el material Concrete01. Un parámetro importante para la definición del elemento Truss es el ancho equivalente, y se han propuesto varias ecuaciones en la literatura para su cálculo, basadas en datos empíricos o analíticos. Diferentes autores han compilado y analizado estas ecuaciones, comparando modelos de ancho de puntal en función de la rigidez relativa. En algunos casos, la formulación de $1/4$ de la longitud del puntal diagonal de Paulay y Priestley (1992) arrojó un resultado aproximado promedio de las ecuaciones evaluadas para el ancho del puntal en los estudios de (Abdelkareem et al., 2013; Asteris et al., 2011). Por lo tanto, para este estudio, el ancho equivalente se calculó de acuerdo con Paulay y Priestley.

El material Concrete01 en los puntales se calibra para que la respuesta coincida con el comportamiento representativo del panel cuando se combina con los elementos que representan el marco de RC. Por lo tanto, el modelo tiene en cuenta indirectamente los modos de falla del marco relleno y puede capturar su comportamiento esperado. En esta investigación, se consideró una conexión completa entre las paredes de mampostería y los elementos de RC, y se descartaron las aberturas. Asimismo, no se consideraron los efectos torsionales debido a que las edificaciones dentro del estudio corresponden a estructuras regulares y el análisis se restringió a marcos bidimensionales.

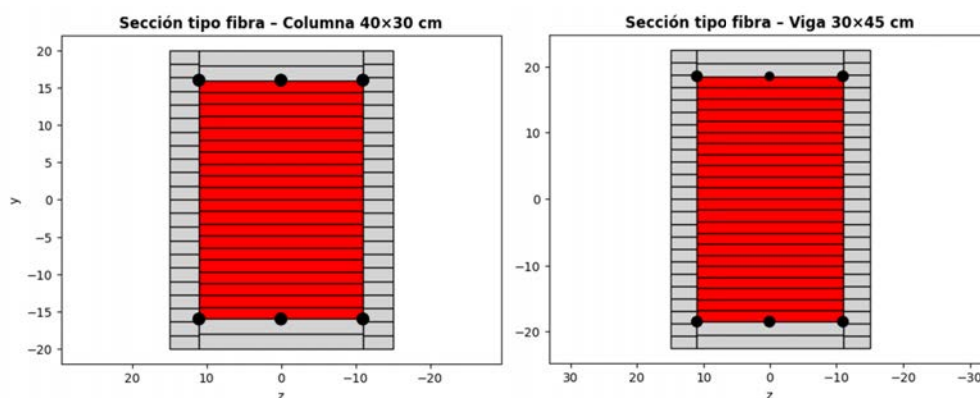
Las vigas y columnas se modelaron como elementos ForceBeamColumn, utilizando un esquema de integración HingeRadau con dos zonas de plastificación y una zona central elástica. Las propiedades del concreto confinado y no confinado se definieron según Mander

et al. (1988) y se modelaron como el material Concrete01. La resistencia a la compresión del concreto no confinado fue igual a 210 kgf/cm^2 , y el módulo elástico se calculó como $E=2.17 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$, en función de dicha resistencia. Las propiedades del acero se definieron de acuerdo con el modelo Steel01, utilizando un esfuerzo de fluencia de 4200 kgf/cm^2 y un módulo elástico de $2.04 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$.

La altura de entrepiso, la longitud de crujía y las dimensiones de las secciones transversales de vigas y columnas consideradas en los arquetipos se resumen en la tabla 19. La discretización de dichas secciones mediante fibras permitió distinguir el concreto confinado del no confinado y representar la ubicación de las barras longitudinales mostrados en la figura 58.

Figura 58

Secciones tipo fibra para columnas y vigas de concreto armado (Arquetipo 1).



Nota. Se ilustran las secciones tipo fibra utilizadas en el modelo no lineal: (a) columna de $40 \times 30 \text{ cm}$ y (b) viga de $30 \times 45 \text{ cm}$. El núcleo confinado se representa en rojo, el recubrimiento de concreto en gris y las barras longitudinales como puntos negros en el contorno. *Fuente:* Elaboración propia.

Tabla 19*Dimensiones geométricas de arquetipos.*

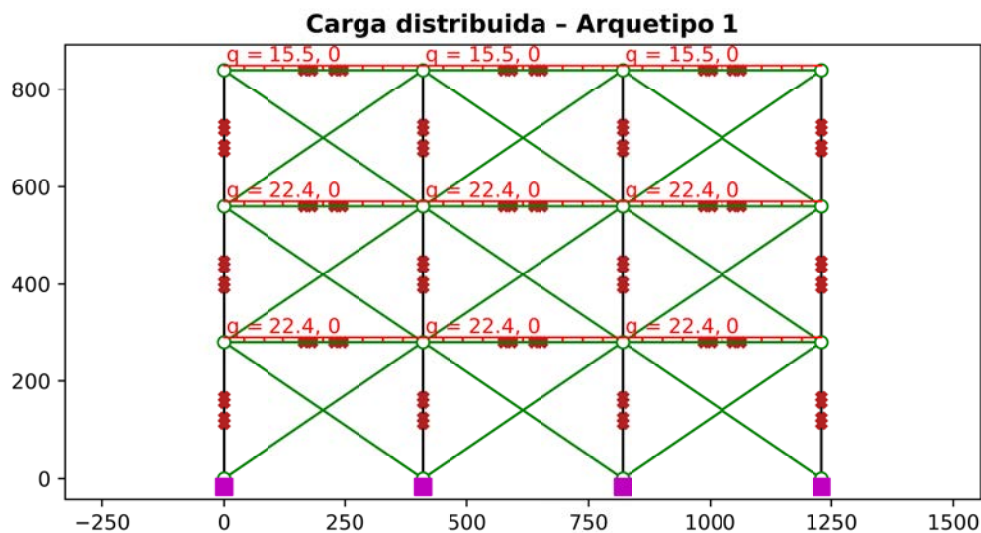
ARQUETIPO	LUZ_X (m)	LUZ_Y (m)	PROF_COLUMNNA (m)	ANCHO_COLUMNNA (m)	PROF_VIGA (m)	ANCHO_VIGA (m)	ALT_ENTREPISO (m)
1	3.80	3.70	0.40	0.30	0.45	0.30	2.80
2	3.40	3.20	0.35	0.25	0.40	0.25	2.70
3	4.80	3.30	0.40	0.30	0.40	0.25	2.60

Nota. La tabla presenta, para cada arquetipo, las longitudes de crujía en las direcciones X e Y, las dimensiones de las secciones transversales de columnas y vigas y la altura de entrepiso considerada en los modelos estructurales. *Fuente:* Elaboración propia.

Para capturar adecuadamente los efectos de estabilidad geométrica, las columnas se modelaron mediante una transformación P–Delta, mientras que las vigas se representaron con una transformación lineal. Asimismo, se incorporaron diafragmas rígidos en cada nivel mediante elementos axiales de gran rigidez que conectan nodos consecutivos en el mismo entrepiso. Sobre estos pórticos se aplicaron cargas gravitacionales distribuidas como cargas uniformes a lo largo de los elementos viga, tal como se ilustra en la figura 59. El mismo procedimiento se repitió para los dos arquetipos restantes, y las cargas resultantes fueron posteriormente convertidas en masas nodales para su uso en el análisis dinámico.

Figura 59

Distribución de cargas gravitacionales (Arquetipo 1).

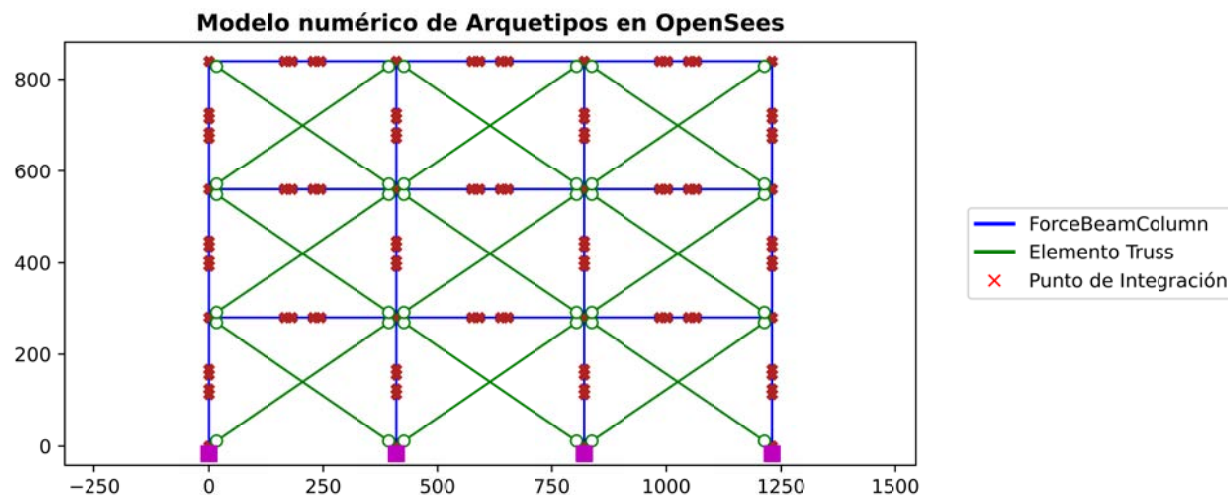


Nota. Se muestra el pórtico representativo del Arquetipo 1 con la aplicación de las cargas gravitacionales distribuidas sobre las vigas de cada nivel. Fuente: Elaboración propia.

La figura 60 muestra la representación del arquetipo modelado en OpenSees, donde se aprecia la geometría del marco, la ubicación de los puntales de mampostería en todos los niveles y la ubicación de los puntos de integración en los elementos viga y columna. Los muros estudiados no tienen aberturas, por lo que no se incluyeron en el modelo.

Figura 60

Modelo numérico de arquetipos en OpenSees.



Nota. La figura presenta el modelo numérico representativo utilizado para los tres arquetipos estructurales implementados en OpenSees. Fuente: Elaboración propia.

VIII. ANÁLISIS SISMORRESISTENTE (E-030)

8.1. Objetivo del Análisis

El presente capítulo tiene por objetivo evaluar el desempeño sismorresistente de los tres arquetipos seleccionados, empleando metodologías de análisis modal espectral, de acuerdo con los criterios establecidos por la Norma Técnica Peruana de Diseño Sismorresistente E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE, 2018).

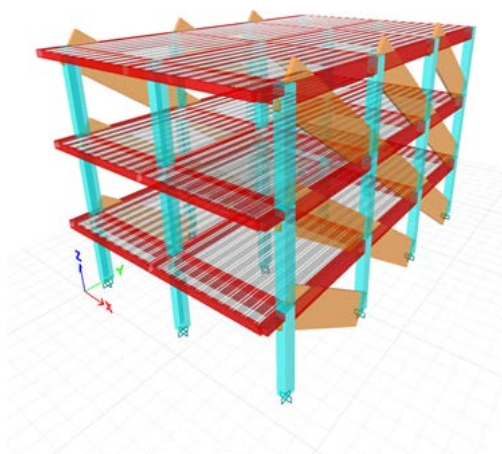
La comparación entre los arquetipos permite identificar diferencias en rigidez, demanda sísmica y comportamiento global, proporcionando criterios técnicos para su clasificación y evaluación de su desempeño estructural.

8.2. Modelo estructural de los arquetipos

El modelado se llevará a cabo de acuerdo con las disposiciones de la norma E.070 de Albañilería, la norma E.030 de Diseño Sismorresistente y la norma E.020 de Cargas. Se modelarán y analizarán tres arquetipos índices, considerando la interacción entre el tabique y el pórtico en los muros portantes perimetrales. Estos se representarán mediante puntales equivalentes en una sola dirección, los cuales trabajarán exclusivamente a compresión. Las características físicas, como el peso propio y el módulo de elasticidad, se tomarán de las especificaciones técnicas de las unidades de albañilería y de lo estipulado en las mismas normas. Finalmente, se presenta el modelado 3D completo, que incluye los puntales diagonales.

Figura 61

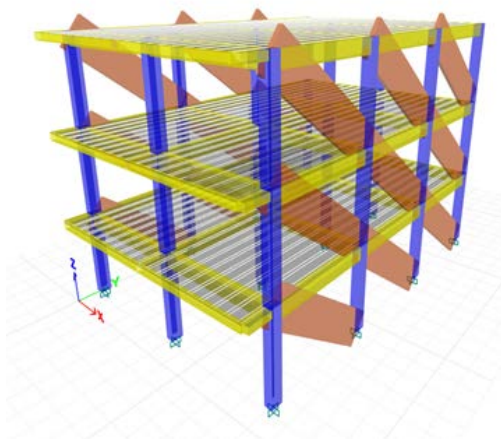
Modelo 3D del arquetipo 1.



Nota. El modelo del Arquetipo 1 corresponde a un edificio aporticado de concreto armado con tabiques de mampostería, modelado en ETABS. Fuente: Elaboración propia (2025).

Figura 62

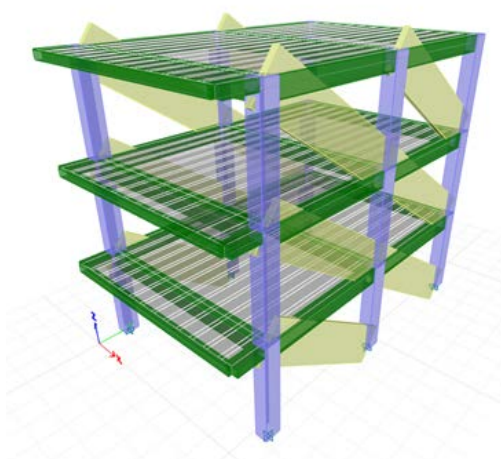
Modelo 3D del arquetipo 2.



Nota. El modelo del Arquetipo 2 corresponde a un edificio aporticado de concreto armado con tabiques de mampostería, modelado en ETABS. Fuente: Elaboración propia (2025).

Figura 63

Modelo 3D del arquetipo 3.



Nota. El modelo del Arquetipo 3 corresponde a un edificio aporticado de concreto armado con tabiques de mampostería, modelado en ETABS. Fuente: Elaboración propia (2025).

8.3. Metrado de cargas

El metrado de cargas se calculará con la ayuda del software Etabs, para lo cual se asignó al modelo estructural las cargas muertas y vivas que le corresponde según la norma técnica E.020. El peso propio de los elementos lo calculara automáticamente el software mediante el ingreso de la sección transversal de los elementos y la densidad del material. Las cargas muertas y vivas se asignarán mediante cargas de área.

Tabla 20

Carga muerta y viva consideradas en entrepisos y azotea.

Concepto	Entrepisos	Azotea
Cargas muertas		
Peso de la tabiquería	150 kg/m ²	–
Peso de los acabados	100 kg/m ²	–
Peso de los parapetos	–	90 kg/m ²
Cargas vivas		
Ocupación vivienda	200 kg/m ²	–
Techo	–	100 kg/m ²

Nota. Se presentan las cargas muertas y vivas adoptadas para los entrepisos y la azotea.

Fuente: Elaboración propia.

8.4. Parámetros Sísmicos

Los parámetros sísmicos empleados para la generación del espectro de diseño para cada uno de los arquetipos y la ejecución de los análisis se resumen en la Tabla 21.

Tabla 21

Parámetros para definir el espectro de diseño, según Norma E.030

Parámetros sísmicos	Valor
Zona sísmica (Z)	0.25
Factor de uso (U)	1
Factor de suelo (S)	1.2
Factor de amplificación sísmica (C)	2.5
Factor de reducción sísmica (R)	8

Nota. Se presentan los parámetros sísmicos empleados para la definición del espectro de diseño conforme a la Norma E.030. Fuente: Elaboración propia.

8.5. Espectro de Pseudo Aceleraciones

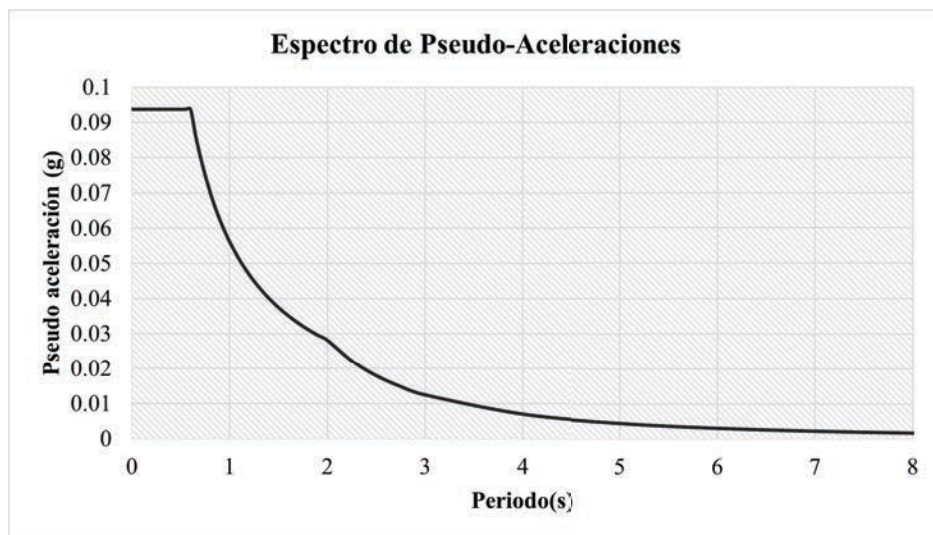
El espectro de pseudo aceleraciones se define mediante la expresión:

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

Donde T es el periodo estructural, C (T) el coeficiente sísmico en función del periodo y g la aceleración de la gravedad.

Figura 64

Espectro de pseudoaceleraciones empleado en el análisis.



Nota. Espectro de diseño en pseudoaceleraciones utilizado para el análisis sismorresistente de los arquetipos, construido a partir de los parámetros establecidos en la Norma Técnica E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE, 2018). La curva define la demanda sísmica que deben satisfacer los sistemas estructurales en función de su periodo fundamental. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 22

Valores de pseudoaceleraciones para el espectro horizontal en las direcciones X e Y.

T (s)	S_a (g)	T (s)	S_a (g)	T (s)	S_a (g)	T (s)	S_a (g)
0.00	0.0938	0.20	0.0938	0.70	0.0804	1.40	0.0402
0.02	0.0938	0.25	0.0938	0.75	0.0750	1.50	0.0375
0.04	0.0938	0.30	0.0938	0.80	0.0703	1.60	0.0352
0.06	0.0938	0.35	0.0938	0.85	0.0662	1.70	0.0331
0.08	0.0938	0.40	0.0938	0.90	0.0625	1.80	0.0313
0.10	0.0938	0.45	0.0938	0.95	0.0592	1.90	0.0296
0.12	0.0938	0.50	0.0938	1.00	0.0563	2.00	0.0281
0.14	0.0938	0.55	0.0938	1.10	0.0511	2.25	0.0222
0.16	0.0938	0.60	0.0938	1.20	0.0469	2.50	0.0180
0.18	0.0938	0.65	0.0865	1.30	0.0433	2.75	0.0149

Nota. Los valores de pseudoaceleraciones fueron obtenidos aplicando la expresión espectral para los distintos intervalos de periodo. Fuente: Elaboración propia.

8.6. Períodos Fundamentales y masa participativa

Se presenta a continuación un resumen de los períodos fundamentales y de la masa participativa asociada a los modos predominantes de cada uno de los tres arquetipos, en las direcciones X e Y.

Tabla 23

Porcentaje de participación modal de masa y períodos de los arquetipos.

Modo	ARQUETIPO 1				ARQUETIPO 2				ARQUETIPO 3			
	Periodo (s)	Sum UX	Sum UY	Sum RZ	Periodo (s)	Sum UX	Sum UY	Sum RZ	Periodo (s)	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
1	0.451	0.88	0.00	0.00	0.499	0.89	0.00	0.00	0.454	0.85	0.00	0.00
2	0.253	0.88	0.00	0.90	0.247	0.89	0.00	0.90	0.216	0.85	0.00	0.88
3	0.238	0.88	0.90	0.90	0.228	0.89	0.90	0.90	0.196	0.85	0.89	0.88
4	0.151	0.98	0.90	0.90	0.169	0.98	0.90	0.90	0.141	0.97	0.89	0.88
5	0.097	1.00	0.90	0.90	0.111	1.00	0.90	0.90	0.081	1.00	0.89	0.88
6	0.088	1.00	0.90	0.98	0.087	1.00	0.90	0.99	0.073	1.00	0.89	0.98
7	0.083	1.00	0.98	0.98	0.080	1.00	0.99	0.99	0.068	1.00	0.98	0.98
8	0.059	1.00	0.98	1.00	0.059	1.00	0.99	1.00	0.047	1.00	0.98	1.00
9	0.055	1.00	1.00	1.00	0.054	1.00	1.00	1.00	0.044	1.00	1.00	1.00

Nota. Resultados reportados por el software ETABS. Fuente: Elaboración propia.

De la tabla 23, se puede observar los periodos fundamentales de la estructura para

los 9 primeros modos de vibración; donde para el arquetipo 1 en la dirección X-X tenemos un periodo igual a $T_x = 0.45$ seg y para la dirección Y-Y tenemos un periodo igual a $T_y = 0.238$ seg, para el arquetipo 2 en la dirección X-X tenemos un periodo igual a $T_x = 0.499$ seg y para la dirección Y-Y tenemos un periodo igual a $T_y = 0.228$ seg y para el arquetipo 3 en la dirección X-X tenemos un periodo igual a $T_x = 0.454$ seg y para la dirección Y-Y tenemos un periodo igual a $T_y = 0.196$ seg. Estos resultados son lógicos pues las edificaciones analizadas son regulares, si se tiene en cuenta la distribución de ejes y la distribución de las columnas.

8.7. Peso estimado de la estructura

Para el cálculo del peso de la edificación en el análisis sísmico, se debe seguir las directrices establecidas en la NTE E.030 sobre diseño sismorresistente. Este cálculo depende del tipo de edificación, y en el caso de un edificio destinado a viviendas, se clasifica como una edificación de categoría C. En consecuencia, el peso de la edificación considerado para el análisis sísmico se compone del peso debido a la carga muerta, al que se le suma el 25 % del peso correspondiente a la carga viva.

Tabla 24

Pesos sísmicos de los modelos para el análisis sísmico estático.

Piso	Diafragma	ARQUETIPO 1		ARQUETIPO 2		ARQUETIPO 3	
		Peso X (tonf)	Peso Y (tonf)	Peso X (tonf)	Peso Y (tonf)	Peso X (tonf)	Peso Y (tonf)
3	D1	746.541	746.541	551.616	551.616	286.256	286.256
2	D1	1081.258	1081.258	809.619	809.619	424.871	424.871
1	D1	1081.258	1081.258	809.619	809.619	424.871	424.871
Total		2909.057	2909.057	2170.855	2170.855	1135.998	1135.998

Nota. Resultados reportados por el software ETABS. Fuente: Elaboración propia (2025).

La tabla 24 muestra el peso total para cada una de las edificaciones estudiadas. Se procede a realizar el análisis sísmico estático.

8.8. Fuerza cortante estática

En el análisis sísmico estático, la demanda sísmica se representa mediante fuerzas aplicadas en el centro de masas de cada nivel de la edificación. Al multiplicar los pesos estimados de los entrepisos por la altura acumulada correspondiente a cada nivel, se obtiene la cortante en cada entrepiso. Esta cortante se acumula progresivamente, lo que permite determinar la cortante total en la base de la edificación.

Tabla 25

Cortante estática en las direcciones X e Y para los diferentes arquetipos.

Piso	ARQUETIPO 1		ARQUETIPO 2		ARQUETIPO 3	
	F_i (tonf)	V_i (tonf)	F_i (tonf)	V_i (tonf)	F_i (tonf)	V_i (tonf)
3	11.355	11.355	8.407	8.407	4.370	4.370
2	10.964	22.319	8.226	16.633	4.324	8.694
1	5.482	27.801	4.113	20.746	2.162	10.856

Nota. Resultados reportados por el software ETABS. Fuente: Elaboración propia.

Diseño Sismorresistente indica que cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral.

8.9. Fuerza cortante dinámica

El cálculo de la fuerza cortante dinámica se basa en la combinación de varios factores, principalmente la aceleración sísmica y la masa de la estructura.

Tabla 26

Cortante dinámica en las direcciones X e Y para los diferentes arquetipos.

Piso	ARQUETIPO 1		ARQUETIPO 2		ARQUETIPO 3	
	V_x (tonf)	V_y (tonf)	V_x (tonf)	V_y (tonf)	V_x (tonf)	V_y (tonf)
3	9.503	9.414	6.998	6.941	3.752	3.648
2	19.534	19.581	14.576	14.595	7.544	7.617
1	24.724	25.044	18.552	18.769	9.369	9.712

Nota. Resultados reportados por el software ETABS. Fuente: Elaboración propia.

8.10. Distorsiones de entrepiso-deriva

De acuerdo con la Norma Técnica de Diseño Sismorresistente E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE, 2018), el coeficiente de reducción de la fuerza sísmica se ajusta mediante un factor R para considerar la influencia de las irregularidades estructurales. Para estructuras regulares el factor de corrección tiene el valor de 0.75. A continuación, se resume los valores adoptados para los arquetipos.

Tabla 27

Coeficiente de reducción de la fuerza sísmica corregido para las direcciones X e Y aplicado a los arquetipos.

Dirección	Distorsión límite	R	Factor de corrección de R	R corregido
X	0.007	8	0.75	6
Y	0.007	8	0.75	6

Nota. Resumen de la distorsión límite y del factor de reducción de respuesta antes y después de la corrección en las direcciones X e Y. Fuente: Elaboración propia (2025).

Las distorsiones hacen referencia al desplazamiento relativo horizontal entre los diferentes niveles de una estructura bajo la acción de un sismo. A continuación, se muestra las distorsiones para cada arquetipo de análisis.

Tabla 28*Distorsión inelástica para el Arquetipo 1 en la dirección X.*

Piso	Altura (m)	Desplazamiento total (mm)	Deriva elástica	Deriva·R	Deriva límite	Deriva·R < 0,007
3	2.8	6.6249	0.0005	0.0031	0.007	Cumple
2	2.8	5.2250	0.0010	0.0057	0.007	Cumple
1	2.8	2.5661	0.0009	0.0054	0.007	Cumple

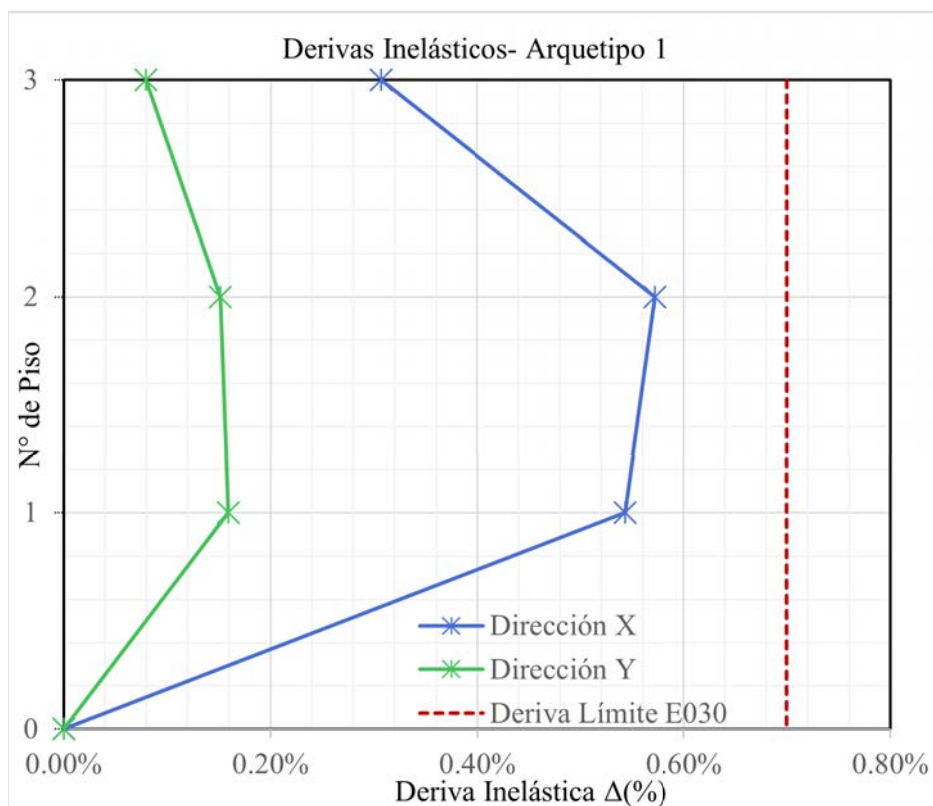
Nota. Resultados reportados por el software ETABS. Fuente: Elaboración propia.**Tabla 29***Distorsión inelástica para el Arquetipo 1 en la dirección Y.*

Piso	Altura (m)	Desplazamiento total (mm)	Deriva elástica	Deriva·R	Deriva límite	Deriva·R < 0,007
3	2.8	1.8024	0.0001	0.0008	0.007	Cumple
2	2.8	1.4428	0.0003	0.0015	0.007	Cumple
1	2.8	0.7411	0.0003	0.0016	0.007	Cumple

Nota. Resultados reportados por el software ETABS. Fuente: Elaboración propia.

Figura 65

Distorsiones inelásticas por entrepiso en las direcciones X e Y (Arquetipo 1).



Nota. Distribución de las derivas inelásticas máximas por piso del Arquetipo 1 en las direcciones X e Y, comparadas con la deriva límite establecida en la Norma Técnica E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE, 2018). Fuente: Elaboración propia.

Según los resultados mostrados en la Figura anterior, la deriva máxima alcanzada en la dirección X es de 0.57%, mientras que en la dirección Y es de 0.16%. Ambos valores se encuentran por debajo del límite de 0.7% establecido para las estructuras de concreto armado, lo que indica que la edificación cumple con los requisitos normativos.

Tabla 30

Distorsión inelástica para el Arquetipo 2 en la dirección X.

Piso	Altura (m)	Desplazamiento total (mm)	Deriva elástica	Deriva·R	Deriva límite	Deriva·R < 0,007
3	2.7	7.9480	0.0006	0.0037	0.007	Cumple
2	2.7	6.3244	0.0012	0.0071	0.007	Al Límite
1	2.7	3.1629	0.0012	0.0070	0.007	Al Límite

Nota. Elaboración propia a partir del reporte del software ETABS. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 31

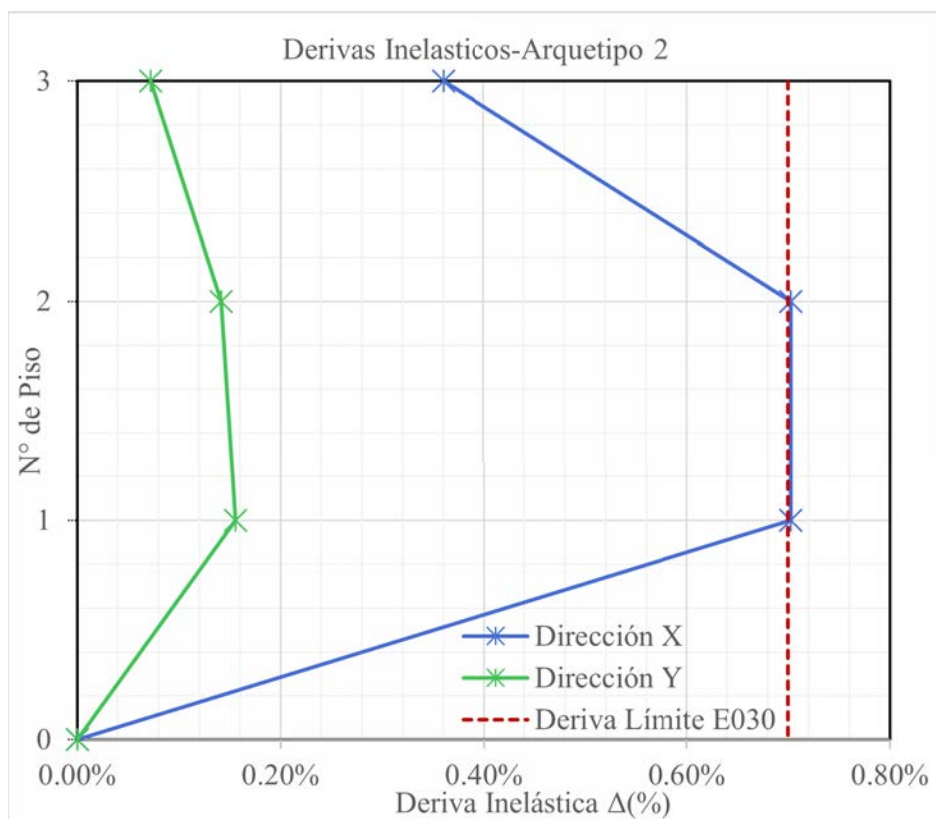
Distorsión inelástica para el Arquetipo 2 en la dirección Y.

Piso	Altura (m)	Desplazamiento total (mm)	Deriva elástica	Deriva·R	Deriva límite	Deriva·R < 0,007
3	2.7	1.6655	0.0001	0.0008	0.007	Cumple
2	2.7	1.3395	0.0003	0.0015	0.007	Cumple
1	2.7	0.7011	0.0003	0.0016	0.007	Cumple

Nota. Elaboración propia a partir del reporte del software ETABS. Fuente: Elaboración propia.

Figura 66

Distorsiones inelásticas por entrepiso en las direcciones X e Y (Arquetipo 2).



Nota. Distribución de las derivas inelásticas máximas por piso del Arquetipo 2 en las direcciones X e Y, comparadas con la deriva límite establecida en la Norma Técnica E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE, 2018). Fuente: Elaboración propia.

Según los resultados presentados en la Figura anterior, la deriva máxima obtenida en la dirección X es de 0.71 %, superando el límite de 0.7 % establecido para las estructuras de concreto armado. En cambio, en la dirección Y, la deriva máxima es de 0.16 %, lo que se encuentra por debajo del límite permitido de 0.7 %.

Tabla 32

Distorsión inelástica para el Arquetipo 3 en la dirección X.

Piso	Altura (m)	Desplazamiento total (mm)	Deriva elástica	Deriva·R	Deriva límite	Deriva·R < 0,007
3	2.6	6.7206	0.0007	0.0039	0.007	Cumple
2	2.6	5.0428	0.0011	0.0065	0.007	Cumple
1	2.6	2.2444	0.0009	0.0051	0.007	Cumple

Nota. Elaboración propia, sobre el reporte del software ETABS. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 33

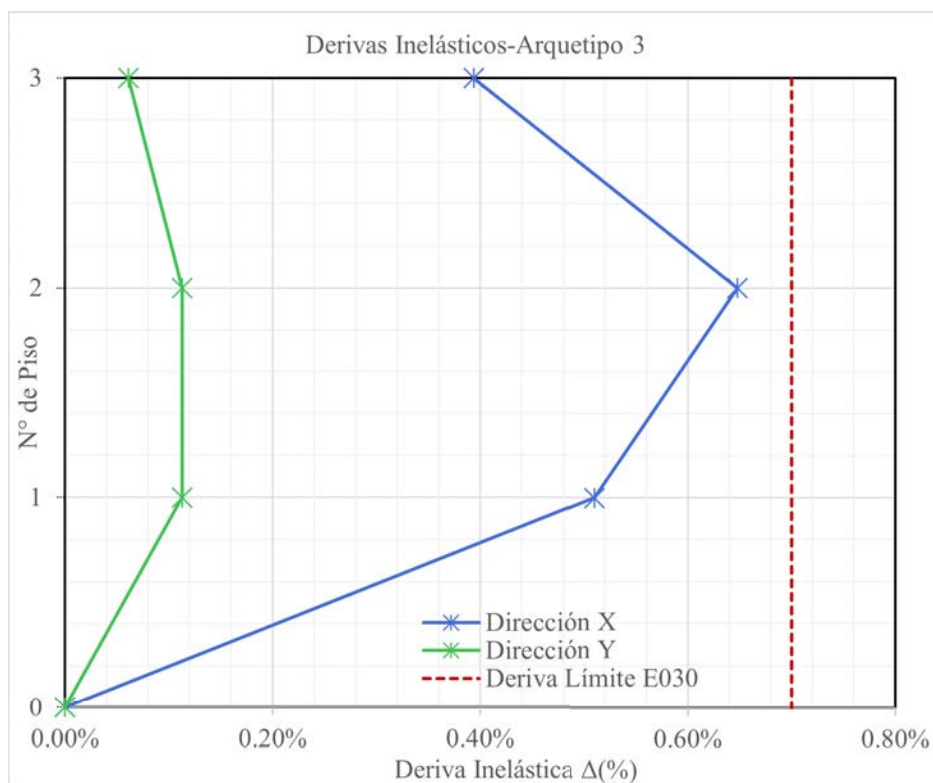
Distorsión inelástica para el Arquetipo 3 en la dirección Y.

Piso	Altura (m)	Desplazamiento total (mm)	Deriva elástica	Deriva·R	Deriva límite	Deriva·R < 0,007
3	2.6	1.2341	0.0001	0.0006	0.007	Cumple
2	2.6	0.9755	0.0002	0.0011	0.007	Cumple
1	2.6	0.4887	0.0002	0.0011	0.007	Cumple

Nota. Elaboración propia, sobre el reporte del software ETABS. Fuente: Elaboración propia.

Figura 67

Distorsiones inelásticas por entrepiso en las direcciones X e Y (Arquetipo 3).



Nota. Distribución de las derivas inelásticas máximas por piso del Arquetipo 3 en las direcciones X e Y, comparadas con la deriva límite establecida en la Norma Técnica E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE, 2018). Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo con los resultados presentados en la Figura anterior para el arquetipo 3, la deriva máxima en la dirección X es de 0.64 %, mientras que en la dirección Y es de 0.11 %. Ambos valores se encuentran por debajo del límite de 0.7 % establecido para las estructuras de concreto armado, lo que indica que la edificación cumple con los requisitos normativos aplicables.

8.11. Verificación de la fuerza cortante mínima

Según lo estipulado en la norma E.030, para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante modal espectral en el primer entrepiso del edificio no deberá ser inferior al 80 % de la fuerza cortante estática calculada para estructuras regulares, ni al 90 % en el caso de estructuras irregulares. En caso de que esta condición no se cumpla, será necesario aplicar un factor de amplificación para garantizar que se alcance el umbral mínimo establecido.

Tabla 34

Verificación de fuerza cortante mínima en el análisis dinámico.

Arquetipo	Dirección	$V_{\text{estático}}$ (tonf)	$0,8 \cdot V_{\text{estático}}$ (tonf)	$V_{\text{dinámico}}$ (tonf)	$V_{\text{dinámico}} \geq 0,8 \cdot V_{\text{estático}}$	Factor de amplificación
1	X	27.801	22.241	24.724	Cumple	No requiere
	Y	27.801	22.241	25.044	Cumple	No requiere
2	X	20.746	16.597	18.552	Cumple	No requiere
	Y	20.746	16.597	18.769	Cumple	No requiere
3	X	10.856	8.685	9.369	Cumple	No requiere
	Y	10.856	8.685	9.712	Cumple	No requiere

Nota. Comparación entre la fuerza cortante basal obtenida por el análisis estático equivalente y el análisis dinámico para los tres arquetipos en ambas direcciones. Fuente: Elaboración propia (2025).

En ausencia de irregularidades, se adoptó el criterio de que el valor mínimo de diseño para la cortante estática sea del 80 %, conforme a lo establecido en la Norma Técnica E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE, 2018). Durante el análisis modal espectral, se verificó que los valores de la cortante basal en ambas direcciones cumplen con el mínimo requerido, lo que permitió concluir que no fue necesario aplicar factores de amplificación adicionales.

8.12. Irregularidades

8.12.1. Irregularidades en Planta

a. Verificación de Irregularidad Torsional y Torsional Extrema.

Tabla 35

Verificación de irregularidad por torsión y torsional extrema en el eje X para el arquetipo 1.

Piso	Dxx máx>Dperm-0.5	Desp. máx (mm)	Desp. Prom (mm)	Ratio	Dxx máx > 1.3-Dxx prom	Dxx máx > 1.5-Dxx prom
3	no	6.548	6.303	1.039	REGULAR	REGULAR
2	si	5.164	4.970	1.039	REGULAR	REGULAR
1	si	2.535	2.437	1.041	REGULAR	REGULAR
				Ipx	1	

Nota. Resultados reportados por el software ETABS. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 36

Verificación de irregularidad por torsión y torsional extrema en el eje Y para el arquetipo 1.

Piso	Dyy máx>Dperm-0.5	Desp. máx (mm)	Desp. Prom (mm)	Ratio	Dyy máx > 1.3-Dyy prom	Dyy máx > 1.5-Dyy prom
3	no	1.802	1.735	1.039	REGULAR	REGULAR
2	no	1.443	1.389	1.039	REGULAR	REGULAR
1	no	0.741	0.714	1.039	REGULAR	REGULAR
				Ipy	1	

Nota. Resultados reportados por el software ETABS. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 37

Verificación de irregularidad por torsión y torsional extrema en el eje X para el arquetipo 2.

Piso	Dxx máx>Dperm-0.5	Desp. máx (mm)	Desp. Prom (mm)	Ratio	Dxx máx > 1.3-Dxx prom	Dxx máx > 1.5-Dxx prom
3	no	7.864	7.633	1.030	REGULAR	REGULAR
2	si	6.258	6.073	1.030	REGULAR	REGULAR
1	si	3.129	3.034	1.031	REGULAR	REGULAR
				Ipx	1	

Nota. Resultados reportados por el software ETABS. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 38

Verificación de irregularidad por torsión y torsional extrema en el eje Y para el arquetipo 2.

Piso	Dyy máx>Dperm·0.5	Desp. máx (mm)	Desp. Prom (mm)	Ratio	Dyy máx > 1.3·Dyy prom	Dyy máx > 1.5·Dyy prom
3	no	1.665	1.600	1.041	REGULAR	REGULAR
2	no	1.340	1.286	1.041	REGULAR	REGULAR
1	no	0.701	0.673	1.041	REGULAR	REGULAR
				Ipy	1	

Nota. Resultados reportados por el software ETABS. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 39

Verificación de irregularidad por torsión y torsional extrema en el eje X para el arquetipo 3.

Piso	Dxx máx>Dperm·0.5	Desp. máx (mm)	Desp. Prom (mm)	Ratio	Dxx máx > 1.3·Dxx prom	Dxx máx > 1.5·Dxx prom
3	no	6.626	6.434	1.030	REGULAR	REGULAR
2	si	4.970	4.820	1.031	REGULAR	REGULAR
1	si	2.209	2.136	1.034	REGULAR	REGULAR
				Ipx	1	

Nota. Resultados reportados por el software ETABS. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 40

Verificación de irregularidad por torsión y torsional extrema en el eje Y para el arquetipo 3.

Piso	Dyy máx>Dperm·0.5	Desp. máx (mm)	Desp. Prom (mm)	Ratio	Dyy máx > 1.3·Dyy prom	Dyy máx > 1.5·Dyy prom
3	no	1.234	1.234	1	REGULAR	REGULAR
2	no	0.976	0.976	1	REGULAR	REGULAR
1	no	0.489	0.489	1	REGULAR	REGULAR
				Ipy	1	

Nota. Resultados reportados por el software ETABS. Fuente: Elaboración propia.

No se observan irregularidades torsionales ni torsionales extremas en ninguno de los tres arquetipos analizados. En otras palabras, los modelos no experimentan movimientos rotacionales indeseados bajo las cargas sísmicas. Esto indica que los tres arquetipos evaluados cumplen con los requisitos de simetría y rigidez estructural, lo que asegura que no se presentaron efectos de torsión no controlada ni deformaciones excesivas en los elementos estructurales.

b. Verificación de esquinas entrantes.

La ausencia de irregularidades por esquinas entrantes en los tres arquetipos sugiere que estos cumplen con las condiciones geométricas estipuladas en la norma E.030, lo cual es favorable para su comportamiento sísmico.

Tabla 41

Tabla. Verificación de la irregularidad de esquinas entrantes en la dirección X e Y.

NO	Hay irregularidad de esquinas entrantes mayores al 20 % en la Dirección X	Ipx	1
NO	Hay irregularidad de esquinas entrantes mayores al 20 % en la Dirección Y	Ipy	1

Nota. Verificación de la presencia de irregularidad por esquinas entrantes mayores al 20 % en ambas direcciones. Fuente: Elaboración propia.

c. Verificación de discontinuidad de diafragma.

Los tres arquetipos tienen diafragmas continuos, ya que las escaleras están ubicadas fuera de la estructura. La discontinuidad de diafragma puede generar efectos torsionales que aumentan la demanda sísmica en columnas y muros, afectando la estabilidad de la edificación.

Tabla 42

Tabla. Verificación de la irregularidad de diafragma en la dirección X e Y.

NO	Hay aberturas en el diafragma que superan el 50 % del área bruta.	–	–
NO	Se observan secciones transversales menores al 25 % de la sección total en X.	Ipx	1
NO	Se observan secciones transversales menores al 25 % de la sección total en Y.	Ipy	1

Nota. Verificación de la presencia de irregularidad de diafragma en ambas direcciones.

Fuente: Elaboración propia.

d. Verificación de Sistemas no paralelos.

Los tres arquetipos no presentan irregularidades en la disposición de los elementos estructurales.

Tabla 43

Tabla. Verificación de la irregularidad de sistemas no paralelos en la dirección X e Y.

NO	Hay inclinación de los ejes de los pórticos superior a 30 grados en X	I _{px}	1
NO	Hay inclinación de los ejes de los pórticos superior a 30 grados en Y	I _{py}	1

Nota. Verificación de la presencia de irregularidad por sistemas no paralelos en ambas direcciones. Fuente: Elaboración propia.

8.12.2. Irregularidades en Altura

a. Verificación de Irregularidad de Rigidez y Rigidez Extrema – Piso

Blando.

Según la Norma Técnica Peruana E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE, 2018), se presenta irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la rigidez lateral de un entrepiso es inferior al 70 % de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o cuando es menor al 80 % de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.

Tabla 44

Verificación de irregularidad por piso blando del Arquetipo 1 en la dirección del eje X.

Piso	Rigidez				Rigidez extrema			
	K _x (tonf/mm)	70 % (de un piso superior)	80 % (de la suma de tres pisos consecutivos)	K _{x<c} o K _{x<d}	60 % (de un piso superior)	70 % (de la suma de tres pisos consecutivos)	K _{x<f} o K _{x<g}	
a	b	c	d	e	f	g	h	
3	6.9274	-	-	REGULAR	-	-	REGULAR	
2	7.6322	4.84918	-	REGULAR	4.15644	-	REGULAR	
1	10.1471	5.34254	-	REGULAR	4.57932	-	REGULAR	
I _{ax}								1

Nota. Verificación de irregularidad por piso blando y piso blando extremo en la dirección X para el Arquetipo 1. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 45

Verificación de irregularidad por piso blando del Arquetipo 1 en la dirección del eje Y.

Rigidez					Rigidez extrema			
Piso	Ky (tonf/mm)	70 % (de un piso superior)	80 % (de la suma de tres pisos consecutivos)	Ky<c o Ky<d	60 % (de un piso superior)	70 % (de la suma de tres pisos consecutivos)	Ky<f o Ky<g	
a	b	c	d	e	f	g	h	
3	26.5111	-	-	REGULAR	-	-	REGULAR	
2	28.8309	18.55777	-	REGULAR	15.90666	-	REGULAR	
1	35.0986	20.18163	-	REGULAR	17.29854	-	REGULAR	
Iay							1	

Nota. Verificación de irregularidad por piso blando y piso blando extremo en la dirección Y para el Arquetipo 1. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 46

Verificación de irregularidad por piso blando del Arquetipo 2 en la dirección del eje X.

Rigidez					Rigidez extrema			
Piso	Kx (tonf/mm)	70 % (de un piso superior)	80 % (de la suma de tres pisos consecutivos)	Kx<c o Kx<d	60 % (de un piso superior)	70 % (de la suma de tres pisos consecutivos)	Kx<f o Kx<g	
a	b	c	d	e	f	g	h	
3	4.3584	-	-	REGULAR	-	-	REGULAR	
2	4.7466	3.05088	-	REGULAR	2.61504	-	REGULAR	
1	6.1156	3.32262	-	REGULAR	2.84796	-	REGULAR	
Iax							1	

Nota. Verificación de irregularidad por piso blando y piso blando extremo en la dirección X para el Arquetipo 2. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 47

Verificación de irregularidad por piso blando del Arquetipo 2 en la dirección del eje Y.

Rigidez					Rigidez extrema			
Piso	Ky (tonf/mm)	70 % (de un piso superior)	80 % (de la suma de tres pisos consecutivos)	Ky<c o Ky<d	60 % (de un piso superior)	70 % (de la suma de tres pisos consecutivos)	Ky<f o Ky<g	
a	b	c	d	e	f	g	h	
3	21.6112	-	-	REGULAR	-	-	REGULAR	
2	23.6662	15.12784	-	REGULAR	12.96672	-	REGULAR	
1	27.8773	16.56634	-	REGULAR	14.19972	-	REGULAR	
Iay							1	

Nota. Verificación de irregularidad por piso blando y piso blando extremo en la dirección Y para el Arquetipo 2. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 48

Verificación de irregularidad por piso blando del Arquetipo 3 en la dirección del eje X.

Rigidez					Rigidez extrema						
Piso	Kx (tonf/mm)	70 % (de un piso superior)	80 % (de la suma de tres pisos consecutivos)	Kx<c	o	Kx<d	60 % (de un piso superior)	70 % (de la suma de tres pisos consecutivos)	Kx<f	o	Kx<g
a	b	c	d	e			f	g	h		
3	2.2749	-	-	REGULAR			-	-	REGULAR		
2	2.7825	1.59243	-	REGULAR			1.36494	-	REGULAR		
1	4.3857	1.94775	-	REGULAR			1.66950	-	REGULAR		
										Iax	1

Nota. Verificación de irregularidad por piso blando y piso blando extremo en la dirección X para el Arquetipo 3. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 49

Verificación de irregularidad por piso blando del Arquetipo 3 en la dirección del eje Y.

Rigidez					Rigidez extrema						
Piso	Ky (tonf/mm)	70 % (de un piso superior)	80 % (de la suma de tres pisos consecutivos)	Ky<c	o	Ky<d	60 % (de un piso superior)	70 % (de la suma de tres pisos consecutivos)	Ky<f	o	Ky<g
a	b	c	d	e			f	g	h		
3	13.7812	-	-	REGULAR			-	-	REGULAR		
2	15.5726	9.64684	-	REGULAR			8.26872	-	REGULAR		
1	19.8744	10.90082	-	REGULAR			9.34356	-	REGULAR		
										Iay	1

Nota. Verificación de irregularidad por piso blando y piso blando extremo en la dirección Y para el Arquetipo 3. Fuente: Elaboración propia.

b. Verificación de Irregularidad de Resistencia y Resistencia extrema—

Piso débil.

Tabla 50

Verificación de la irregularidad por piso débil en las direcciones X e Y para los tres arquetipos analizados.

Condición	Criterio	Índice	Valor
NO	Se presenta una reducción en las secciones transversales en la dirección X	Iax	1
NO	Se presenta una reducción en las secciones transversales en la dirección Y	Iay	1

Nota. Verificación de la irregularidad por piso débil en las direcciones X e Y, para los tres arquetipos analizados. Fuente: Elaboración propia.

c. Verificación de irregularidad de masa o peso.

La irregularidad de masa (o peso) se presenta cuando el peso de un piso, según lo estipulado en la Norma Técnica E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE, 2018), excede 1.5 veces el peso del piso adyacente. A continuación, se presenta el análisis correspondiente para los tres arquetipos.

Tabla 51

Verificación de la condición de irregularidad de masa para el Arquetipo 1.

Piso	Diafragma	Masa por piso (ton)	Peso por piso (tonf)	$W_i > 1,5 W_{i+1}$	$W_i > 1,5 W_{i-1}$	Verificación
3	D1	76.10	746.5410	–	0.69	REGULAR
2	D1	110.22	1081.2582	1.45	1.00	REGULAR
1	D1	110.22	1081.2582	1.00	–	REGULAR
						Ia 1

Nota. Verificación de la irregularidad de masa mediante la comparación de pesos entre pisos consecutivos. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 52

Verificación de la condición de irregularidad de masa para el Arquetipo 2.

Piso	Diafragma	Masa por piso (ton)	Peso por piso (tonf)	$W_i > 1,5 W_{i+1}$	$W_i > 1,5 W_{i-1}$	Verificación
3	D1	56.23	551.6163	–	0.68	REGULAR
2	D1	82.53	809.6193	1.47	1.00	REGULAR
1	D1	82.53	809.6193	1.00	–	REGULAR
						Ia 1

Nota. Verificación de la irregularidad de masa mediante la comparación de pesos entre pisos consecutivos. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 53

Verificación de la condición de irregularidad de masa para el Arquetipo 3.

Piso	Diafragma	Masa por piso (ton)	Peso por piso (tonf)	$W_i > 1,5 W_{i+1}$	$W_i > 1,5 W_{i-1}$	Verificación
3	D1	29.18	286.2558	–	0.67	REGULAR
2	D1	43.31	424.8711	1.48	1.00	REGULAR
1	D1	43.31	424.8711	1.00	–	REGULAR
						Ia 1

Nota. Verificación de la irregularidad de masa mediante la comparación de pesos entre pisos consecutivos. Fuente: Elaboración propia.

El análisis mostrado en las tablas indica que no se cumple con las verificaciones requeridas, por lo que las estructuras no presentan irregularidades en cuanto a peso o masa.

d. Verificación de Irregularidad Geométrica Vertical.

De acuerdo con la Norma Técnica E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE, 2018), se considera que una estructura presenta irregularidad cuando la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales supera 1.3 veces la dimensión correspondiente en un piso adyacente, en cualquiera de las direcciones de análisis. Este criterio no es aplicable en azoteas ni en sótanos. Los arquetipos estudiados no cumplen con lo establecido, ya que la arquitectura propuesta tiene una forma rectangular, lo que implica que el de Ia es 1.

e. Verificación de la Discontinuidad y discontinuidad extrema en los sistemas resistentes.

Según la Norma Técnica E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE, 2018), se considera que una estructura presenta irregularidad cuando, en cualquier elemento que resista más del 10 % de la fuerza cortante, se observa un desalineamiento vertical, ya sea por un desplazamiento del eje que supere el 25 % de la dimensión

correspondiente del elemento o por un cambio en su orientación. Los arquetipos analizados no cumplen con este criterio, ya que las columnas mantienen la misma dimensión desde la cimentación, lo que evita la presencia de discontinuidades en el sistema. En consecuencia, al no presentarse dicha irregularidad, tampoco se cumple con el requisito de discontinuidad extrema en los sistemas resistentes.

Finalmente, a partir de la verificación de las irregularidades en la altura y en la planta, se han obtenido los siguientes factores de irregularidad para las tres estructuras analizadas.

Tabla 54

Factores de irregularidad en altura y en planta.

Descripción	Factor	Valor
Factores de irregularidad en altura	I _{ax}	1
	I _{ay}	1
Factores de irregularidad en planta	I _{px}	1
	I _{py}	1

Nota. Los factores de irregularidad en altura y en planta son iguales a 1, indicando ausencia de irregularidades. Fuente: Elaboración propia.

A partir de los factores de irregularidad en altura y planta, se determina el factor de reducción de la fuerza sísmica para la estructura en las direcciones X e Y, utilizando la siguiente fórmula.

$$\mathbf{R} = \mathbf{R}_0 * \mathbf{I}_a * \mathbf{I}_p$$

Tabla 55

Factor de reducción de la fuerza sísmica.

Ítem	Dirección X	Dirección Y
Coefficiente básico de reducción (R_0)	8	8
Factor de irregularidad en altura (I_a)	1	1
Factor de irregularidad en planta (I_p)	1	1
Factor de reducción de fuerza sísmica (R)	8	8

Nota. Se resume el coeficiente básico de reducción y los factores de irregularidad en altura y en planta, obteniéndose un factor de reducción de fuerza sísmica $R = 8$ en ambas direcciones. Fuente: Elaboración propia.

Los valores presentados en la tabla indican que la estructura es simétrica y está adecuadamente distribuida en cuanto a rigidez y masa, lo que le confiere una buena capacidad para resistir las fuerzas sísmicas, sin presentar irregularidades significativas en su distribución.

8.13. Discusión

En esta sección se analizará el comportamiento sísmico de los arquetipos estudiados, con un enfoque particular en la selección del factor de comportamiento R , un parámetro fundamental para el cálculo de las fuerzas sísmicas que la estructura debe ser capaz de resistir. Aunque se han considerado los valores convencionales de $R=8$ y $R=3$, persiste una incertidumbre respecto al valor más adecuado, debido a las características específicas de los sistemas estructurales analizados, que incluyen la interacción tabique - pórtico.

El factor de comportamiento R es crucial para calcular las fuerzas sísmicas que debe soportar una estructura, y su elección depende del tipo de sistema estructural. De acuerdo con las normas E-030, se asignan valores preestablecidos: $R=3$ para estructuras rígidas y

poco dúctiles, como los sistemas de albañilería confinada, y $R=8$ para sistemas más dúctiles, como los pórticos de concreto armado. Sin embargo, la estructura de los arquetipos analizados, que combina interacción tabique-pórtico, no se ajusta completamente a estos modelos convencionales.

Esta discrepancia genera incertidumbre sobre el valor adecuado de R utilizar para estos sistemas híbridos que no cumplen totalmente con los criterios de las normativas.

Aunque en este estudio se han utilizado los valores convencionales de $R=3$ y $R=8$, persiste la necesidad de realizar un análisis más preciso para determinar el valor del R más adecuado.

8.13.1. Comparación del coeficiente de reducción sísmica $R=3$ y $R=8$

Con el fin de facilitar la comparación entre los resultados obtenidos para cada arquetipo analizado con $R=3$ y $R=8$, se presentan las tablas que resumen los parámetros claves obtenidos a partir de los análisis sísmicos, como la cortante basal, la máxima distorsión inelástica y el período fundamental de vibración. Esta comparación tiene como objetivo evaluar la influencia de R sobre los parámetros estructurales y analizar las diferencias en la respuesta de la estructura bajo las condiciones de carga sísmica.

Tabla 56

Comparación de los factores de reducción sísmica para el arquetipo 1.

ARQUETIPO 1				
Parámetro	$R = 3$		$R = 8$	
	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
Cortante basal sísmico dinámico (tonf)	65.9290	66.7840	24.7240	25.0440
Máxima distorsión inelástica (%)	0.5724 %	0.1589 %	0.5724 %	0.1590 %
Coefficiente de reducción sísmica (R)	3	3	8	8
Período fundamental de vibración (s)	0.4510	0.2380	0.4510	0.2380

Nota. Se comparan el cortante basal dinámico, la máxima distorsión inelástica, el coeficiente de reducción sísmica R y el período fundamental del Arquetipo 1 para los casos $R = 3$ y $R = 8$ en las direcciones X e Y. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 57

Comparación de los factores de reducción sísmica para el arquetipo 2.

ARQUETIPO 2				
Parámetro	$R = 3$		$R = 8$	
	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
Cortante basal sísmico dinámico (tonf)	49.4720	50.0500	18.5520	18.7690
Máxima distorsión inelástica (%)	0.7061 %	0.1557 %	0.7062 %	0.1560 %
Coefficiente de reducción sísmica (R)	3	3	8	8
Período fundamental de vibración (s)	0.4990	0.2280	0.4990	0.2280

Nota. Se comparan el cortante basal dinámico, la máxima distorsión inelástica, el coeficiente de reducción sísmica R y el período fundamental del Arquetipo 2 para los casos $R = 3$ y $R = 8$ en las direcciones X e Y. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 58

Comparación de los factores de reducción sísmica para el arquetipo 3.

ARQUETIPO 3				
Parámetro	<i>R</i> = 3		<i>R</i> = 8	
	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
Cortante basal sísmico dinámico (tonf)	24.9830	25.8990	9.3690	9.7120
Máxima distorsión inelástica (%)	0.6478 %	0.1130 %	0.6480 %	0.1128 %
Coefficiente de reducción sísmica (<i>R</i>)	3	3	8	8
Período fundamental de vibración (s)	0.4540	0.1960	0.4540	0.1960

Nota. Se comparan el cortante basal dinámico, la máxima distorsión inelástica, el coeficiente de reducción sísmica *R* y el período fundamental del Arquetipo 3 para los casos *R* = 3 y *R* = 8 en las direcciones X e Y. Fuente: Elaboración propia.

A partir de los valores obtenidos de los cálculos se observa diferencias significativas entre los dos valores de *R*, lo que influye en la respuesta sísmica de los edificios.

Según los resultados presentados en las tablas, se observa que para los tres arquetipos y en las direcciones X e Y, la cortante basal con *R*=3 es significativamente mayor en comparación con *R*=8. Esto evidencia una mayor capacidad de disipación de energía en los sistemas con *R*=8, lo cual les permite absorber de manera más eficiente las cargas sísmicas, mejorando así la estabilidad estructural.

De acuerdo con los resultados presentados en las tablas, se puede observar que para los tres arquetipos y en las direcciones X e Y, los valores de distorsión inelástica para *R*=8 son más bajos, lo que indica que los sistemas tienen mayor ductilidad y pueden resistir mayores deformaciones sin llegar al colapso. En cambio, para *R*=3, la estructura experimenta una mayor distorsión, lo que sugiere que tiene una menor capacidad de disipación de energía.

Basado en los resultados del análisis para los tres arquetipos, no se observan diferencias significativas en el período fundamental de vibración entre $R=3$ y $R=8$ en ambas direcciones de análisis. Esto indica que el cambio en el valor de R no altera de manera significativa la rigidez global de la estructura.

los arquetipos analizados no presentan un detallado sísmico adecuado en las vigas y columnas, conforme a la Norma Técnica E.060: Concreto Armado, Capítulo 21, del Reglamento Nacional de Edificaciones. Lo cual no permite que las estructuras adsorban y disipe las cargas sísmicas y compromete su resistencia y rigidez. Una vez que fallen los tabiques los arquetipos pierden la capacidad de resistir a fuerzas adicionales por la falta de flexibilidad en el refuerzo de las vigas y columnas.

De acuerdo los análisis de los arquetipos, es importante la selección del valor de R ya que compromete la respuesta sísmica de las estructuras. La norma E-030 y E-070 brindan valores predeterminados de R para diferentes sistemas estructurales, pero no contemplan adecuadamente los sistemas híbridos con interacción tabique-pórtico dentro de diseño estructural. El uso de $R=3$ y $R=8$ en este análisis demuestra que los valores convencionales no siempre reflejan con precisión el comportamiento real de la estructura.

Por ellos es recomendable realizar un análisis los parámetros de desempeño sísmico basados en la Metodología del FEMA P-695 para obtener un valor de R más ajustado a las estructuras con interacción tabique-pórtico y que muestre la ductilidad y las deformaciones reales.

IX. ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO (PUSHOVER)

9.1. Objetivo del Análisis

En esta sección se lleva a cabo el análisis estático no lineal (AENL) o Pushover para los arquetipos 1, 2 y 3, con el objetivo de evaluar cómo influye la incorporación de albañilería en el comportamiento estructural al considerar su no linealidad. Se somete la estructura a un determinado nivel de desplazamiento para obtener la curva de capacidad de cada uno de los casos.

9.2. Curva de Capacidad

El AENL es un proceso que consiste en incrementar de manera continua un patrón de carga lateral hasta alcanzar un desplazamiento objetivo determinado. Para llevar a cabo este análisis, se utiliza el procedimiento definido en el FEMAP695, así como diversos criterios establecidos en la normativa E030. Este análisis se realizó bajo cargas gravitacionales multiplicadas según la expresión siguiente.

$$1D + 0,25L$$

Donde D es la carga muerta de la estructura y L carga viva; posterior se aplica las cargas laterales estáticas, la distribución de estas cargas en cada nivel de piso es proporcional a forma modal fundamental del arquetipo considerado.

Para simular el comportamiento de la estructura bajo cargas horizontales, se asignaron cargas a los nodos ubicados en los extremos de cada nivel de la estructura, cada nodo está restringido en su grado de libertad traslacional en la dirección X. La carga en

cada nodo se calculó considerando las cargas de entrepiso y azotea, distribuyéndolas conforme a las formas modales del modo fundamental de vibración. En la Tabla se presenta el cálculo de la distribución de la carga lateral del patrón de carga.

Tabla 59

Distribución de las cargas laterales según el modo fundamental de vibración.

Arquetipo	Piso	Altura de entrepiso (m)	ϕ_i	Peso W_i (tonf)	F_i en Dir. X (tnf)
1	3	8.4	0.1032	155.2042	16.0221
1	2	5.6	0.0828	224.7932	18.6168
1	1	2.8	0.0440	224.7932	9.8828
2	3	8.1	0.1203	114.6762	13.7916
2	2	5.4	0.0958	168.3141	16.1183
2	1	2.7	0.0509	168.3141	8.5614
3	3	7.8	0.1135	59.5036	6.7538
3	2	5.2	0.0894	88.3286	7.8999
3	1	2.6	0.0459	88.3286	4.0511

Nota. Altura de entrepiso, coeficiente modal ϕ_i , peso W_i y fuerza lateral F_i en la dirección X por piso. Fuente: Elaboración propia.

Se realizó un análisis no estático para cada arquetipo, incrementando las cargas aplicadas en pasos controlados de desplazamientos de 0.1 cm hasta alcanzar un desplazamiento máximo predefinido de 70 cm. En cada paso, se llevó a cabo un control de desplazamiento y fuerza para obtener la respuesta no lineal de la estructura. Para registrar los desplazamientos, fue necesario definir un nodo de control, por lo que se seleccionó como nodo de control el nodo extremo del último nivel de la estructura. Para calcular la cortante basal, se sumaron las fuerzas totales en la base de la estructura.

Dentro de la librería OpenSees.py, se configuró el análisis Pushover definiendo los parámetros necesarios para asegurar una ejecución precisa y una correcta convergencia. Se

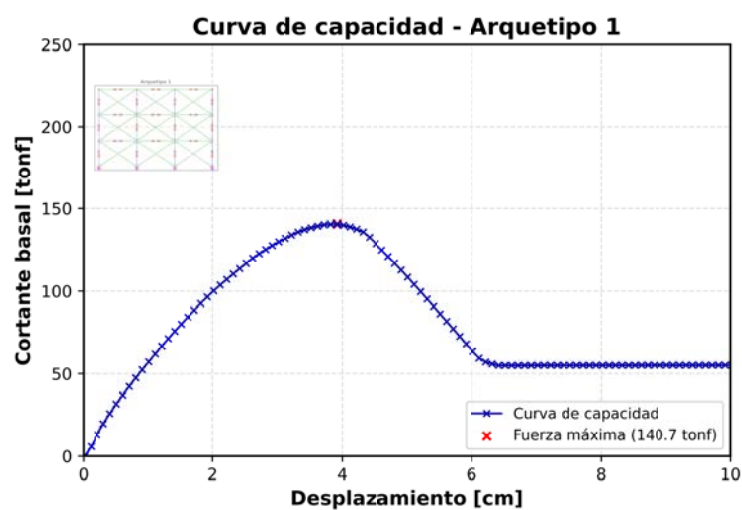
aplicaron restricciones "Plain", sin restricciones adicionales en los grados de libertad. Para optimizar la resolución del sistema de ecuaciones, se utilizó el algoritmo RCM (Reverse Cuthill-McKee) en la numeración de los grados de libertad. El sistema *UmfPack* se empleó para resolver de manera eficiente grandes matrices dispersas. La convergencia se evaluó mediante el método "NormDispIncr", asegurando que los desplazamientos entre pasos fueran inferiores a $1,0 \times 10^{-6}$ garantizando una alta precisión en los resultados.

El integrador *LoadControl* aplicó las cargas de forma incremental, con un factor de control de 0.1, permitiendo una transición estable y suave entre los pasos de carga. Además, para optimizar la convergencia en cada iteración, se utilizó el algoritmo "Newton". El análisis se realizó en 10 pasos de carga, en los cuales la carga se incrementó gradualmente.

Una vez finalizado el análisis Pushover, se obtienen los resultados de desplazamiento y fuerza cortante, los cuales se utilizan para construir la curva de capacidad. Esta curva representa gráficamente la capacidad máxima de la estructura, indicando el punto en el que la estructura alcanza su límite de resistencia antes de llegar al colapso. A continuación, se presentan las gráficas de las curvas de capacidad para los tres pórticos analizados.

Figura 68

Curvas de capacidad de Arquetipo 1.



Nota. Curva de capacidad del Arquetipo 1, donde la estructura alcanza una resistencia máxima de aproximadamente 140.7 tonf para un desplazamiento cercano a 3.919 cm.

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 69

Curvas de capacidad de Arquetipo 2.

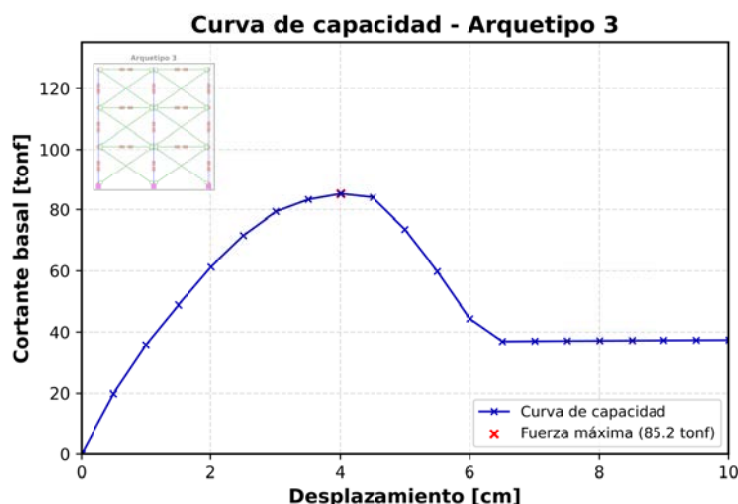


Nota. Curva de capacidad del Arquetipo 2, donde la estructura alcanza una resistencia máxima de aproximadamente 120.7 tonf para un desplazamiento cercano a 3.613 cm.

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 70

Curvas de capacidad de Arquetipo 3.



Nota. Curva de capacidad del Arquetipo 3, donde la estructura alcanza una resistencia máxima de aproximadamente 85.2 tonf para un desplazamiento cercano a 4.007 cm.

Fuente: Elaboración Propia.

En las curvas de capacidad de las estructuras, se identifican cuatro puntos cruciales. El primero es el punto de fluencia, que se define aproximadamente como el 75 % de la capacidad máxima de la estructura. El segundo punto corresponde a la capacidad máxima, el cual marca el umbral de carga que la estructura puede resistir antes de sufrir fallos importantes. El tercer punto señala el límite en el que la capacidad de la estructura se ve considerablemente reducida debido a la falla de la mampostería de relleno. Finalmente, el cuarto punto indica la capacidad máxima de la estructura después de que la mampostería de relleno haya fallado.

La tabla 60 muestra la capacidad máxima de la estructura y los desplazamientos asociados a cada uno de los pórticos evaluados.

Tabla 60

Coordenadas de la curva de capacidad que corresponden a la capacidad máxima de los arquetipos analizados.

Parámetro	Arquetipo 1	Arquetipo 2	Arquetipo 3
V_{bu} (tonf)	140.710	120.739	85.225
Desplazamiento (cm)	3.919	3.613	4.007

Fuente: Elaboración propia.

A partir del análisis Pushover cuyos resultados se muestran en la tabla 60, se evidencian una variación significativa en los puntos máximos de las curvas de capacidad, los cuales fluctúan entre 141 tonf y 85 tonf. Los desplazamientos asociados a estos puntos oscilan entre 3.9 cm y 4 cm. Tras alcanzar el punto máximo, la mampostería sigue operando, pero experimenta una pérdida considerable de capacidad, lo que se manifiesta en una caída abrupta de la carga posterior a este umbral.

A partir de los resultados obtenidos, se observa que, durante el aumento de carga, desde 0 tonf hasta el primer fallo principal, los muros de relleno son los encargados de resistir los esfuerzos cortantes aplicados a la estructura. Estos elementos incrementan la rigidez inicial de la estructura, lo que provoca el fallo posterior de los elementos estructurales principales, como vigas y columnas. Este comportamiento se refleja en una reducción significativa de la rigidez estructural de los pórticos, una vez alcanzada su resistencia máxima. Después de la caída, la curva muestra una región con un nivel muy bajo de carga residual, lo que indica que la mampostería ya no es capaz de resistir más carga. En este punto, los elementos principales (vigas y columnas) asumen la responsabilidad de soportar la estructura del pórtico, una vez que se ha alcanzado la máxima resistencia proporcionada por los muros.

9.3. Parámetros de desempeño sísmico

A partir de la curva de capacidad, se obtienen los parámetros clave para el diseño sísmico, los cuales permiten caracterizar la respuesta sísmica de una estructura ante cargas sísmicas. Estos parámetros incluyen el Coeficiente de Modificación de Respuesta (R), que cuantifica la capacidad de la estructura para disipar energía sísmica mediante su comportamiento no lineal, considerando su ductilidad y rigidez; el Factor de Sobrecapacidad (Ω_0), que mide la capacidad de la estructura para resistir esfuerzos adicionales más allá de su capacidad de diseño sin comprometer su estabilidad; y el Factor de Amplificación de Desplazamiento (C_d), que se relaciona con la capacidad de la estructura para amplificar las deformaciones sin llegar al colapso estructural.

La metodología FEMA P695 es fundamental para calcular los parámetros de diseño sísmico en sistemas híbridos, como la interacción entre tabiques y pórticos, que no se incluyen en las normativas tradicionales. A través de un análisis no lineal, esta metodología mejora la evaluación sísmica de estos sistemas complejos, considerando la rigidez y ductilidad de los elementos estructurales. A continuación, se hallan los factores de diseño sísmico para cada uno de los arquetipos de análisis y su procedimiento de cálculo se muestra en las tablas.

Tabla 61

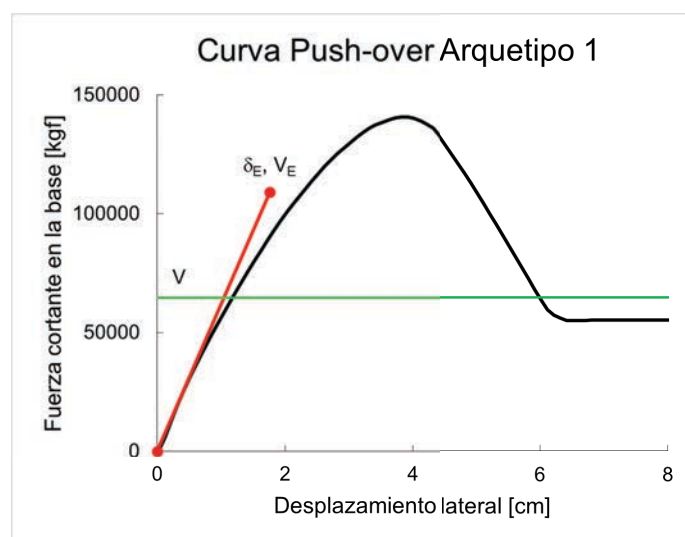
Datos extraídos de la curva de capacidad y cálculos para hallar los parámetros de diseño sísmico del arquetipo 1.

Ítem	Cant.	Und.	Descripción
k_{ini}	61.87	tonf/cm	Rigidez inicial
P	290.90	tonf	Peso sísmico del edificio 3D
V_E	109.09	tonf	Cortante elástica del pórtico 2D
d_E	1.76	cm	Desplazamiento elástico
V_{max}	140.71	tonf	Resistencia máxima
d	3.92	cm	Desplazamiento cuando el sistema fluyó totalmente
$fV_{n,1col}$	16.18	tonf	Resistencia a corte de una columna asumiendo $V_u = fV_n$
V	64.70	tonf	Cortante de diseño (4 columnas resistentes)

Nota. Elaboración propia.

Figura 71

Curva de capacidad del arquetipo 1.



Nota. La ilustración presenta la definición de los parámetros de diseño sísmicos a través de la metodología FEMA P695 para el arquetipo 1. *Fuente:* Elaboración propia.

Tabla 62

Resumen de parámetros de diseño sísmico del arquetipo 1.

Factor	Valor
R	1.7
Ω_0	2.2
C_d	3.7

Nota. Elaboración propia.

Tabla 63

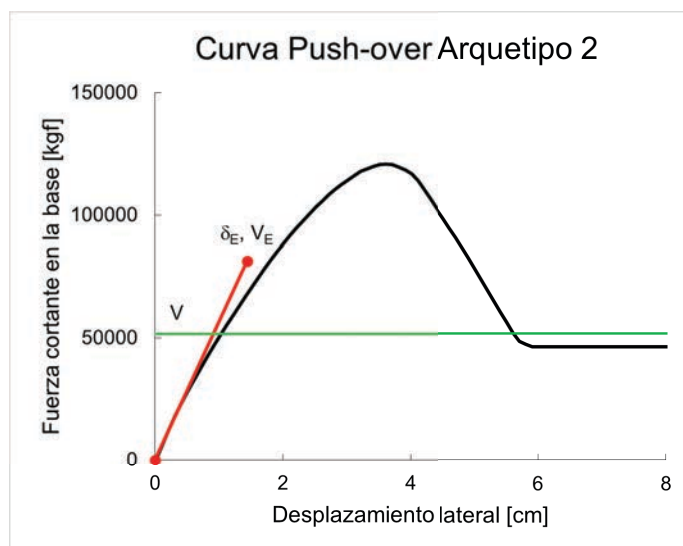
Datos extraídos de la curva de capacidad y cálculos para hallar los parámetros de diseño sísmico del arquetipo 2.

Ítem	Cant.	Und.	Descripción
k_{ini}	56.52	tonf/cm	Rigidez inicial
P	217.00	tonf	Peso sísmico del edificio 3D
V_E	81.38	tonf	Cortante elástica del pórtico 2D
d_E	1.44	cm	Desplazamiento elástico
V_{max}	120.74	tonf	Resistencia máxima
d	3.61	cm	Desplazamiento cuando el sistema fluyó totalmente
$fV_{n,1col}$	12.92	tonf	Resistencia a corte de una columna
V	51.67	tonf	Cortante de diseño (4 columnas resistentes)

Nota. Elaboración propia.

Figura 72

Curva de capacidad del arquetipo 2.



Nota. La ilustración presenta la definición de los parámetros de diseño sísmicos a través de la metodología FEMA P695 para el arquetipo 2. *Fuente:* Elaboración propia.

Tabla 64

Resumen de parámetros de diseño sísmico del arquetipo 2.

Factor	Valor
R	1.6
Ω_0	2.3
C_d	4.0

Nota. Elaboración propia.

Tabla 65

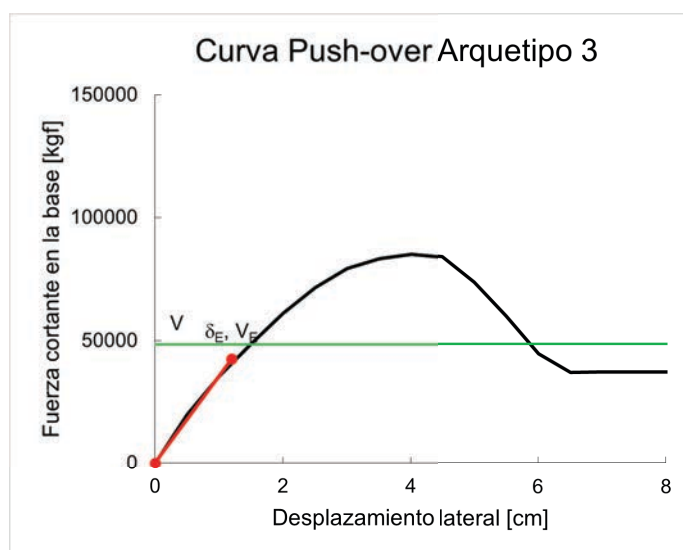
Datos extraídos de la curva de capacidad y cálculos para hallar los parámetros de diseño sísmico del arquetipo 3.

Ítem	Cant.	Und.	Descripción
k_{ini}	35.51	tonf/cm	Rigidez inicial
P	113.50	tonf	Peso sísmico del edificio 3D
V_E	42.56	tonf	Cortante elástica del pórtico 2D
d_E	1.20	cm	Desplazamiento elástico
V_{max}	85.22	tonf	Resistencia máxima
d	4.01	cm	Desplazamiento cuando el sistema fluyó totalmente
$fV_{n,1col}$	16.18	tonf	Resistencia a corte de una columna
V	48.53	tonf	Cortante de diseño (3 columnas resistentes)

Nota. Elaboración propia.

Figura 73

Curva de capacidad del arquetipo 3.



Nota. La ilustración presenta la definición de los parámetros de diseño sísmicos a través de la metodología FEMA P695 para el arquetipo 3. *Fuente:* Elaboración propia.

Tabla 66

Resumen de parámetros de diseño sísmico del arquetipo 3.

Factor	Valor
R	0.9
Ω_0	1.8
C_d	2.9

Nota. Elaboración propia.

A pesar de la probabilidad de que los arquetipos, debido a su naturaleza como viviendas informales, carezcan de un diseño sísmico adecuado, se asume que el cortante de diseño (V) corresponde a la resistencia a corte del primer nivel, determinada exclusivamente por las columnas. Esta aproximación se adopta debido a la falta de un diseño estructural sísmico específico.

En cuanto al factor de respuesta sísmica, el valor promedio de R es de 1.7, con la excepción del arquetipo 3, donde R se reduce a 0.9. De manera general, los valores de R se encuentran por debajo de 3, lo cual corresponde al valor estándar para albañilería confinada. Un factor R bajo implica que los arquetipos disipan una cantidad limitada de energía a través de un comportamiento inelástico, lo que sugiere que estas estructuras son poco dúctiles. Esta característica refleja la vulnerabilidad de los tabiques no estructurales ante cargas laterales, siendo el arquetipo 3 el más frágil en este sentido.

En términos de resistencia adicional, la sobrerresistencia promedio se sitúa en 2.0, lo que implica que las estructuras tienen la capacidad de resistir hasta el doble de la carga para la cual fueron inicialmente dimensionadas. Si bien este margen de seguridad adicional es positivo, también sugiere que las estructuras podrían no estar completamente

optimizadas en cuanto a su capacidad para resistir cargas sísmicas, lo que podría reflejar una falta de eficiencia en el diseño sismorresistente.

X. ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL (IDA) Y PROBABILIDAD DE COLAPSO

10.1. Selección, Escalado y Preparación de Registros

En esta investigación se emplea un conjunto de 16 pares de registros sísmicos de subducción, correspondientes a eventos entre 2001 y 2016, con magnitudes en el rango $6,7 \leq Mw \leq 9,0$ y magnitud media cercana a $Mw \approx 8,1$. Los acelerogramas fueron registrados a distancias de ruptura > 10 km, en estaciones sobre roca blanda o suelo rígido (clases C–D) y cumplen los criterios $PGA > 0,20$ g y $PGV > 15$ cm/s en ambas componentes. La Tabla 38 resume la información básica de cada registro. A partir de la intensidad de Arias se obtuvo la duración significativa Ds_{5-75} , con una duración promedio ≈ 19 s para el conjunto.

Tabla 67

Información general sobre los movimientos sísmicos seleccionados para el análisis.

Nº	Terremoto / Estación	Mw	Año	País	Estación / Sitio	Fuente
1	Arequipa	8.4	2001	Perú	Arica Costanera	Renadic
2	Arequipa	8.4	2001	Perú	Poconchile	Renadic
3	Coquimbo	8.4	2015	Chile	C11O	CSN
4	Coquimbo	8.4	2015	Chile	C260	CSN
5	Iquique	8.2	2014	Chile	T03A	CSN
6	Iquique	8.2	2014	Chile	T10A	CSN
7	Kaikoura	7.8	2016	Nueva Zelanda	CULC20	EQC
8	Las Colinas	7.7	2001	El Salvador	EX01001U	UCA
9	Maule	8.8	2010	Chile	Angol	Renadic
10	Maule	8.8	2010	Chile	StgoCentro	Renadic
11	Mejillones	6.7	2007	Chile	Mejillones Puerto	Renadic
12	Pedernales	7.8	2016	Ecuador	AMNT	RENAC
13	Pedernales	7.8	2016	Ecuador	APO1	RENAC
14	Tarapacá	7.9	2005	Chile	Cuya	Renadic
15	Tocopilla	7.7	2007	Chile	Papudo	Renadic
16	Tocopilla	7.7	2007	Chile	Tocopilla	Renadic

Nota. Resumen de los movimientos sísmicos empleados en el análisis, correspondientes a 16 terremotos con magnitudes entre Mw 6.7 y 8.8, registrados en estaciones de Perú, Chile, Nueva Zelanda, El Salvador y Ecuador, y obtenidos de las redes RENADIC, CSN, EQC, UCA y RENAC. Fuente: Elaboración propia.

Antes del análisis no lineal, los registros se normalizan en función del PGV siguiendo el esquema de Estrella et al. (2019). Para cada par se calcula la velocidad pico de ambas componentes, su media geométrica y la mediana del PGV geométrico del conjunto; con ello se define un factor de normalización por par, que se aplica simultáneamente a las dos componentes. Con las aceleraciones ya normalizadas se recalculan PGA, PGV y Sa(T

= 1 s), cuyos valores se presentan en la Tabla 68.

Tabla 68

Parámetros de Intensidad de los Registros sísmicos.

N°	Factor_NF	PGA_C1 [g]	PGA_C2 [g]	PGV_C1 [cm/s]	PGV_C2 [cm/s]	Sa1s_C1 [g]	Sa1s_C2 [g]
1	1.06	0.36	0.29	26.66	26.12	0.41	0.35
2	0.90	0.22	0.23	26.27	26.51	0.29	0.24
3	0.71	0.59	0.51	29.03	23.98	0.21	0.12
4	0.88	0.32	0.20	30.37	22.93	0.49	0.20
5	1.05	0.60	0.63	33.28	20.92	0.29	0.15
6	0.62	0.40	0.48	25.07	27.77	0.32	0.28
7	0.96	0.21	0.24	21.98	31.67	0.20	0.29
8	1.24	0.37	0.34	30.39	22.91	0.55	0.50
9	0.74	0.51	0.69	27.66	25.17	0.34	0.15
10	1.11	0.24	0.34	24.41	28.52	0.30	0.24
11	1.09	0.43	0.51	35.38	19.68	0.21	0.10
12	0.56	0.29	0.23	23.08	30.17	0.24	0.22
13	0.61	0.24	0.20	28.64	24.31	0.18	0.18
14	1.43	0.62	0.64	25.69	27.10	0.12	0.14
15	1.29	0.38	0.54	21.64	32.18	0.11	0.12
16	1.23	0.62	0.73	25.91	26.87	0.17	0.22

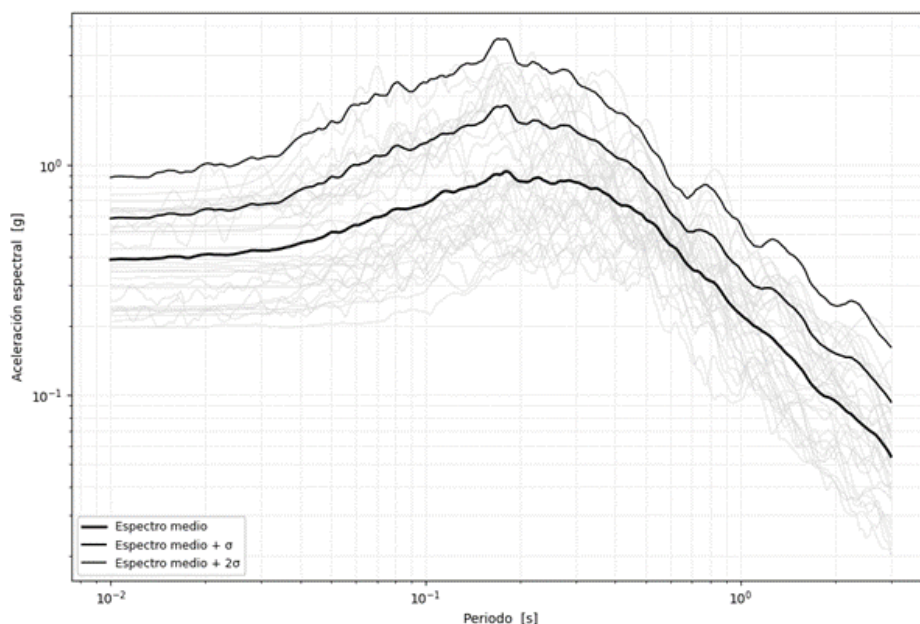
Nota. Resumen del factor de normalización (NF) y de los parámetros de intensidad PGA, PGV y Sa(1 s) para ambas componentes horizontales (C1 y C2) de los 16 registros seleccionados. Fuente: Elaboración propia.

La Figura 74 muestra el conjunto de espectros de respuesta normalizados de las 32 componentes, junto con el espectro mediano y las curvas correspondientes a mediana + 1σ y mediana + 2σ en escala logarítmica. El espectro mediano parte de valores cercanos a 0,4 g para periodos muy cortos ($T \approx 0,02$ s), alcanza un máximo próximo a 1,0 g alrededor de $T \approx 0,15$ – $0,20$ s y luego desciende de forma casi monótona, con valores del orden de 0,3–0,35 g en $T = 1$ s y menores a 0,2 g para periodos superiores a 2 s. Las curvas medianas + σ y mediana + 2σ delimitan adecuadamente la nube de espectros individuales, de esta manera se evidencia una dispersión considerable entre los movimientos más y

menos intensos en todo el rango de periodos analizado.

Figura 74

Conjunto de espectros de respuesta de los sismos normalizados.

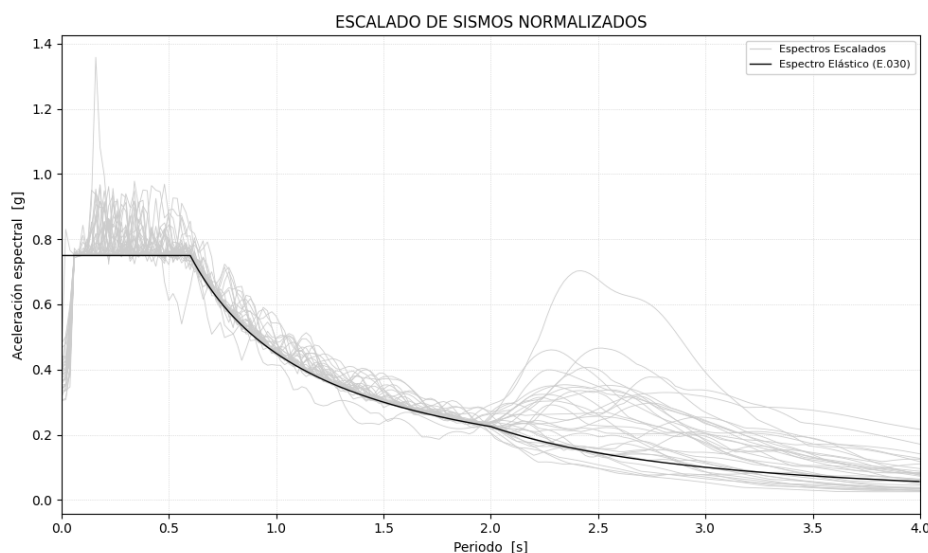


Nota. Espectros de respuesta elásticos de los 16 registros normalizados, junto con el espectro medio y los espectros medio \pm una y dos desviaciones estándar en términos de aceleración espectral en función del período. Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, los registros normalizados se escalan al espectro de diseño de la Norma Técnica Peruana E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE, 2018), de modo que el espectro mediano del conjunto escalado reproduzca la demanda de diseño en el intervalo $0,25 T_1 < T < 1,5 T_1$. La Figura 75 presenta la comparación entre el espectro de diseño y el espectro de los sismos escalados.

Figura 75

Escalado espectral de los sismos normalizados.



Nota. Espectros de respuesta de los 16 registros normalizados escalados para ajustarse al espectro elástico de diseño de la Norma E-030 en el rango de períodos relevante para los arquetipos. Fuente: Elaboración Propia.

10.2. Análisis Dinámico No Lineal Tiempo–Historia

El análisis dinámico no lineal tiempo–historia se realizó mediante un esquema IDA en OpenSees, aplicado sistemáticamente a los tres arquetipos. Para cada registro sísmico se ejecutó una serie de análisis incrementando un factor de escala (λ) sobre la aceleración original, desde 0,0 hasta 5,0 en pasos de 0,1. Para cada (λ) se obtuvo una historia de respuesta no lineal y la deriva máxima de entrepiso. La medida de intensidad (IM) fue la PGA escalada y la medida de daño (DM) la deriva máxima de entrepiso normalizada (IDR), calculada a partir de los desplazamientos nodales.

El análisis se formuló con un integrador de Newmark ($(\gamma = 0,5), (\beta = 0,25)$) y amortiguamiento de Rayleigh con un 5 % de amortiguamiento equivalente. El paso de

integración osciló entre 0,005 s para intensidades bajas y 0,0015 s para intensidades altas, con refinamiento adicional en el modo de bisección para mantener la estabilidad numérica.

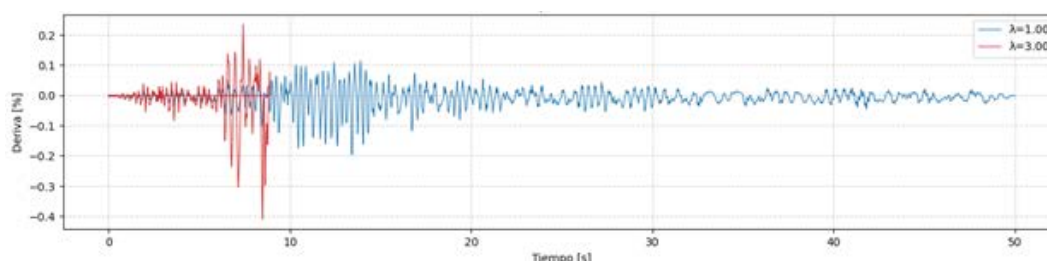
En cada análisis se controlaron los desplazamientos de nodos en altura en el grado de libertad horizontal y se calculó la deriva como diferencia de desplazamientos entre pisos dividida por la altura. El nodo superior se tomó como nodo de control, obteniéndose la deriva de techo a partir de la distorsión entre el último y el penúltimo nivel.

El colapso se definió por la superación de un límite de deriva preestablecido y/o por inestabilidad numérica, identificada cuando la historia simulada se interrumpía antes del número de pasos previsto pese al uso de algoritmos alternativos. La figura 76 muestra que, para un mismo registro y arquetipo se observó que, a un nivel de PGA intermedio, la deriva de techo se mantuvo claramente por debajo del límite adoptado, mientras que un incremento adicional de PGA produjo un aumento brusco de la deriva, la pérdida de convergencia del algoritmo no lineal y la detención del análisis, lo que se interpretó como colapso global.

Para la convergencia se utilizó inicialmente el algoritmo de Newton (15 iteraciones máximas, criterio EnergyIncr con tolerancia 1×10^{-6} ; si no convergía, se activaban automáticamente otros algoritmos (KrylovNewton, SecantNewton, RaphsonNewton, BFGS, Broyden, NewtonLineSearch). Solo cuando ninguno lograba convergencia se consideró fallido el análisis para ese nivel de intensidad.

Figura 76

Evolución temporal de la deriva inelástica para distintos factores de escala.



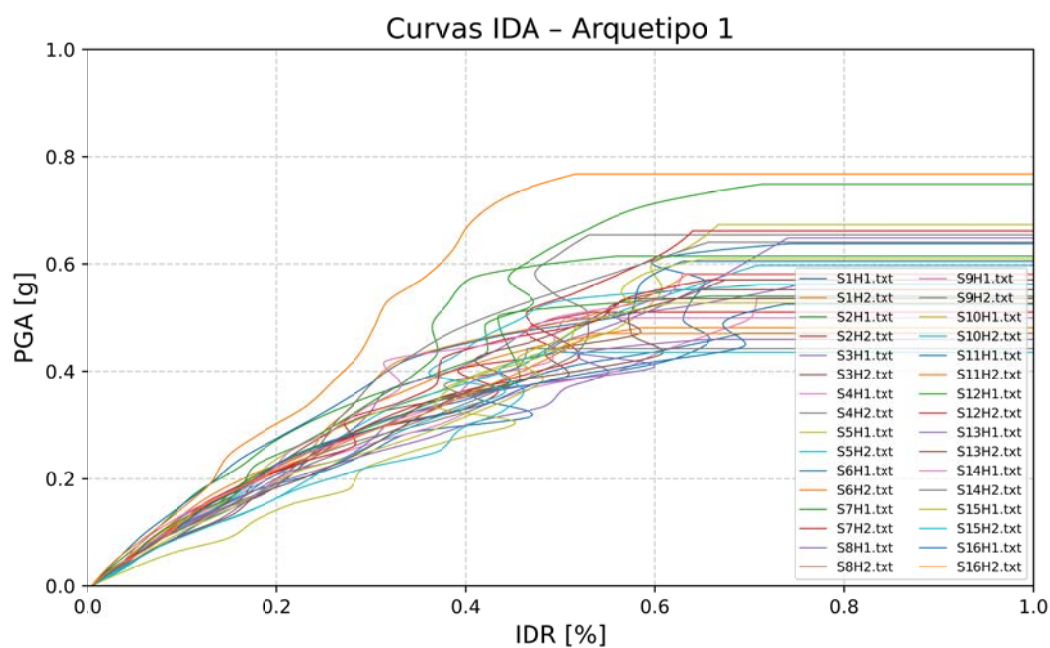
Nota. Historia de derivas de entrepiso del arquetipo bajo un mismo registro sísmico para factores de escala $\lambda = 1,00$ (respuesta moderada sin colapso) y $\lambda = 3,00$ (incremento significativo de la demanda inelástica). Fuente: Elaboración propia.

10.3. Curvas IDA

Las figuras 77, 78 y 79 muestran los resultados de los análisis IDA realizados sobre el conjunto de 16 pares de movimientos sísmicos, donde las curvas de los tres arquetipos siguen el patrón esperado: una rama inicial prácticamente lineal con derivas muy reducidas (para $\text{PGA} \leq 0,30 \text{ g}$ las derivas de techo se mantienen por debajo de $0,30 \%$ en la mayoría de los casos) y una fase progresivamente no lineal conforme aumenta la demanda sísmica. Se observa una variabilidad significativa entre las derivas máximas de entrepiso obtenidas para cada registro, incluso para niveles relativamente pequeños de PGA, lo que era esperable en pórticos de concreto armado rellenos con muros de mampostería, que presentan un comportamiento no lineal más complejo que los pórticos sin relleno convencionales. En el rango promedio de colapso, el Arquetipo 1 concentra la mayoría de sus derivas aproximadamente entre $0,45\text{--}0,78 \%$, el Arquetipo 2 en un intervalo intermedio cercano a $0,30\text{--}0,62 \%$, mientras que el Arquetipo 3 alcanza valores más elevados, del orden de $0,32\text{--}2,14 \%$.

Figura 77

Curvas IDA para el Arquetipo 1.

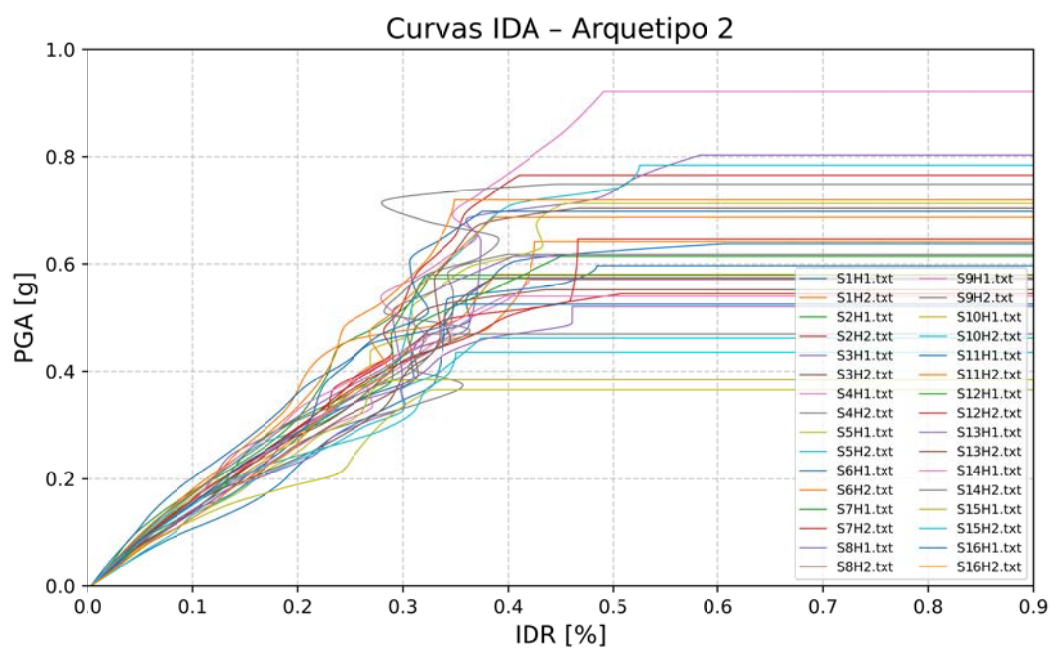


Nota. Relación IDR–PGA obtenida de los 16 pares de registros sísmicos escalados para el Arquetipo 1, que muestra la dispersión de la demanda inelástica con la intensidad sísmica.

Fuente: Elaboración propia.

Figura 78

Curvas IDA para el Arquetipo 2.

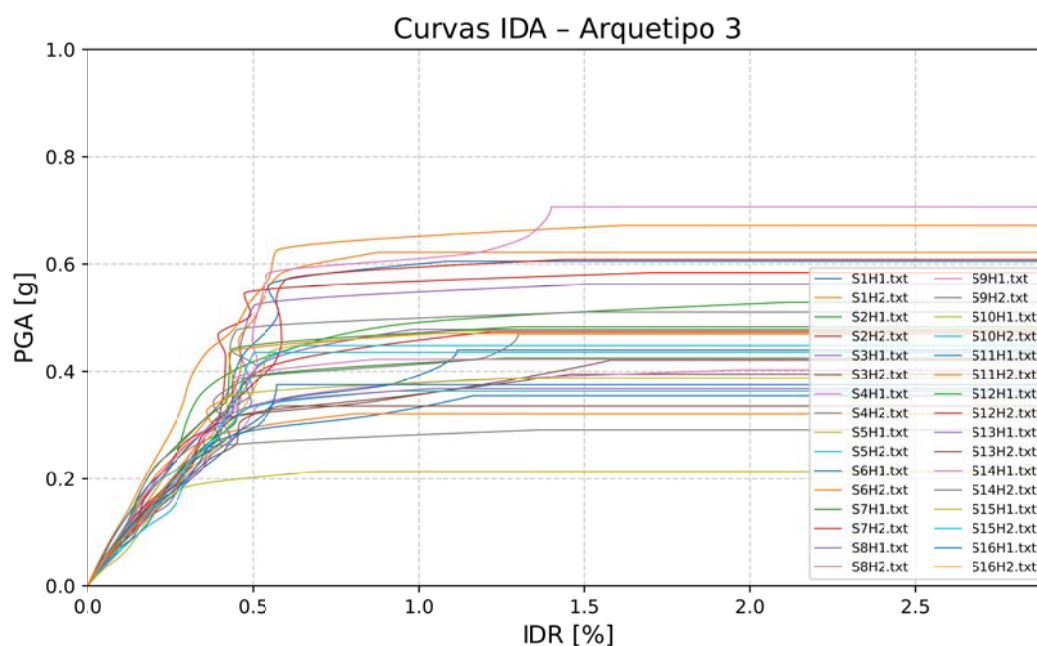


Nota. Relación IDR–PGA obtenida de los 16 pares de registros sísmicos escalados para el Arquetipo 2, que muestra la dispersión de la demanda inelástica con la intensidad sísmica.

Fuente: Elaboración propia.

Figura 79

Curvas IDA para el Arquetipo 3.



Nota. Relación IDR–PGA obtenida de los 16 pares de registros sísmicos escalados para el Arquetipo 3, que muestra la dispersión de la demanda inelástica con la intensidad sísmica.

Fuente: Elaboración propia.

10.4. Curvas de Fragilidad de Colapso

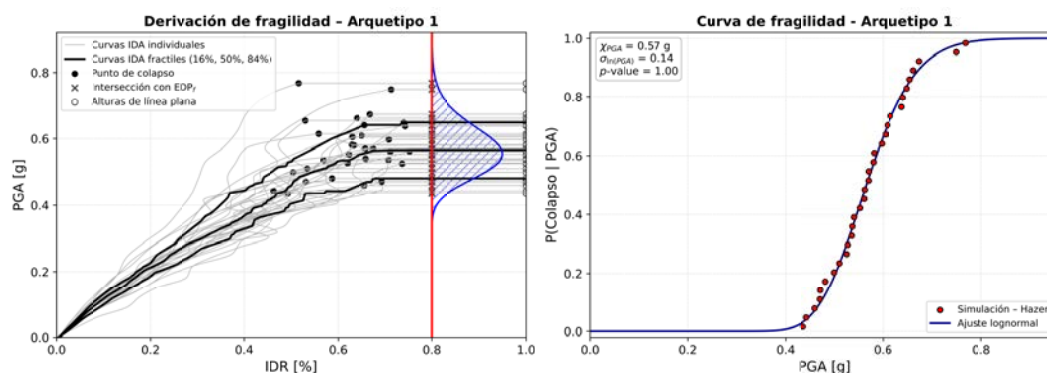
Las curvas de fragilidad de colapso de los tres arquetipos se obtuvieron a partir de los valores de PGA de colapso derivados de los análisis IDA, empleando el mismo conjunto de registros sísmicos, los mismos factores de escala y criterios consistentes de daño y colapso (superación de la deriva límite e inestabilidad numérica). En todos los casos se observó una variabilidad apreciable de las derivas máximas entre registros, lo que se traduce en un rango disperso de intensidades de colapso y evidencia la sensibilidad de los pórticos de concreto armado rellenos con muros de mampostería frente al contenido espectral de los movimientos del suelo.

Las figuras 80.a, 81.a y 82.a presenta los valores de PGA de colapso obtenidos mediante el procedimiento descrito en la Sección 10.2, a partir de los cuales se ajustaron funciones de fragilidad de colapso de tipo lognormal para cada arquetipo. Estas funciones superaron la prueba de bondad de ajuste de Kolmogórov–Smirnov con un nivel de significancia del 5 %, obteniéndose valores de p-value de 1,00; 0,94 y 0,95 para los arquetipos 1, 2 y 3, respectivamente, por lo que no se rechaza la hipótesis de que los datos de colapso siguen una distribución lognormal. Este resultado es consistente con la práctica habitual en evaluaciones de desempeño estructural y estudios de fragilidad de marcos de concreto armado con rellenos de mampostería, donde la distribución lognormal se adopta como modelo estándar para describir la probabilidad de excedencia del estado límite de colapso (Liu et al., 2022).

En cuanto a los parámetros de las funciones de fragilidad, las figuras 80.b, 81.b y 82.b y la Tabla 69 muestran las intensidades medianas de colapso (χ_{PGA}) y las dispersiones logarítmicas ($\sigma_{\ln \text{PGA}}$) estimadas para cada arquetipo. Las medianas de colapso obtenidas fueron de 0,57; 0,60 y 0,44 g para los arquetipos 1, 2 y 3, respectivamente. Las dispersiones logarítmicas resultaron iguales a 0,14; 0,20 y 0,25, considerando únicamente la variabilidad registro-a-registro del conjunto de acelerogramas. Estos valores se sitúan en el extremo inferior del rango típico reportado para pórticos de concreto armado rellenos de muros de mampostería, donde se han documentado dispersiones de colapso del orden de 0,20 a 0,45 para la componente registro-a-registro (Kamil et al., 2025; Liu et al., 2022), por lo que pueden considerarse físicamente razonables y representativos de una dispersión moderada a baja en la respuesta estructural.

Figura 80

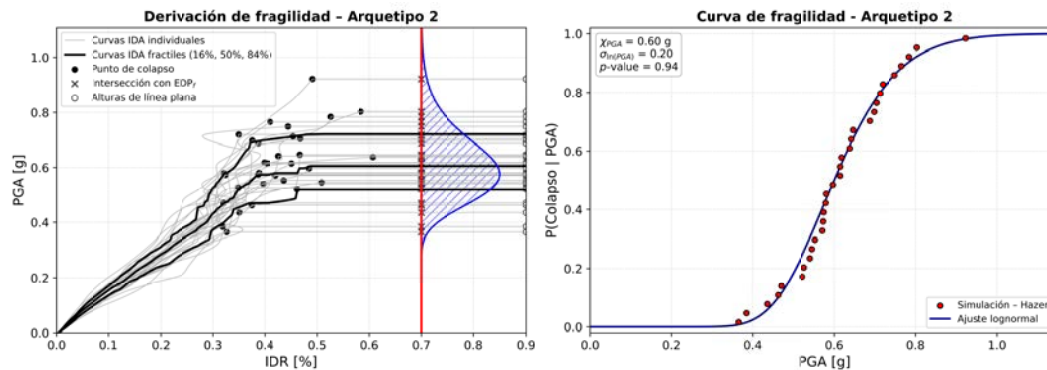
Derivación y curva de fragilidad – Arquetipo 1.



Nota. (a) Derivación de la fragilidad del Arquetipo 1 a partir de las curvas IDA. (b) Curva de fragilidad lognormal ajustada en función de la PGA. Fuente: Elaboración propia.

Figura 81

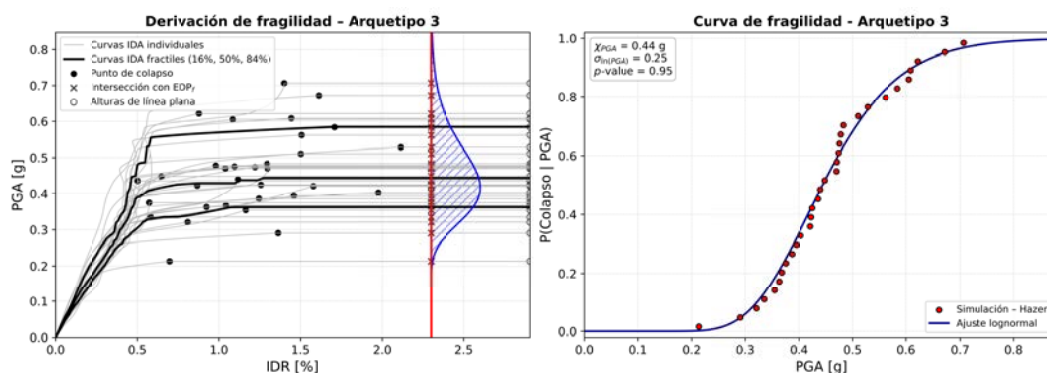
Derivación y curva de fragilidad – Arquetipo 2.



Nota. (a) Derivación de la fragilidad del Arquetipo 2 a partir de las curvas IDA. (b) Curva de fragilidad lognormal ajustada en función de la PGA. Fuente: Elaboración propia.

Figura 82

Derivación y curva de fragilidad – Arquetipo 3.



Nota. (a) Derivación de la fragilidad del Arquetipo 3 a partir de las curvas IDA. (b) Curva de fragilidad lognormal ajustada en función de la PGA. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 69

Parámetros estadísticos de las curvas de fragilidad por colapso.

Arquetipo	p_value_KS	χ_{PGA}	mediana [g]	$\sigma_{\ln PGA}$
1	1.00		0.57	0.14
2	0.94		0.60	0.20
3	0.95		0.44	0.25

Nota. Valores del p-value de Kolmogorov–Smirnov, PGA mediana de colapso y desviación estándar logarítmica para cada arquetipo. Fuente: Elaboración propia.

La frecuencia media anual de colapso λ_c , representa el número medio de colapsos por año de una estructura. Combina la curva de fragilidad del colapso de la estructura y la curva de riesgo sísmico para un PGA como muestra la ecuación.

$$\lambda_c = \int_0^{\infty} P(C/PGA) \cdot \left| \frac{d\lambda_{PGA}}{dPGA} \right| dPGA \quad (2)$$

Donde $P(C/PGA)$ es la probabilidad de colapso de la estructura condicionada por

la intensidad del movimiento del suelo PGA y $\frac{d\lambda_{PGA}}{dPGA}$ es la derivada de la curva de riesgo sísmico. Para hallar la probabilidad de colapso en t años suponemos que la distribución de los terremotos en el tiempo de $t = 50$ años sigue una distribución de Poisson.

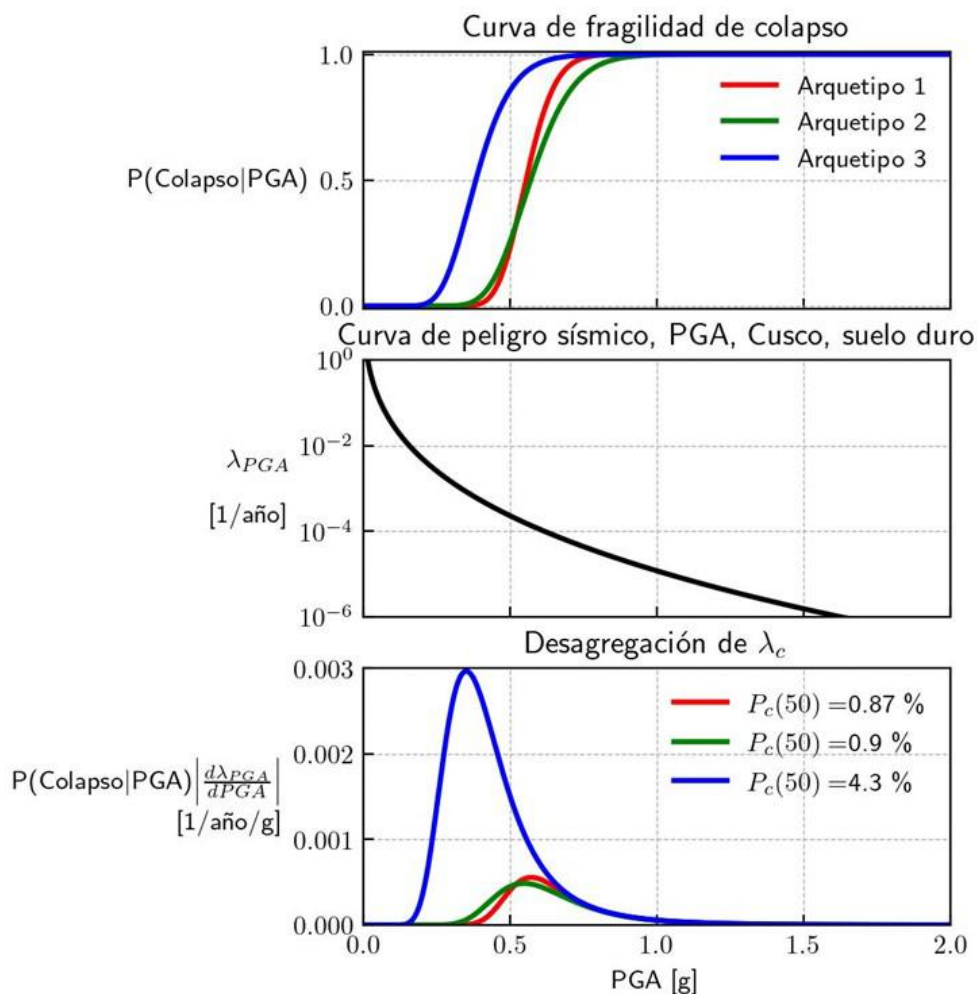
$$P_c = 1 - e^{-\lambda_c t} \quad (3)$$

Para este estudio se utiliza la probabilidad de colapso en 50 años $P_c(50)$ como la medida del potencial de colapso.

La Figura 83 presenta las curvas de fragilidad de colapso correspondientes a los tres arquetipos representativos, las cuales han sido ajustadas mediante funciones log-normales. Además, se incluye la curva de peligro sísmico y la desagregación de la frecuencia media anual de colapso λ_c en función de la aceleración máxima del suelo (PGA). Finalmente, se calcula la probabilidad de colapso para un periodo de 50 años.

Figura 83

Curva de fragilidad de colapso, curva de peligro sísmico y desagregación de λ_c .



Nota. Estas gráficas permiten determinar la probabilidad de colapso a lo largo de 50 años, lo cual facilita la evaluación del desempeño sísmico de las estructuras. Fuente: Elaboración propia.

Los resultados indican que los arquetipos 1 y 2 tienen una probabilidad de colapso en 50 años $P_c(50)$ de 0.87% y 0.90% que están por debajo del objetivo del 1% sugerido por estándares internacionales como el ASCE 7-10, es decir estos arquetipos cumple satisfactoriamente con el objetivo de seguridad de vida. Mientras que para el arquetipo 3 la

probabilidad de colapso en 50 años es de 4.19 % que supera el límite establecido por ASCE 7-10, es decir el arquetipo 3 tiene una mayor probabilidad de colapso para sismos de baja intensidad.

XI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

11.1. Conclusiones Generales

La presente investigación se centró en el desempeño sísmico de viviendas informales de tres y cuatro niveles en la Zona 16 del distrito de Cusco, considerando la interacción tabique-pórticos. A través del análisis no lineal de tres arquetipos representativos, y se ha demostrado que la implementación de albañilería modifica la rigidez y la distribución de los esfuerzos en las estructuras, lo que lleva a concentraciones de demanda en zonas específicas frente a un sismo y el aumento significativo de la probabilidad de daño y el colapso de las estructuras frente a latas excitaciones sísmicas.

Los resultados del estudio, basados en simulaciones numérica con OpenSees y el análisis no lineal estático y dinámico, indican que las viviendas informales en la Zona 16 presentan una vulnerabilidad sísmica considerable. La interacción entre los elementos de mampostería y los pórticos hace que las edificaciones sean propensas a perder su capacidad de resistencia una vez que los muros de mampostería fallan, lo que provoca una reducción abrupta de la rigidez estructural y el colapso de la edificación.

11.2. Conclusiones Específicas

Se seleccionaron tres arquetipos representativos a partir de la base catastral filtrada, aplicando un flujo de aprendizaje no supervisado (PCA y K-means). La aplicación de PCA permitió sintetizar la información estructural relevante en un conjunto reducido de variables

no correlacionadas, K-means agrupó las edificaciones en tipologías con similitud geométrica y constructiva. Como resultado, los tres arquetipos definidos reproducen configuraciones típicas de pórticos de concreto armado con tabiques de mampostería, incorporando la interacción tabique-pórtico como parte de su caracterización y no como una suposición externa. Esta definición por tipologías establece una base consistente para el análisis posterior, ya que las evaluaciones de probabilidad de colapso y parámetros de diseño sísmico se interpretan a nivel de arquetipo (tipología) y no como conclusiones aisladas de una sola edificación, dentro del alcance de representatividad adoptado para la Zona 16.

La evaluación mediante curvas de fragilidad de colapso, integradas con la amenaza sísmica del sitio, permitió estimar el potencial de colapso en 50 años, obteniéndose $P_c(50) = 0,87\%$ para el arquetipo 1, $0,90\%$ para el arquetipo 2 y $4,19\%$ para el arquetipo 3. Los arquetipos 1 y 2 alcanzan un desempeño consistente con el criterio de 1% adoptado como referencia por estándares internacionales como el ASCE 7-10, mientras que el arquetipo 3 presenta un desempeño desfavorable y concentra el mayor riesgo de colapso en el periodo analizado. Este comportamiento del arquetipo 3 es coherente con una mayor fragilidad, es decir, una tendencia a alcanzar el colapso con intensidades menores, lo cual al integrarse con la amenaza del sitio incrementa de forma importante su probabilidad acumulada en 50 años. Por tanto, dentro del conjunto evaluado, el arquetipo 3 se identifica como tipología prioritaria para medidas de reducción de riesgo, mientras que los arquetipos 1 y 2 pueden considerarse relativamente más aceptables bajo el criterio aplicado, manteniendo la necesidad de reconocer las limitaciones propias de la informalidad constructiva.

A partir de las curvas de capacidad se estimaron los parámetros de diseño sísmico:

para el arquetipo 1, $R = 1,7$, $\Omega_0 = 2,2$ y $C_d = 3,7$; para el arquetipo 2, $R = 1,6$, $\Omega_0 = 2,3$ y $C_d = 4,0$; y para el arquetipo 3, $R = 0,9$, $\Omega_0 = 1,8$ y $C_d = 2,9$. Estos resultados indican que los valores de R son bajos en general, lo que refleja una capacidad limitada de disipación inelástica y, por ende, un comportamiento poco dúctil; esta condición es crítica en el arquetipo 3, cuyo $R = 0,9$ se asocia con menor capacidad de redistribución y con su mayor potencial de colapso. Asimismo, Ω_0 alrededor de 2 sugiere una reserva de resistencia moderada, pero que no compensa una baja ductilidad en la tipología más frágil, mientras que los valores de C_d estimados son consistentes con la amplificación de desplazamientos que se presenta cuando el sistema entra en el rango no lineal. En consecuencia, para las tipologías evaluadas no resulta apropiado asumir valores altos de R propios de sistemas altamente dúctiles, ya que ello podría conducir a una estimación no conservadora de fuerzas y derivas, afectando directamente la evaluación del desempeño y el riesgo de colapso. Finalmente, considerando la naturaleza informal de las edificaciones y la aproximación adoptada para el cortante de diseño, estos parámetros deben interpretarse como indicadores comparativos robustos entre tipologías y como evidencia cuantitativa del desempeño más desfavorable del arquetipo 3.

11.3. Recomendaciones

Dado que esta tipología evidenció una mayor susceptibilidad a alcanzar el colapso a niveles de intensidad relativamente bajos, se sugiere limitar su crecimiento en altura o, alternativamente, exigir medidas de mejoramiento estructural cuando se pretenda incrementar el número de niveles bajo dicha configuración.

Se recomienda desarrollar investigaciones orientadas a la caracterización mecánica

de las unidades de albañilería utilizados en ésta investigación, con el propósito de reducir la incertidumbre asociada a las propiedades constitutivas utilizadas en la modelación no lineal. Una caracterización más robusta permitiría mejorar la confiabilidad de las curvas de capacidad, la estimación de parámetros de desempeño y la construcción de curvas de fragilidad.

Se recomienda ampliar el alcance de investigaciones futuras hacia sistemas estructurales similares incorporando efectos tridimensionales, tales como la torsión y la irregularidad en planta, así como la presencia y distribución de aberturas en los tabiques de mampostería. Lo anterior permitiría evaluar variaciones en los mecanismos de interacción tabique-pórtico y proponer formulaciones más representativas para los puntales equivalentes, incluyendo configuraciones alternativas que capten la degradación y la reducción de rigidez asociadas a discontinuidades por vanos.

Finalmente, se recomienda evaluar y comparar alternativas de intervención o reforzamiento estructural mediante metodologías de evaluación de desempeño combinadas con análisis costo-beneficio, a fin de seleccionar soluciones técnicamente eficientes, económicamente viables y replicables en el contexto local.

Referencias

- Abdelkareem, K. H., Abdel Sayed, F. K., Ahmed, M. H., & Al-Mekhlafy, N. (2013). Equivalent strut width for modeling R.C. infilled frames. *JES Journal of Engineering Sciences*, 41, 851-866. <https://doi.org/10.21608/JESAUN.2013.114763>
- Agrawal, S., Broberg, M., & Varma, A. H. (2020). *Seismic Design Coefficients for SpeedCore or Composite Plate Shear Walls–Concrete Filled (C-PSW/CF)* (Bowen Laboratory Research Report N.º 1). Lyles School of Civil Engineering, Purdue University. <https://doi.org/10.5703/1288284317125>
- Alarcón Andreu, F. F., & Huamán Huamán, S. D. (2025). *Evaluación del desempeño sísmico de una vivienda multifamiliar ubicada en Villa María del Triunfo, utilizando un análisis estático no lineal* [Tesis de licenciatura]. Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas. <http://hdl.handle.net/10757/683046>
- Alcaide Inchausti, Á. (1979). *Estadística aplicada a las ciencias sociales* (2.ª ed.). Ediciones Pirámide.
- American Society of Civil Engineers. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-16)* (Standard). American Society of Civil Engineers.
- Anaya Saldaña, C. A., & Asencio Huamanchay, M. D. C. (2025). *Estudio de dos edificaciones aporticadas considerando los efectos de la interacción tabique–pórtico mediante el método del puntal equivalente* [Tesis de licenciatura]. Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas. <http://hdl.handle.net/10757/657402>

- Arias, A. (1970). A Measure of Earthquake Intensity. En R. J. Hansen (Ed.), *Seismic Design for Nuclear Power Plants* (pp. 438-483). MIT Press.
- Arya, A. S., Boen, T., & Ishiyama, Y. (2014). *Directrices para la construcción no diseñada resistente a terremotos*. UNESCO.
- Asteris, P. G., Antoniou, S. T., Sophianopoulos, D. S., & Chrysostomou, C. Z. (2011). Mathematical macromodeling of infilled frames: State of the art. *Journal of Structural Engineering*, 137(12), 1508-1517.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000384](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000384)
- Avilés Farfán, G. B., & Grados Trujillo, D. A. (2024). *Evaluación del desempeño sísmico de una edificación educativa moderna ubicada en una zona de alta sismicidad y sobre suelo blando* [Tesis de licenciatura]. Pontificia Universidad Católica del Perú.
<http://hdl.handle.net/20.500.12404/27084>
- Benjamin, J. R., & Cornell, C. A. (1970). *Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers*. McGraw-Hill.
- Bonet-Morón, J., Pérez-Valbuena, J., & Chiriví-Bonilla, E. J. (2016). *Informalidad laboral y en la vivienda: Primeros indicios para las principales ciudades colombianas*. Universidad del Rosario.
- Broberg, M., Agrawal, S., Varma, A., & Klemencic, R. (2023). Seismic design parameters (R , C_d and Ω_0) for uncoupled composite plate shear walls—concrete filled (C-PSW/CF). *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 52(10), 3149-3170.
<https://doi.org/10.1002/eqe.3917>
- Build Change. (s.f.). *Build Change Colombia* [s. f.].
<https://buildchange.org/locations/colombia/>

Cámara Peruana de la Construcción. (2017). *Informe de la Construcción en el Perú 2017*.

CAPECO.

Ccolque Sandi, C. A., & Zavala Cusihuaman, K. A. (2021). *Evaluación estructural por desempeño sísmico para el reforzamiento del C. E. Humberto Luna de la ciudad del Cusco, 2018* [Tesis de licenciatura]. Universidad Andina del Cusco.

Chaulagain, H., Gautam, D., & Rodrigues, H. (2018). Review of Major Historical Earthquakes in Nepal. En *Impacts and Insights of the Gorkha Earthquake* (pp. 1-17). Elsevier. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-812808-4.00001-8>

Chen, H., Xie, Q., Li, Z., Xue, W., & Liu, K. (2017). Seismic Damage of Structures in the 2015 Nepal Earthquake Sequence. *Journal of Earthquake Engineering*, 21, 551-578. <https://doi.org/10.1080/13632469.2016.1185055>

Chopra, A. K. (2012). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering* (4.^a ed.). Pearson.

Contreras, D. (2016). Popayán, la ciudad blanca de Colombia, 35 años después del terremoto. <https://dcontrerasster.wixsite.com/website/single-post/2016/05/03/Architecture-where-design-meets-engineering>

Cornell, C. A. (1968). Engineering Seismic Risk Analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 58(5), 1583-1606.

Crisafulli, F. J. (1997). *Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills* [PhD thesis]. University of Canterbury. <https://doi.org/10.26021/1979>

Cunnane, C. (1978). Unbiased Plotting Positions—A Review. *Journal of Hydrology*, 37(3-4), 205-222. [https://doi.org/10.1016/0022-1694\(78\)90017-3](https://doi.org/10.1016/0022-1694(78)90017-3)

- Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., & Willford, M. R. (2010a). *Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design*. CRC Press. <https://doi.org/10.1201/9781439823950>
- Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., & Willford, M. R. (2010b, octubre). *Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design: A Guide for Practicing Engineers* (NIST GCR 10-917-5) (NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4). National Institute of Standards y Technology (NIST). Consultado el 15 de diciembre de 2025, desde <https://www.nehrp.gov/pdf/nistgcr10-917-5.pdf>
- Eads, L., Miranda, E., Krawinkler, H., & Lignos, D. G. (2013). An Efficient Method for Estimating the Collapse Risk of Structures in Seismic Regions. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42(1), 25-41. <https://doi.org/10.1002/eqe.2191>
- Earthquake Engineering Research Institute (EERI). (1999). The Quindío, Colombia Earthquake of January 25, 1999. *EERI Newsletter (Special Earthquake Report)*, 33(3).
- Estrella, X., Guindos, P., & Almazán, J. L. (2019). Ground Motions for FEMA P-695 Application in Subduction Zones. *Latin American Journal of Solids and Structures*, 16(9), e237. <https://doi.org/10.1590/1679-78255848>
- Everitt, B. S., Landau, S., Leese, M., & Stahl, D. (2011). *Cluster Analysis* (5.^a ed.). Wiley. <https://doi.org/10.1002/9780470977811>
- Federal Emergency Management Agency. (2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors (FEMA P-695)*. Federal Emergency Management Agency.
- Federal Emergency Management Agency. (2018). *Seismic Performance Assessment of Buildings* (2.^a ed., Vol. 1). U.S. Department of Homeland Security.

- Feliciano, D., Arroyo, O., Carrillo, J., Liel, A. B., & Murray, P. B. (2023). Framework to Assess the Seismic Performance of Non-Engineered Masonry Infilled RC Frame Buildings Accounting for Material Uncertainty. *Structures*, 50, 1191-1203.
<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.02.100>
- Fernández, N., & Bazán, N. (2021). Título del artículo sobre corrección de línea base y errores en acelerogramas [Incluye el análisis de cómo un desplazamiento de la línea base de la aceleración genera errores de velocidad y desplazamiento]. *Nombre de la Revista o Congreso*, pp-pp.
- Filippou, C. A., Kyriakides, N. C., & Chrysostomou, C. Z. (2019). Numerical Modeling of Masonry-Infilled RC Frame. *The Open Construction and Building Technology Journal*, 13, 135-148. <https://doi.org/10.2174/1874836801913010135>
- Gaetani d'Aragona, M., Polese, M., & Prota, A. (2021). Simplified Modeling of Masonry Infilled RC Frames for Seismic Assessment. *Journal of Building Engineering*, 44, 103250. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.103250>
- Gallego, A., Ospina, L. M., & Osorio, J. (2005). Sismo del Quindío del 25 de enero de 1999, evaluación morfotectónica y sismológica. *Boletín de Geología*, 27(1), 134-150.
- Goulet, J.-A. (2020). *Probabilistic Machine Learning for Civil Engineers*. Springer.
- Hastie, T., Tibshirani, R., & Friedman, J. (2009). *The Elements of Statistical Learning: Data Mining, Inference, and Prediction* (2.^a ed.). Springer.
<https://doi.org/10.1007/978-0-387-84858-7>
- Hernández Sampieri, R., Fernández Collado, C., & Baptista Lucio, P. (1994). *Metodología de la investigación*. McGraw-Hill.

- Ibarra, L. F., & Krawinkler, H. (2005). *Global Collapse of Frame Structures under Seismic Excitations* (Report N.º TB 152). John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University.
- INESA Tech. (s.f.). *Aplicación del método del espectro de capacidad en la evaluación del desempeño sísmico de estructuras* [s. f.].
<https://www.inesa-tech.com/blog/aplicacion-metodo-espectro-de-capacidad-evaluacion-desempeno-sismico-estructuras/>
- Instituto Geofísico del Perú. (2023). *Actividad sísmica y peligro sísmico en el Perú*. Consultado el 15 de diciembre de 2025, desde <https://www.igp.gob.pe>
- International Journal for Research in Applied Science and Engineering Technology. (s.f.). *Constant Displacement Iteration Algorithm* [n.d.].
<https://www.ijraset.com/research-paper/constant-displacement-iteration-algorithm>
- Jain, A. K., Murty, M. N., & Flynn, P. J. (1999). Data Clustering: A Review. *ACM Computing Surveys*, 31(3), 264-323. <https://doi.org/10.1145/331499.331504>
- Kamil, S. S., Nabilah, A. B., Karim, I. A., Alias, A. H., & Mohd Tohir, M. Z. (2025). Seismic Performance and Fragility Assessment of Masonry Infilled RC Frames Using a Numerical Approach. *Bulletin of Earthquake Engineering*.
<https://doi.org/10.1007/s10518-025-02286-8>
- Kareem, K. M., & Pantò, B. (2019). Simplified Macro-Modelling Strategies for the Seismic Assessment of Non-Ductile Infilled Frames. *Journal of Building Engineering*, 22, 397-414. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2018.12.010>
- Kaufman, L., & Rousseeuw, P. J. (1990). *Finding Groups in Data: An Introduction to Cluster Analysis*. Wiley.

- Kaushik, H. B., Rai, D. C., & Jain, S. K. (2007). Stress–Strain Characteristics of Clay Brick Masonry under Uniaxial Compression. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 19(9), 728-739. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(2007\)19:9\(728\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2007)19:9(728))
- Kunnath, S. K., Reinhorn, A. M., & Willford, M. (1990). *Inelastic Deformation Limits and Curvature Ductility in Reinforced Concrete Members* (NCEER-90-0051). National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER), State University of New York at Buffalo.
- Kuria, K. K., & Kegyes-Brassai, O. (2024). Evaluating the Reliability of Hinge Definitions in Pushover Analyses: A Comparative Study of SAP2000 and AxisVM. *Material Strength and Applied Mechanics*, 291-297.
- Laucata, J. (2013). Análisis de la vulnerabilidad sísmica de las viviendas informales en la ciudad de Trujillo [Artículo no disponible en línea, referencia extraída de la publicación impresa]. *Revista de Ingeniería Civil*, 12(3), 45-56.
- Liu, C., Liu, B., Wang, X., Kong, J., & Gao, Y. (2022). Seismic Performance Target and Fragility of Masonry Infilled RC Frames under In-Plane Loading. *Buildings*, 12(8), 1175. <https://doi.org/10.3390/buildings12081175>
- LLinás Solano, H. (2024, junio). Algoritmo K-means [Material académico].
- Lomnitz, C., & Hashizume, M. (1985). The Popayán, Colombia, earthquake of 31 March 1983. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 75, 1315-1326.
- Lovón, H., Tarque, N., Silva, V., & Yepes-Estrada, C. (2018). Development of Fragility Curves for Confined Masonry Buildings in Lima, Peru. *Earthquake Spectra*, 34(2), 899-927. <https://doi.org/10.1193/090517EQS174M>

- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988). Theoretical Stress–Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804-1826.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804))
- McGuire, R. K. (2004). *Seismic Hazard and Risk Analysis*. Earthquake Engineering Research Institute.
- Meléndez Cáceres, C. V., & Quiroz Velazco, V. F. (2023). *Influencia de la variación del espaciamiento del refuerzo transversal en el desempeño sísmico mediante el análisis estático no lineal (Pushover) en pórticos de concreto armado* [Tesis de licenciatura]. Universidad Católica de Santa María.
<https://repositorio.ucsm.edu.pe/items/76f06b86-46ea-4482-8820-f647ff29914d>
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *Norma Técnica E.030: Diseño sismorresistente (Reglamento Nacional de Edificaciones)* (Modificada por Resolución Ministerial N.º 355-2018-VIVIENDA). Diario Oficial El Peruano.
- Moreno González, R. (2006). *Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona* [Tesis doctoral]. Universitat Politècnica de Catalunya. <https://hdl.handle.net/10803/6247>
- Moretti, M. L. (2015). Seismic Design of Masonry and Reinforced Concrete Infilled Frames: A Comprehensive Overview. *American Journal of Engineering and Applied Sciences*, 8(4), 748-766. <https://doi.org/10.3844/ajeassp.2015.748.766>
- National Information Service for Earthquake Engineering. (2007). *Earthquake Engineering Online Archive*. <https://nisee.berkeley.edu>
- Noh, N. M., Liberatore, L., Mollaioli, F., & Tesfamariam, S. (2017). Modelling of Masonry Infilled RC Frames Subjected to Cyclic Loads: State of the Art Review and

- Modelling with OpenSees. *Engineering Structures*, 150, 599-621.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.07.002>
- Ñaupas Paitán, H., Mejía Mejía, E., Novoa Ramírez, E., & Villagómez Paucar, A. (2018).
Metodología de la investigación cuantitativa-cualitativa y redacción de la tesis
 (5.^a ed.).
- OpenSees. (s.f.). *Steel01 Material* [s. f].
https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Steel01_Material
- Park, R., & Paulay, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. John Wiley & Sons.
<https://doi.org/10.1002/9780470172834>
- Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley & Sons. <https://doi.org/10.1002/9780470172841>
- Rojas Berríos, M. (2024, agosto). *Sismo de 4.2 en Cusco dañó muros de complejo arqueológico: Desprendimiento de rocas y fisuras en la infraestructura* [Infobae Perú]. Consultado el 15 de diciembre de 2025, desde
<https://www.infobae.com/peru/2024/08/14/sismo-de-42-en-cusco-dano-muros-de-complejo-arqueologico-desprendimiento-de-rocas-y-fisuras-en-la-infraestructura/>
- Rousseeuw, P. J. (1987). Silhouettes: A Graphical Aid to the Interpretation and Validation of Cluster Analysis. *Journal of Computational and Applied Mathematics*, 20, 53-65.
[https://doi.org/10.1016/0377-0427\(87\)90125-7](https://doi.org/10.1016/0377-0427(87)90125-7)
- San Bartolomé, A. (2005). *Comentarios a la Norma E.070*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Somerville, P., & Moriwaki, Y. (2003). Ground Motion Hazard Maps. *Proceedings of the 6th International Conference on Seismic Zonation*, 1-12.

- Spacone, E., Filippou, F. C., & Taucer, F. F. (1996). Fiber Beam–Column Model for Non-Linear Analysis of R/C Frames: Part I. Formulation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 25(7), 711-725. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199607\)25:7<711::AID-EQE576>3.0.CO;2-6](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199607)25:7<711::AID-EQE576>3.0.CO;2-6)
- Stafford Smith, B. (1966). Behavior of Square Infilled Frames. *Journal of the Structural Division*, 92(ST1), 381-403.
- Tacuri Mescoco, J. J., & Zamata Rojas, D. F. (2025). *Evaluación del desempeño sísmico de viviendas autoconstruidas de concreto armado en el centro poblado de Compone, ante la acción de un sismo severo y moderado* [Tesis de licenciatura]. Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco.
- Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). Incremental Dynamic Analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491-514.
<https://doi.org/10.1002/eqe.141>
- van der Maaten, L., & Hinton, G. (2008). Visualizing data using t-SNE. *Journal of Machine Learning Research*, 9, 2579-2605.
- Vargas Febres, L. (2024). *La autoconstrucción en la periferia de Cusco: Un estudio de vulnerabilidad estructural*. Consultado el 15 de diciembre de 2025, desde <https://area.fadu.uba.ar/area-2502/vargas-febres2502/>

ANEXOS A

*

Anexo A. Fichas de observación (captura de datos)

Figura A2

Ficha de captura de datos (2).







 FORMATO DE CAPTURA DE DATOS PARA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL 																					
VULNERABILIDAD																					
Posición en manzana: <input type="checkbox"/> Esquina <input type="checkbox"/> Medio <input type="checkbox"/> Aislado																					
Irregularidad en planta <input type="checkbox"/> I. Torsional <input type="checkbox"/> I. Torsional extrema <input type="checkbox"/> Esquinas entrantes (20%) <input type="checkbox"/> Discontinuidad de diafragma (50%) <input type="checkbox"/> Sistemas no paralelos Otras fuentes de vulnerabilidad <input type="checkbox"/> Conexión excéntrica viga-columna <input type="checkbox"/> Péndulo invertido/una sola hilera de columnas <input type="checkbox"/> Columna débil-viga fuerte	Irregularidad en planta <input type="checkbox"/> Piso blando <input type="checkbox"/> Piso débil <input type="checkbox"/> I. extrema de rigidez <input type="checkbox"/> I. extrema de resistencia <input type="checkbox"/> I. de masa o peso <input type="checkbox"/> I. geométrica vertical <input type="checkbox"/> Discontinuidad en sistemas resistentes <input type="checkbox"/> Discontinuidad extrema de sistemas resistentes Edificio vecino N° Pisos: _____ Separación: _____ Uso: _____ <input type="checkbox"/> Marcos <input type="checkbox"/> Sin daño <input type="checkbox"/> Muros <input type="checkbox"/> Daño medio <input type="checkbox"/> Otro <input type="checkbox"/> Daño severo <input type="checkbox"/> Pisos a diferente altura																				
Calidad de mano de obra: <input type="checkbox"/> Buena <input type="checkbox"/> Intermedia <input type="checkbox"/> Baja																					
SISTEMA ESTRUCTURAL																					
Material en muros <input type="checkbox"/> Ladrillo sólido artesanal <input type="checkbox"/> Ladrillo sólido industrial <input type="checkbox"/> Alveolar <input type="checkbox"/> Hueca <input type="checkbox"/> Tubular <input type="checkbox"/> Otro: _____ Tipo de material: _____ Aislamiento de tabique <input type="checkbox"/> Sin aislamiento <input type="checkbox"/> Laterales <input type="checkbox"/> Superior Tipo de aparejo <input type="checkbox"/> Soga <input type="checkbox"/> Cabeza <input type="checkbox"/> Canto Espesor de muro= _____ Arrioste en tabiquería <input type="checkbox"/> Superior <input type="checkbox"/> Laterales <input type="checkbox"/> Sin Arriostres	Sección de elementos predominantes <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <th style="text-align: left;">Forma</th> <th style="text-align: center;">Rectángulo</th> <th style="text-align: center;">Circular</th> <th style="text-align: center;">Sección L</th> </tr> <tr> <td>Columnas</td> <td style="text-align: center;"><input type="checkbox"/></td> <td style="text-align: center;"><input type="checkbox"/></td> <td style="text-align: center;"><input type="checkbox"/></td> </tr> <tr> <td>Vigas Principales</td> <td style="text-align: center;"><input type="checkbox"/></td> <td style="text-align: center;"><input type="checkbox"/></td> <td style="text-align: center;"><input type="checkbox"/></td> </tr> <tr> <td>Vigas Secundarias</td> <td style="text-align: center;"><input type="checkbox"/></td> <td style="text-align: center;"><input type="checkbox"/></td> <td style="text-align: center;"><input type="checkbox"/></td> </tr> <tr> <td>Diagonales</td> <td style="text-align: center;"><input type="checkbox"/></td> <td style="text-align: center;"><input type="checkbox"/></td> <td style="text-align: center;"><input type="checkbox"/></td> </tr> </table> <div style="display: flex; align-items: center; margin-top: 10px;"> <div style="text-align: center; margin-right: 20px;">  Ejemplo: $b \times h$ </div> <div style="text-align: center; margin-right: 20px;">  $\varnothing = D$ </div> <div style="text-align: center; margin-right: 20px;">  $b \times t$ </div> <div style="text-align: center;">  $2L \ b \times t$ </div> </div>	Forma	Rectángulo	Circular	Sección L	Columnas	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Vigas Principales	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Vigas Secundarias	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Diagonales	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Forma	Rectángulo	Circular	Sección L																		
Columnas	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>																		
Vigas Principales	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>																		
Vigas Secundarias	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>																		
Diagonales	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>																		
SISTEMA DE PISO/TECHO																					
Sistema de piso <input type="checkbox"/> Losa apoyada en traveses <input type="checkbox"/> Losa plana (sin traveses) Losa de concreto <input type="checkbox"/> Maciza <input type="checkbox"/> Aligerada Espesor total: _____ Capa de compresión: _____ Cubierta de techo <input type="checkbox"/> Igual a sistema de piso. H: _____ <input type="checkbox"/> Lámina metálica <input type="checkbox"/> Lámina de asbesto/plástico <input type="checkbox"/> Madera <input type="checkbox"/> Teja <input type="checkbox"/> Otro: _____ Forma de Cubierta <input type="checkbox"/> Techo plano horizontal <input type="checkbox"/> Inclinado pendiente: _____ % <input type="checkbox"/> Bóveda cilíndrica: _____ <input type="checkbox"/> Cúpula: _____																					
ESTRUCTURA PRINCIPAL VERTICAL Pórticos en el entrepiso representativo Números de pórticos paralelos: a X= _____ Y= _____ Claro promedio: X= _____ Y= _____ Número total de columnas: _____ (en todo el entrepiso)																					
Muros en el entrepiso representativo Suma de longitudes de muros y espesor (t): Albañilería: $\Sigma Lx =$ _____ $\Sigma Ly =$ _____ $t =$ _____ cm																					
Planos: <input type="checkbox"/> Arquitectónico <input type="checkbox"/> Estructural <input type="checkbox"/> Memoria de Cálculo <input type="checkbox"/> Autoconstrucción Especificar: _____																					
OBSERVACIONES Y COMENTARIOS																					

Figura A3

Ficha de captura de datos (3).

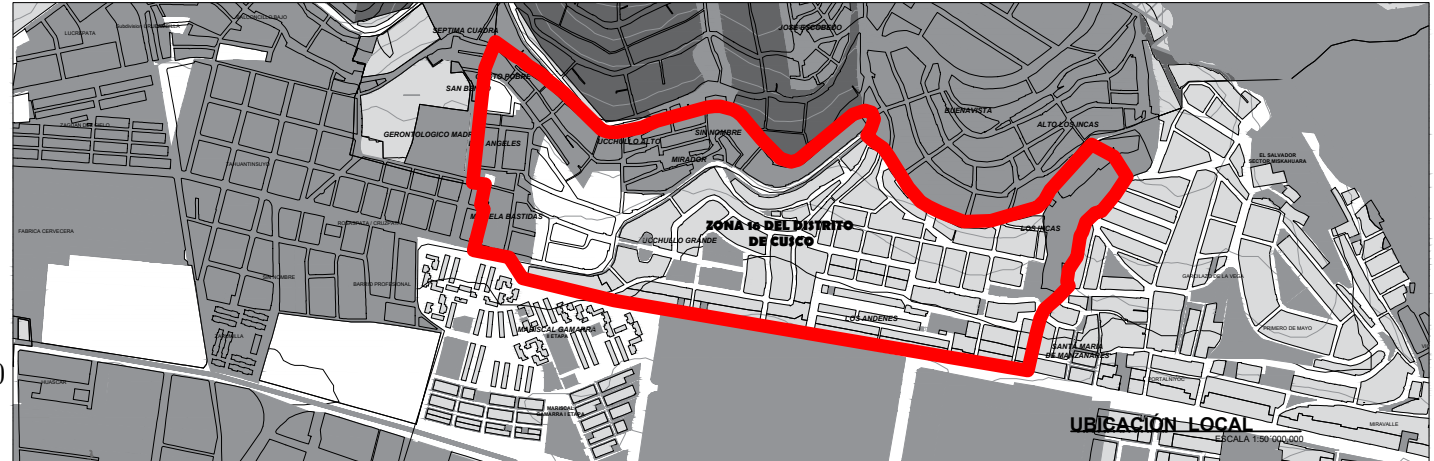
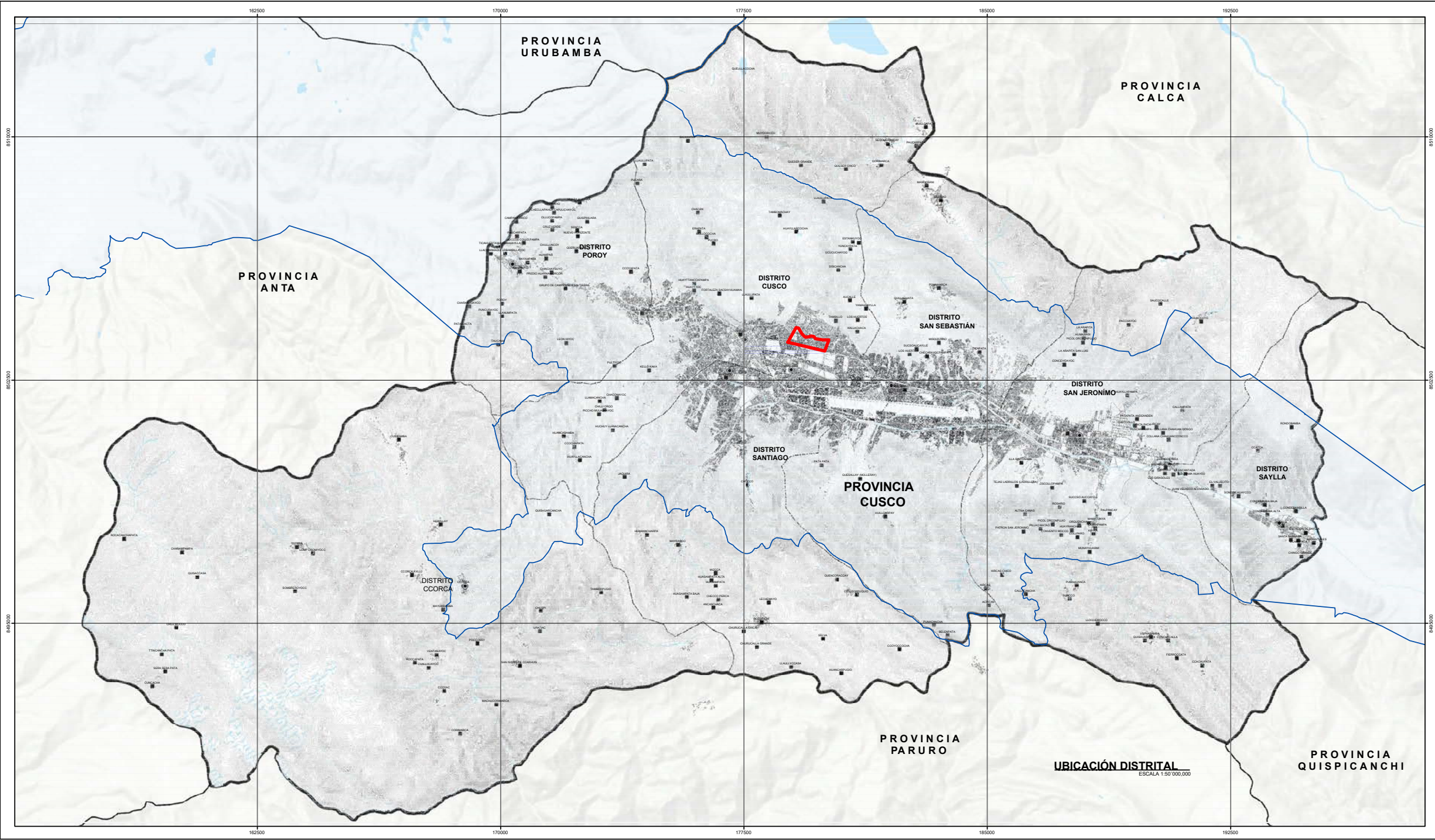
FORMATO DE CAPTURA DE DATOS PARA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	
CROQUIS DE LA VIVIENDA	
<div style="text-align: right;">N ↑ NORTE</div>	
ANEXOS	

ANEXOS B

*

Anexo B. Planos en general

P-01. Plano de ubicación de la Zona 16 – Cusco



LEYENDA	
	Capital de distrito
	Centros poblados
	Curvas de nivel_5m
	Red vial
	Límite Distrital Referencial
	Límite Provincial Referencial
	Cuerpos de agua
	Zona 16 del distrito de Cusco



Universidad Nacional
de San Antonio Abad
del Cusco



Facultad de Ingeniería
Civil

Tesis:

**EVALUACIÓN DEL
DESEMPEÑO SÍSMICO
CONSIDERANDO
INTERACCIÓN
TABIQUE PORTICO EN
VIVIENDAS
INFORMALES DE
TRES Y CUATRO
NIVELES EN LA ZONA
16 DEL DISTRITO DE
CUSCO, 2024**

Plano:

**PLANO DE
UBICACIÓN DE LA
ZONA 16**

Autores:

Bach. Danny Edward
Masias Quispe

Bach. Eva Marineth
Chauca Gutierrez

Asesor:

Ing. José Felipe
Azpilicueta Carbonell

Escala:

Indicada

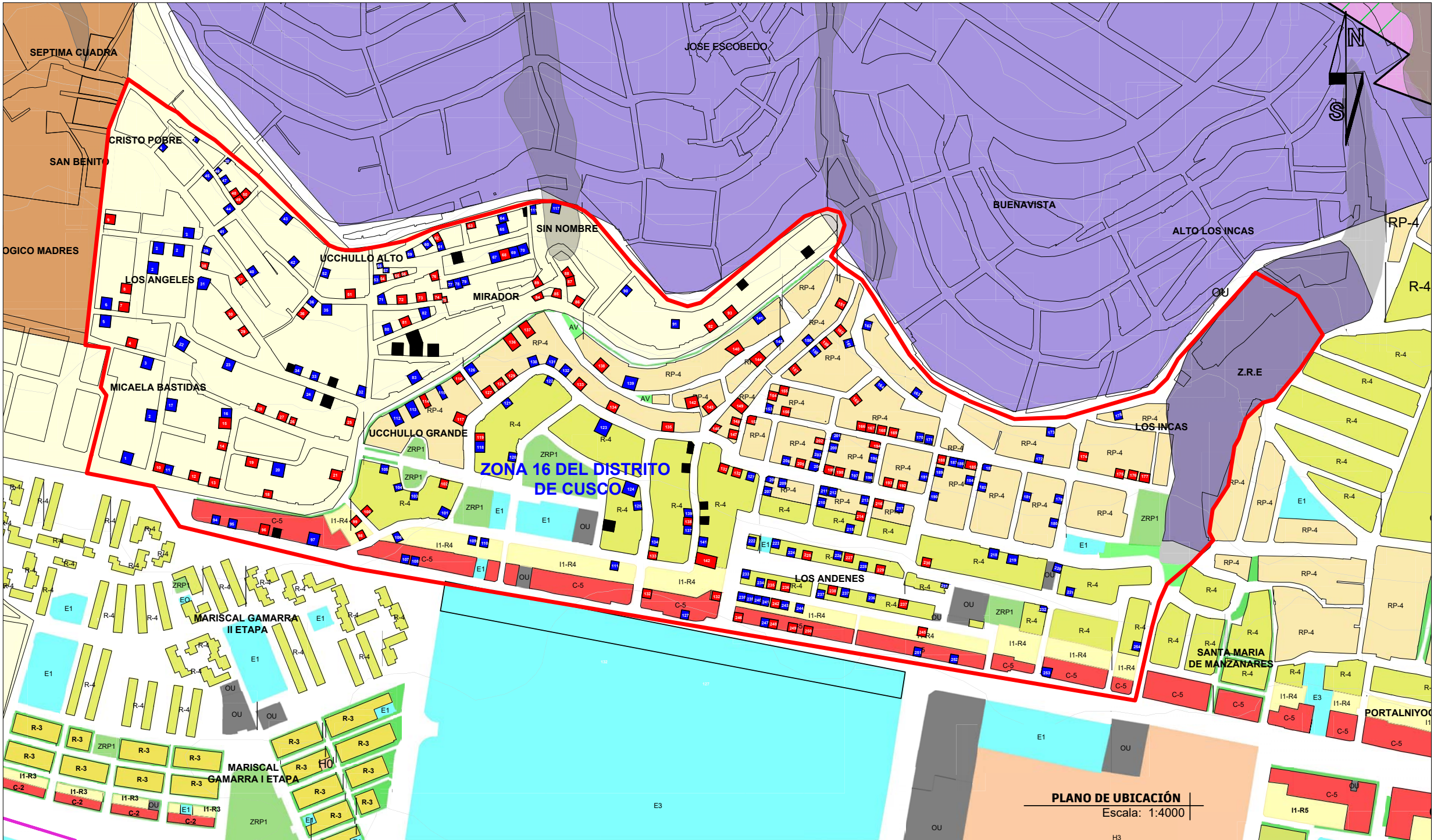
Fecha:

Septiembre 2025

P-01

Lámina 1/9

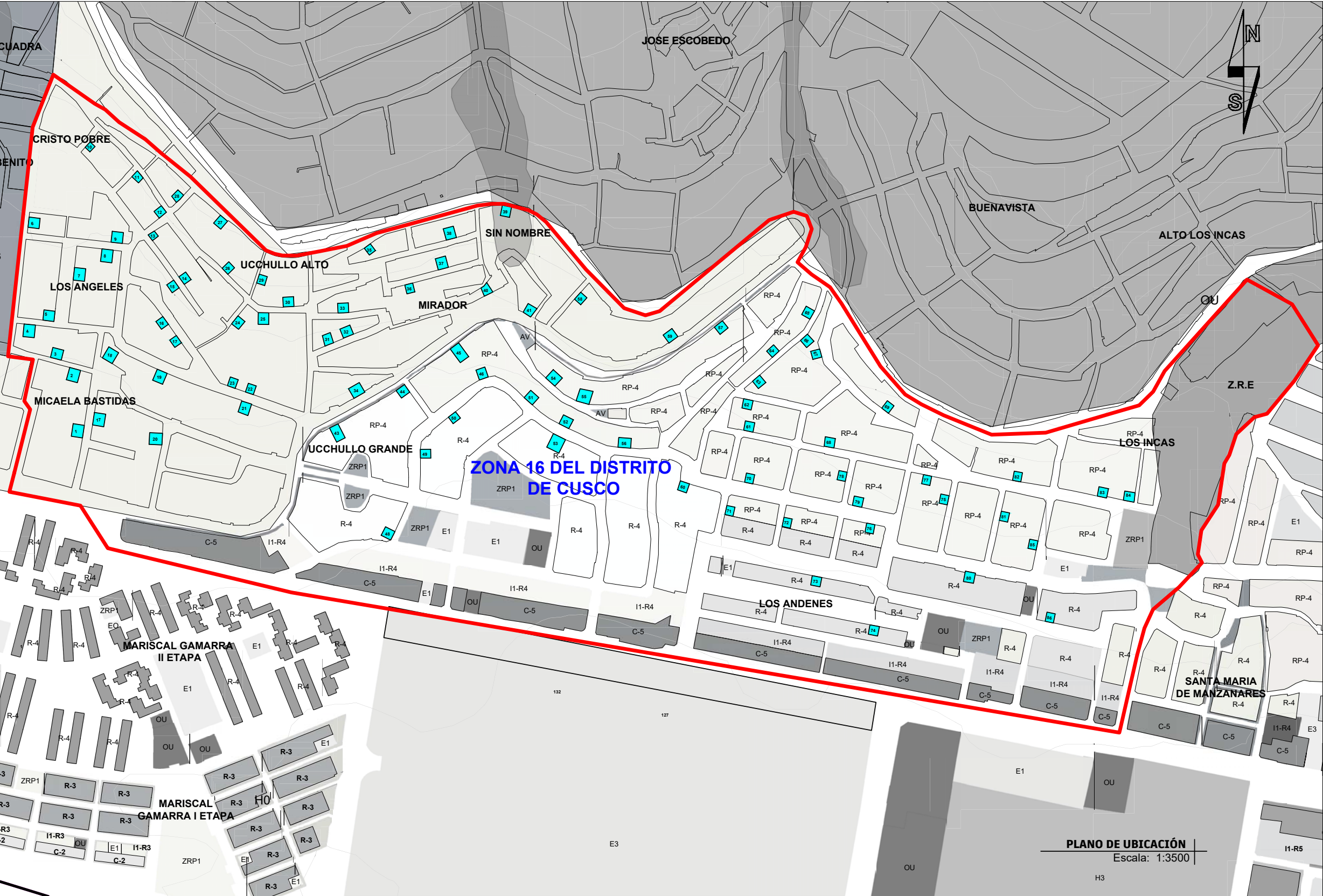
P-02. Distribución de población de viviendas de 3 y 4 niveles en la Zona 16 – Cusco



Coordenadas de las viviendas de 3 y 4 Niveles de la Población

COD	LATITUD	LONGITUD	COTA	32	13°31'5.78"S	71°57'21.22"O	3441	64	13°31'11.32"S	71°57'15.68"O	3402	96	13°31'4.80"S	71°57'42.34"O	3436	128	13°31'2.67"S	71°57'24.45"O	3422	160	13°31'13.22"S	71°57'18.17"O	3362	194	13°31'6.94"S	71°57'21.64"O	3362	226	13°31'9.94"S	71°57'18.57"O	3441	
1	13°31'7.73"S	71°57'14.69"O	3408	33	13°31'2.01"S	71°57'33.39"O	3376	65	13°30'59.66"S	71°57'43.82"O	3430	97	13°31'7.89"S	71°57'37.63"O	3375	129	13°31'6.07"S	71°57'28.39"O	3415	161	13°31'6.71"S	71°57'28.39"O	3386	195	13°31'6.35"S	71°57'19.89"O	3363	227	13°31'11.09"S	71°57'21.63"O	3373	
2	13°31'2.67"S	71°57'24.45"O	3422	34	13°31'2.11"S	71°57'24.37"O	3434	66	13°31'4.90"S	71°57'44.86"O	3424	98	13°31'9.47"S	71°57'35.87"O	3425	130	13°31'5.48"S	71°57'24.70"O	3437	162	13°31'9.43"S	71°57'28.33"O	3373	196	13°31'11.63"S	71°57'17.72"O	3370	228	13°31'9.64"S	71°57'22.69"O	3407	
3	13°31'6.07"S	71°57'20.90"O	3415	35	13°31'9.93"S	71°57'29.25"O	3385	67	13°31'4.90"S	71°57'29.83"O	3420	99	13°30'58.71"S	71°57'48.04"O	3391	131	13°31'7.56"S	71°57'28.33"O	3445	163	13°30'59.44"S	71°57'31.18"O	3446	197	13°31'0.77"S	71°57'35.25"O	3432	229	13°31'10.15"S	71°57'30.78"O	3422	
4	13°31'5.22"S	71°57'40.62"O	3437	36	13°31'8.59"S	71°57'33.41"O	3379	68	13°31'6.63"S	71°57'30.95"O	3414	100	13°31'2.55"S	71°57'26.98"O	3424	132	13°31'9.13"S	71°57'28.77"O	3445	164	13°31'2.94"S	71°57'47.10"O	3405	198	13°31'9.58"S	71°57'26.67"O	3363	230	13°31'10.23"S	71°57'35.24"O	3434	
5	13°31'7.56"S	71°57'28.33"O	3445	37	13°30'59.66"S	71°57'36.40"O	3408	69	13°31'6.69"S	71°57'30.91"O	3392	101	13°31'9.06"S	71°57'21.77"O	3362	133	13°31'7.56"S	71°57'24.89"O	3408	165	13°31'2.26"S	71°57'24.89"O	3424	199	13°31'5.31"S	71°57'41.50"O	3423	231	13°31'12.47"S	71°57'20.15"O	3421	
6	13°31'3.96"S	71°57'46.71"O	3445	38	13°31'12.97"S	71°57'16.07"O	3366	70	13°31'6.94"S	71°57'21.64"O	3362	102	13°31'7.07"S	71°57'42.16"O	3410	134	13°30'58.12"S	71°57'49.37"O	3420	166	13°31'2.58"S	71°57'25.37"O	3417	200	13°31'2.33"S	71°57'25.29"O	3443	232	13°31'10.52"S	71°57'34.19"O	3377	
7	13°31'7.73"S	71°57'14.69"O	3408	39	13°31'1.88"S	71°57'34.60"O	3438	71	13°31'6.35"S	71°57'18.89"O	3363	103	13°31'6.75"S	71°57'35.13"O	3435	135	13°31'5.78"S	71°57'21.22"O	3441	167	13°31'2.43"S	71°57'25.20"O	3417	201	13°31'3.93"S	71°57'30.87"O	3414	233	13°31'1.69"S	71°57'34.82"O	3441	
8	13°31'7.56"S	71°57'24.89"O	3408	40	13°31'6.92"S	71°57'45.82"O	3364	72	13°31'11.63"S	71°57'17.72"O	3370	104	13°31'3.09"S	71°57'50.44"O	3363	136	13°31'2.01"S	71°57'33.39"O	3376	168	13°31'6.39"S	71°57'43.63"O	3394	202	13°31'4.80"S	71°57'42.34"O	3436	234	13°31'6.96"S	71°57'22.15"O	3373	
9	13°31'7.48"S	71°57'15.37"O	3407	41	13°31'3.40"S	71°57'36.14"O	3431	73	13°31'0.77"S	71°57'35.25"O	3432	105	13°31'7.31"S	71°57'37.69"O	3432	137	13°31'2.11"S	71°57'24.37"O	3434	169	13°31'2.67"S	71°57'24.45"O	3422	203	13°31'7.89"S	71°57'37.63"O	3375	235	13°31'7.94"S	71°57'26.49"O	3375	
10	13°31'9.03"S	71°57'15.27"O	3397	42	13°31'2.05"S	71°57'34.12"O	3433	74	13°31'9.58"S	71°57'26.67"O	3363	106	13°31'8.94"S	71°57'27.91"O	3436	138	13°31'9.93"S	71°57'28.25"O	3385	170	13°31'6.07"S	71°57'20.90"O	3415	204	13°31'9.47"S	71°57'35.87"O	3425	236	13°31'12.73"S	71°57'24.57"O	3367	
11	13°31'13.21"S	71°57'13.21"O	3366	43	13°31'7.25"S	71°57'42.90"O	3388	75	13°31'5.31"S	71°57'41.50"O	3423	107	13°31'5.14"S	71°57'45.44"O	3433	139	13°31'8.59"S	71°57'33.41"O	3379	171	13°31'5.48"S	71°57'24.70"O	3437	205	13°30'58.71"S	71°57'48.04"O	3391	237	13°31'8.45"S	71°57'34.22"O	3443	
12	13°30'55.95"S	71°57'48.52"O	3436	44	13°31'9.94"S	71°57'18.57"O	3441	76	13°31'11.09"S	71°57'21.63"O	3373	108	13°31'11.32"S	71°57'15.68"O	3402	140	13°30'59.66"S	71°57'36.40"O	3408	172	13°31'7.56"S	71°57'28.33"O	3445	206	13°31'2.55"S	71°57'26.98"O	3424	238	13°31'2.89"S	71°57'38.81"O	3419	
13	13°31'11.41"S	71°57'16.94"O	3377	45	13°31'1.09"S	71°57'21.63"O	3373	77	13°31'3.93"S	71°57'30.87"O	3441	109	13°30'59.66"S	71°57'43.82"O	3402	141	13°31'12.97"S	71°57'16.07"O	3366	173	13°31'9.13"S	71°57'24.37"O	3434	207	13°31'9.06"S	71°57'21.77"O	3366	239	13°31'7.89"S	71°57'37.63"O	3375	
14	13°31'0.65"S	71°57'48.32"O	3414	46	13°31'9.64"S	71°57'22.69"O	3407	78	13°31'4.80"S	71°57'42.34"O	3436	110	13°31'4.80"S	71°57'44.86"O	3424	142	13°31'1.88"S	71°57'34.60"O	3438	174	13°31'7.56"S	71°57'24.89"O	3408	208	13°30'59.96"S	71°57'38.78"O	3442	240	13°31'9.47"S	71°57'35.87"O	3425	
15	13°30'59.96"S	71°57'38.78"O	3444	47	13°31'10.15"S	71°57'30.78"O	3422	79	13°31'0.77"S	71°57'35.25"O	3432	111	13°31'7.56"S	71°57'37.69"O	3432	143	13°31'6.07"S	71°57'28.39"O	3385	175	13°31'2.94"S	71°57'47.10"O	3405	209	13°31'13.22"S	71°57'18.17"O	3362	241	13°30'58.71"S	71°57'48.04"O	3391	
16	13°31'13.22"S	71°57'18.17"O	3362	48	13°31'10.23"S	71°57'35.24"O	3434	80	13°31'9.47"S	71°57'35.87"O	3425	112	13°31'7.48"S	71°57'15.37"O	3407	144	13°31'3.40"S	71°57'27.91"O	3397	176	13°31'2.11"S	71°57'24.37"O	3434	210	13°31'6.71"S	71°57'28.39"O	3386	242	13°31'2.55"S	71°57'26.98"O	3424	
17	13°31'6.71"S	71°57'28.33"O	3386	49	13°31'12.47"S	71°57'20.15"O	3421	81	13°30'58.71"S	71°57'48.04"O	3391	113	13°31'13.22"S	71°57'18.17"O	3362	145	13°31'9.94"S	71°57'18.57"O	3441	177	13°31'9.93"S	71°57'29.25"O	3385	211	13°31'9.43"S	71°57'28.33"O	3373	243	13°31'9.06"S	71°57'21.77"O	3366	
18	13°31'9.43"S	71°57'28.33"O	3373	50	13°31'4.19"S	71°57'34.19"O	3377	82	13°31'2.55"S	71°57'26.98"O	3424	114	13°31'13.21"S	71°57'18.34"O	3366	146	13°31'11.09"S	71°57'21.63"O	3373	180	13°31'8.59"S	71°57'33.41"O	3379	212	13°30'59.44"S	71°57'37.18"O	3446	244	13°31'7.07"S	71°57'42.16"O	3410	
19	13°30'59.44"S	71°57'37.18"O	3446	51	13°31'1.69"S	71°57'34.82"O	3441	83	13°31'9.06"S	71°57'21.77"O	3362	115	13°30'55.95"S	71°57'48.52"O	3436	147	13°31'9.64"S	71°57'22.69"O	3407	181	13°30'59.66"S	71°57'36.40"O	3408	213	13°31'2.94"S	71°57'47.10"O	3405	245	13°31'6.75"S	71°57'35.13"O	3435	
20	13°31'2.94"S	71°57'47.10"O	3405	52	13°31'6.96"S	71°57'22.15"O	3373	84	13°31'7.31"S	71°57'41.50"O	3423	116	13°31'12.97"S	71°57'16.07"O	3366	148	13°31'10.15"S	71°57'30.78"O	3422	182	13°31'12.97"S	71°57'16.07"O	3366	214	13°31'2.26"S	71°57'24.89"O	3424	251	13°31'3.09"S	71°57'50.44"O	3363	
21	13°31'2.26"S	71°57'24.89"O	3424	53	13°31'7.94"S	71°57'26.49"O	3375	85	13°31'6.75"S	71°57'35.13"O	3435	117	13°31'0.55"S	71°57'48.32"O	3414	149	13°31'10.23"S	71°57'35.24"O	3434	183	13°31'1.88"S	71°57'34.60"O	3438	215	13°31'2.58"S	71°57'25.37"O	3417	252	13°31'7.31"S	71°57'37.69"O	3432	
22	13°31'2.58"S	71°57'25.37"O	3417	54	13°31'12.73"S	71°57'24.57"O	3367	86	13°31'3.09"S	71°57'50.44"O	3363	118	13°30'59.96"S	71°57'38.78"O	3442	150	13°31'12.47"S	71°57'20.15"O	3421	184	13°31'6.92"S	71°57'45.82"O	3364	216	13°31'2.43"S	71°57'25.20"O	3417	253	13°31'31"S	71°57'27.91"O	3436	
23	13°31'2.43"S	71°57'25.20"O	3417	55	13°31'8.45"S	71°57'34.22"O	3443	87	13°31'6.69"S	71°57'30.91"O	3392	119	13°31'13.22"S	71°57'18.17"O	3362	151	13°31'6.39"S	71°57'43.63"O	3394	185	13°31'3.40"S	71°57'27.91"O	3397	217	13°31'6.39"S	71°57'43.63"O	3394	254	13°31'8.94"S	71°57'34.22"O	3443	
24	13°31'6.39"S	71°57'43.63"O	3394	56	13°31'2.89"S	71°57'38.81"O	3419	88	13°31'9.94"S	71°57'18.57"O	3441	120	13°31'16.71"S	71°57'28.39"O	3386	152	13°31'2.67"S	71°57'24.45"O	3422	186	13°31'9.94"S	71°57'18.57"O	3441	218	13°31'2.67"S	71°57'24.45"O	3422					
25	13°31'2.67"S	71°57'24.45"O	3422	57	13°30'56.47"S	71°57'46.94"O	3435	89	13°31'6.35"S	71°57'18.89"O	3363	121	13°31'9.43"S	71°57'28.33"O	3373	153	13°31'6.07"S	71°57'28.39"O	3385	187	13°31'11.09"S	71°57'21.63"O	3373	219	13°31'6.75"S	71°57'35.13"O	3435					
26	13°31'6.07"S	71°57'20.90"O	3415	58	13°30'55.95"S	71°57'48.71"O	3444	90	13°31'11.63"S	71°57'17.72"O	3370	122	13°30'59.44"S	71°57'37.18"O	3446	154	13°31'5.48"S	71°57'24.70"O	3437	188	13°31'9.64"S	71°57'22.69"O	3407	220	13°31'12.97"S	71°57'16.07"O	3366					
27	13°31'5.48"S	71°57'24.70"O	3437	59	13°31'3.83"S	71°57'43.74"O	3438	91	13°31'0.77"S	71°57'35.25"O	3432	123	13°31'2.94"S	71°57'47.10"O	3405	155	13°31'7.56"S	71°57'28.33"O	3445	189	13°31'10.15"S	71°57'30.78"O	3422	221	13°31'1.88"S	71°57'34.60"O	3438					
28	13°31'7.56"S	71°57'28.33"O	3445	60	13°31'9.38"S	71°57'34.38"O	3377	92	13°31'9.58"S	71°57'26.67"O	3363	124	13°31'2.26"S	71°57'24.89"O	3424	156	13°31'9.13"S	71°57'28.77"O	3445	190	13°31'10.23"S	71°57'35.24"O	3434	222	13°31'6.92"S	71°57'45.82"O	3364					
29	13°31'9.13"S	71°57'28.77"O	3445	61	13°31'7.31"S	71°57'37.69"O	3432	93	13°31'5.31"S	71°57'41.50"O	3423	125	13°31'2.58"S	71°57'25.37"O	3417	157	13°31'7.56"S	71°57'24.89"O	3408	191	13°31'12.47"S	71°57'20.15"O	3421	223	13°31'3.40"S	71°57'27.91"O	3417					


P-03. Distribución de muestra de viviendas de 3 y 4 niveles en la Zona 16 – Cusco




Coordenadas de las viviendas de la muestra

COD	LATITUD	LONGITUD	COTA	14	13°31'0.65"S	71°57'48.32"E	3414	30	13°31'7.56"S	71°57'24.89"E	3408	46	13°31'9.64"S	71°57'22.69"E	3407	62	13°31'8.94"S	71°57'27.91"E	3436	78	13°31'4.80"S	71°57'42.34"E	3436
1	13°31'7.73"S	71°57'14.69"E	3408	15	13°30'59.96"S	71°57'38.78"E	3442	31	13°30'58.12"S	71°57'49.37"E	3420	47	13°31'10.15"S	71°57'30.78"E	3422	63	13°31'5.14"S	71°57'45.44"E	3433	79	13°31'7.89"S	71°57'37.63"E	3375
2	13°31'2.67"S	71°57'24.45"E	3422	16	13°31'13.22"S	71°57'18.17"E	3362	32	13°31'5.78"S	71°57'21.22"E	3441	48	13°31'10.23"S	71°57'35.24"E	3434	64	13°31'11.32"S	71°57'15.68"E	3402	80	13°31'9.47"S	71°57'35.87"E	3425
3	13°31'6.07"S	71°57'20.90"E	3415	17	13°31'6.71"S	71°57'28.39"E	3386	33	13°31'2.01"S	71°57'33.39"E	3376	49	13°31'12.47"S	71°57'20.15"E	3421	65	13°30'59.66"S	71°57'43.82"E	3430	81	13°30'58.71"S	71°57'48.04"E	3391
4	13°31'5.22"S	71°57'40.62"E	3437	18	13°31'9.43"S	71°57'28.33"E	3373	34	13°31'2.11"S	71°57'24.37"E	3434	50	13°31'10.52"S	71°57'34.19"E	3377	66	13°31'4.49"S	71°57'44.86"E	3424	82	13°31'2.55"S	71°57'26.98"E	3424
5	13°31'7.56"S	71°57'28.33"E	3445	19	13°30'59.44"S	71°57'37.18"E	3446	35	13°31'9.93"S	71°57'29.25"E	3385	51	13°31'1.69"S	71°57'34.82"E	3441	67	13°31'4.90"S	71°57'29.83"E	3420	83	13°31'9.06"S	71°57'21.77"E	3362
6	13°31'3.98"S	71°57'46.71"E	3445	20	13°31'2.94"S	71°57'47.10"E	3405	36	13°31'8.59"S	71°57'33.41"E	3379	52	13°31'6.96"S	71°57'22.15"E	3373	68	13°31'6.63"S	71°57'30.95"E	3414	84	13°31'7.07"S	71°57'42.16"E	3410
7	13°31'7.73"S	71°57'14.69"E	3408	21	13°31'2.26"S	71°57'24.89"E	3424	37	13°30'59.66"S	71°57'36.40"E	3408	53	13°31'7.94"S	71°57'26.49"E	3375	69	13°31'6.89"S	71°57'30.91"E	3392	85	13°31'6.75"S	71°57'35.13"E	3435
8	13°31'7.56"S	71°57'24.89"E	3408	22	13°31'2.58"S	71°57'25.37"E	3417	38	13°31'12.97"S	71°57'16.07"E	3366	54	13°31'12.73"S	71°57'24.57"E	3367	70	13°31'6.94"S	71°57'21.64"E	3362	86	13°31'3.09"S	71°57'50.44"E	3363
9	13°31'7.48"S	71°57'15.37"E	3407	23	13°31'2.43"S	71°57'25.20"E	3417	39	13°31'1.88"S	71°57'34.60"E	3438	55	13°31'8.45"S	71°57'34.22"E	3443	71	13°31'6.35"S	71°57'19.89"E	3363				
10	13°31'9.03"S	71°57'15.27"E	3397	24	13°31'6.39"S	71°57'43.63"E	3394	40	13°31'6.92"S	71°57'45.82"E	3364	56	13°31'2.89"S	71°57'38.81"E	3419	72	13°31'11.63"S	71°57'17.72"E	3370				
11	13°31'13.21"S	71°57'18.34"E	3366	25	13°31'2.67"S	71°57'24.45"E	3422	41	13°31'3.40"S	71°57'36.14"E	3431	57	13°30'56.47"S	71°57'46.94"E	3435	73	13°31'0.77"S	71°57'35.25"E	3432				
12	13°30'55.95"S	71°57'46.52"E	3436	26	13°31'6.07"S	71°57'28.80"E	3415	42	13°31'2.05"S	71°57'41.42"E	3433	58	13°30'55.59"S	71°57'48.71"E	3444	74	13°31'9.58"S	71°57'28.67"E	3363				
13	13°31'11.41"S	71°57'16.94"E	3377	27	13°31'5.48"S	71°57'24.70"E	3437	43	13°31'7.25"S	71°57'42.90"E	3388	59	13°31'3.83"S	71°57'43.74"E	3438	75	13°31'5.31"S	71°57'41.50"E	3423				
14	13°31'0.65"S	71°57'48.32"E	3414	28	13°31'7.56"S	71°57'28.33"E	3445	44	13°31'9.94"S	71°57'18.57"E	3441	60	13°31'9.38"S	71°57'34.38"E	3377	76	13°31'2.33"S	71°57'26.29"E	3443				
				29	13°31'9.13"S	71°57'26.77"E	3445	45	13°31'11.09"S	71°57'21.63"E	3373	61	13°31'7.31"S	71°57'37.69"E	3432	77	13°31'3.93"S	71°57'30.87"E	3414				

LEYENDA	
	Viviendas de la muestra
	Delimitación de la Zona 16



Universidad Nacional
de San Antonio Abad
del Cusco



Facultad de Ingeniería
Civil

Tesis:

EVALUACIÓN DEL
DESEMPEÑO SÍSMICO
CONSIDERANDO
INTERACCIÓN
TABIQUE PORTICO EN
VIVIENDAS
INFORMALES DE
TRES Y CUATRO
NIVELES EN LA ZONA
16 DEL DISTRITO DE
CUSCO, 2024

Plano:

PLANO DE
UBICACIÓN DE LAS
VIVIENDAS DE LA
MUESTRA

Autores:

Bach. Danny Edward
Masias Quispe

Bach. Eva Marineth
Chauca Gutierrez

Asesor:

Ing. José Felipe
Azpilicueta Carbonell

Escala:

Indicada

Fecha:

Septiembre 2025

P-03

Lámina 3/9



Universidad Nacional de San
Antonio Abad del
Cusco



Facultad de Ingeniería
Civil

Tesis:

"EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO
CONSIDERANDO INTERACCIÓN
TABIQUE - PÓRICO EN VIVIENDAS
INFORMALES DE TRES Y CUATRO
NIVELES EN LA ZONA 16 DEL DISTRITO DE
CUSCO, 2024"

Plano:

PLANO DE
ARQUETIPO 1

Autores:

Bach. Danny Edward Masias
Quispe
Bach. Eva Marineth Chauca
Gutierrez

Asesor:

Ing. José Felipe Azpilcueta
Carbonell

Escala:

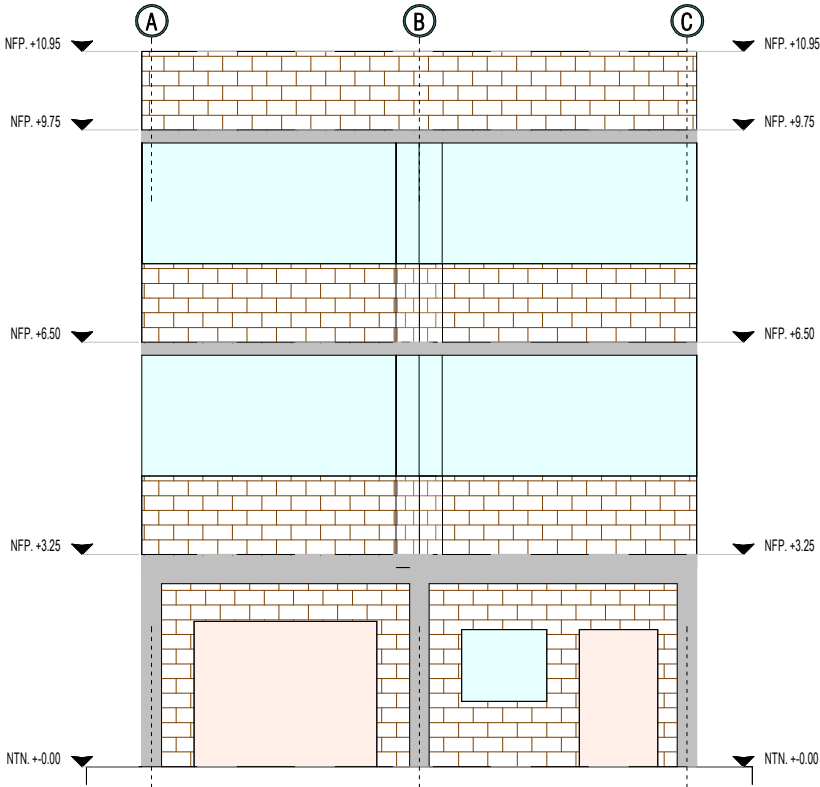
Indicada

Fecha:

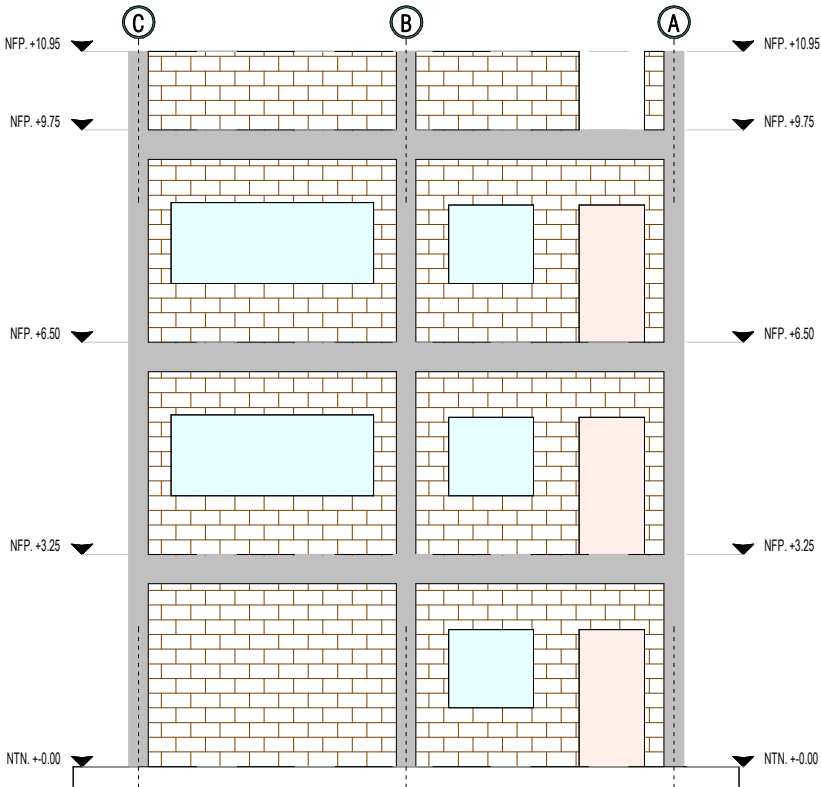
Septiembre 2025

P-04

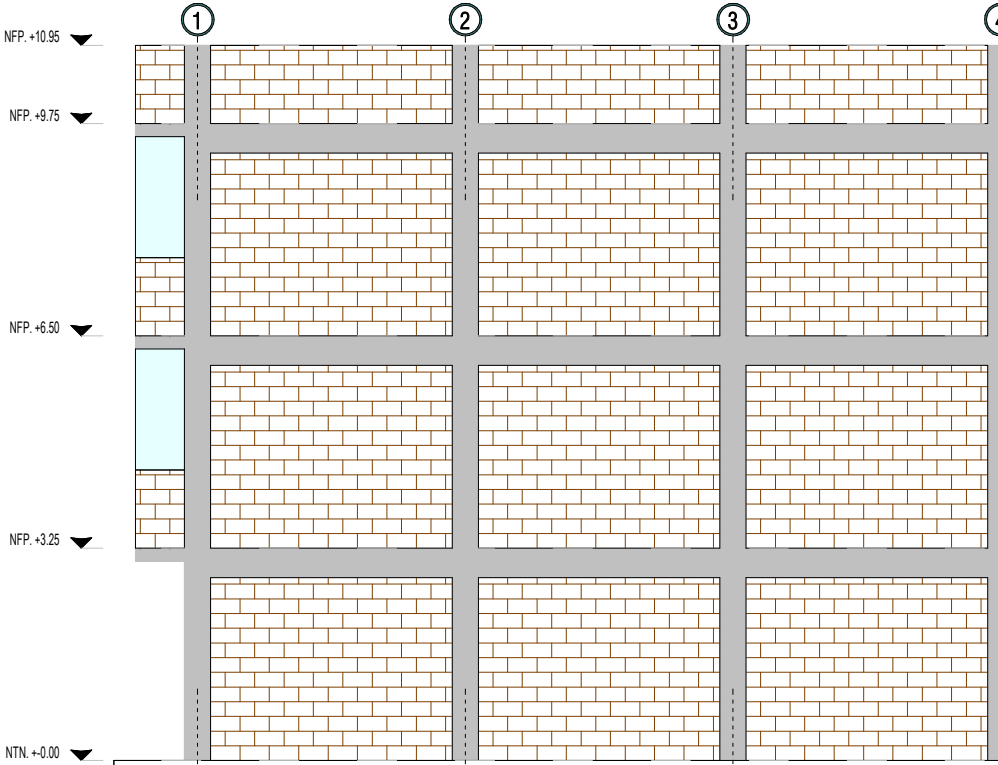
Lámina 4/12



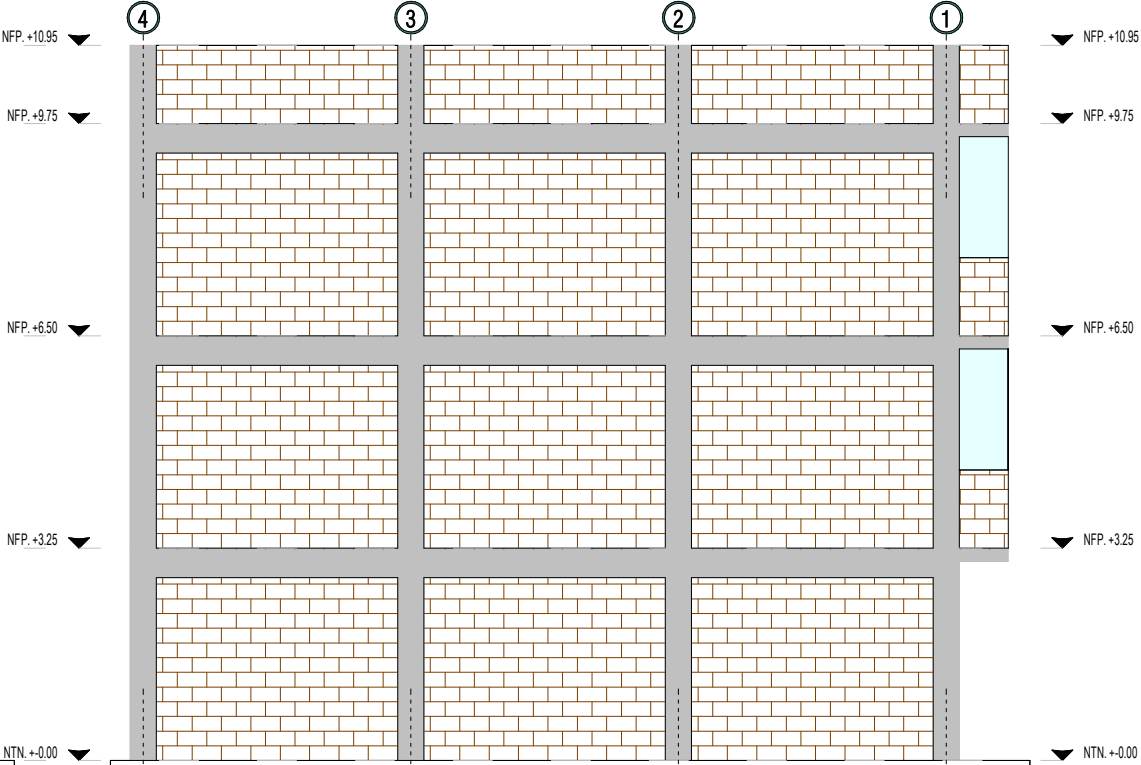
1 Alzado Frontal
1 : 100



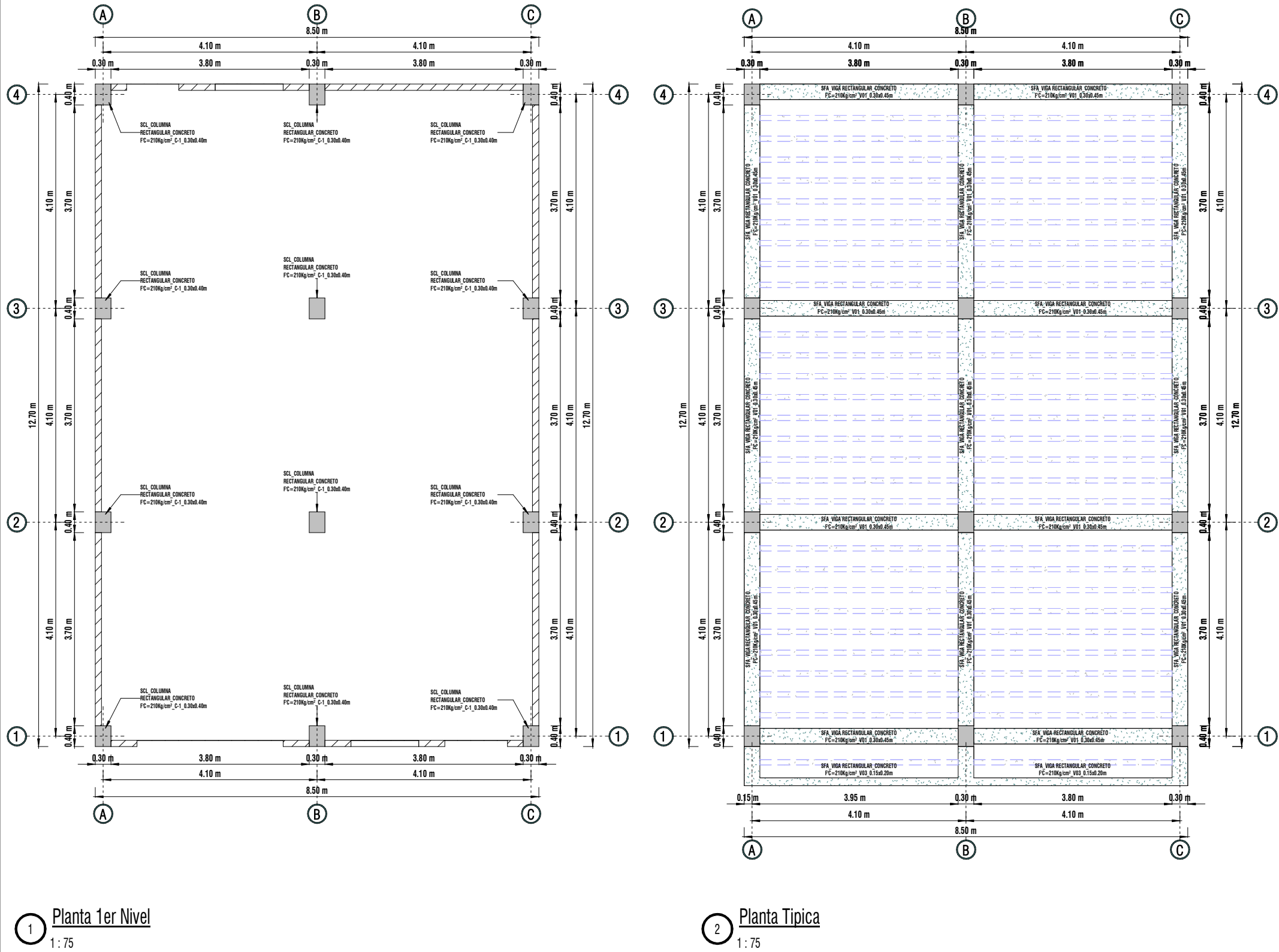
2 Alzado Posterior
1 : 100



3 Elevacion Lateral 01
1 : 100



4 Elevacion Lateral 02
1 : 100



Universidad Nacional de San
Antonio Abad del
Cusco



Facultad de Ingeniería
Civil

Tesis:

"EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO
CONSIDERANDO INTERACCIÓN
TABIQUE - PÓRICO EN VIVIENDAS
INFORMALES DE TRES Y CUATRO
NIVELES EN LA ZONA 16 DEL DISTRITO DE
CUSCO, 2024"

Plano:

**PLANO DE
ARQUETIPO 1**

Autores:

Bach. Danny Edward Masias
Quispe
Bach. Eva Marineth Chauca
Gutierrez

Asesor:

Ing. José Felipe Azpilcueta
Carbonell

Escala:

Indicada

Fecha:

Septiembre 2025

P-05

Lámina 5/12



Universidad Nacional de San
Antonio Abad del
Cusco



Facultad de Ingeniería
Civil

Tesis:

"EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO
CONSIDERANDO INTERACCIÓN
TABIQUE - PÓRICO EN VIVIENDAS
INFORMALES DE TRES Y CUATRO
NIVELES EN LA ZONA 16 DEL DISTRITO DE
CUSCO, 2024"

Plano:

**PLANO DE
ARQUETIPO 1**

Autores:

Bach. Danny Edward Masias
Quispe
Bach. Eva Marineth Chauca
Gutierrez

Asesor:

Ing. José Felipe Azpilcueta
Carbonell

Escala:

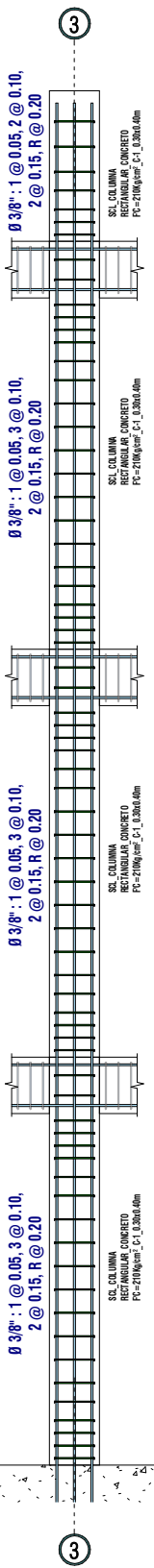
Indicada

Fecha:

Septiembre 2025

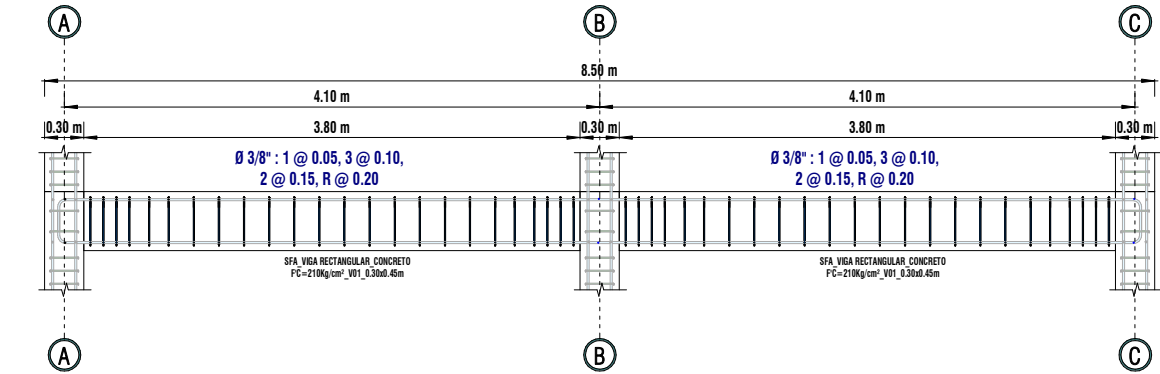
P-06

Lámina 6/12



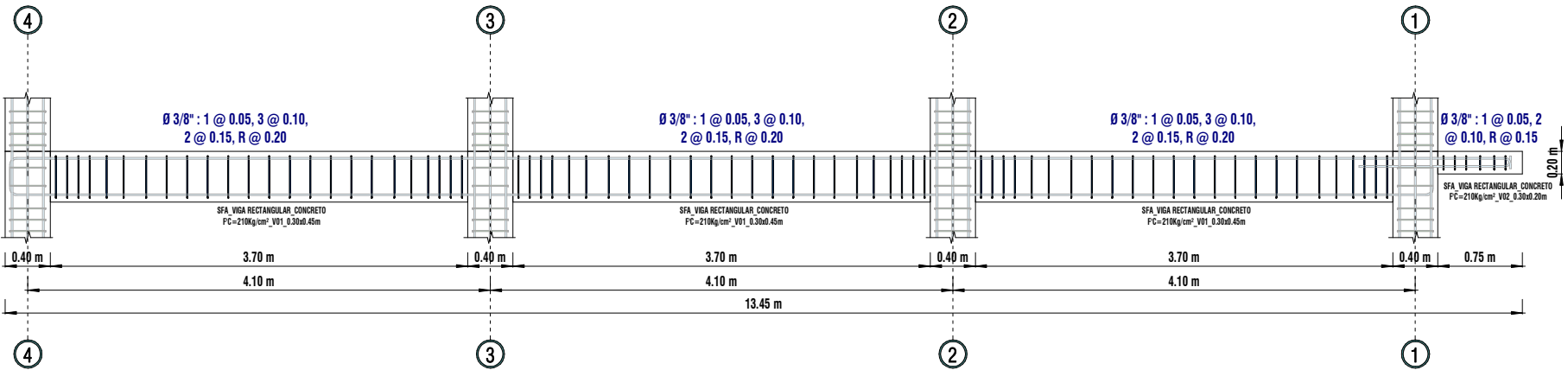
Seccion Tipica de Columna C-01

1:50



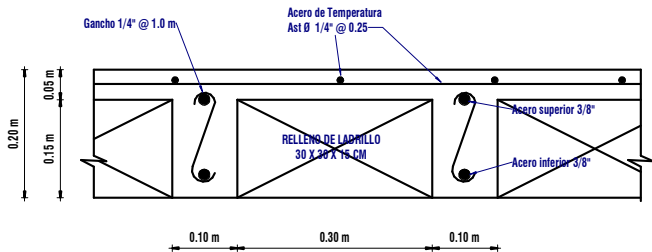
Seccion de Viga - Eje 1, 2, 3 y 4

1:50



Seccion de Viga - Eje A, B y C

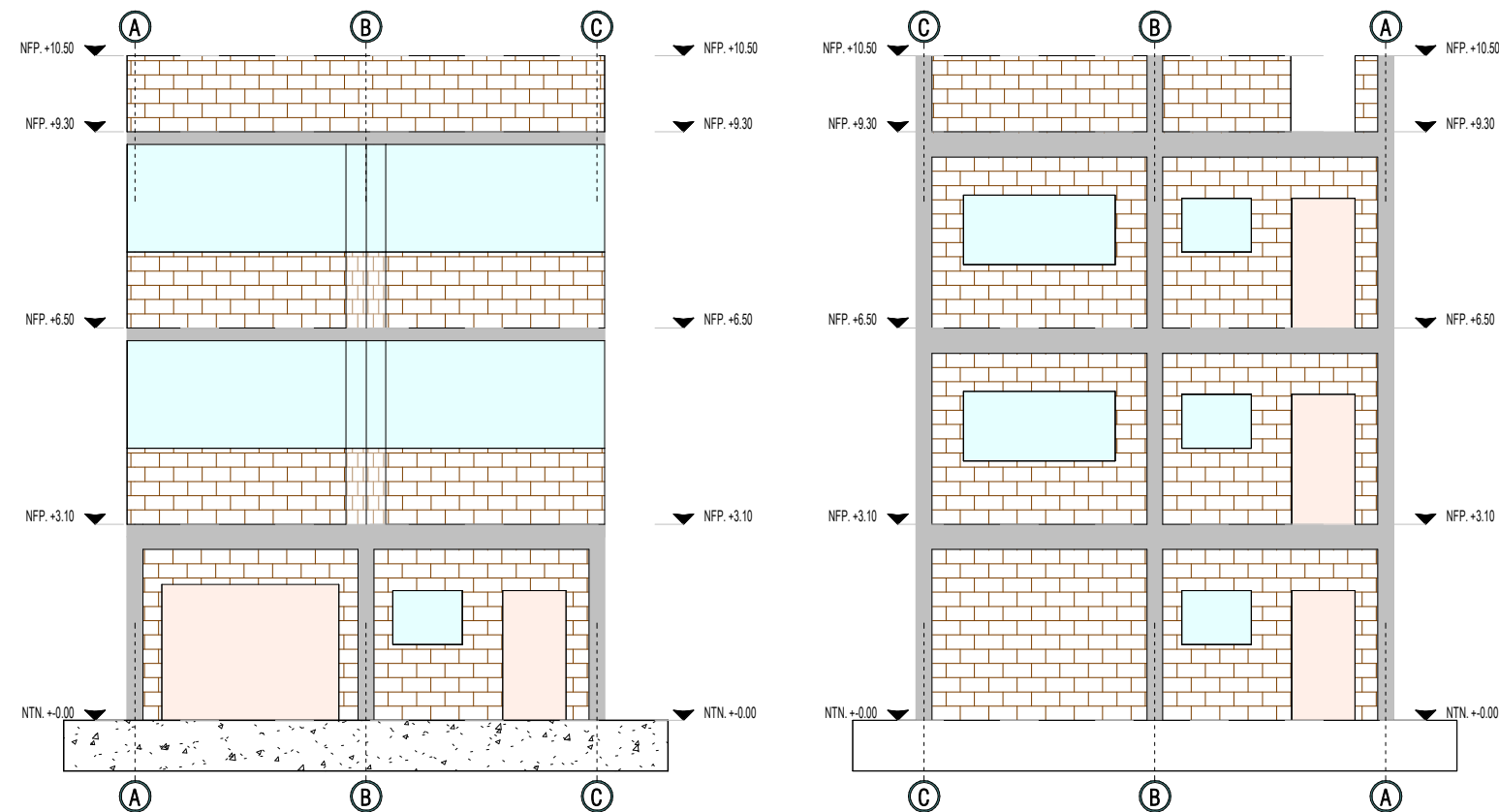
1:50



Detalle de Aligerado

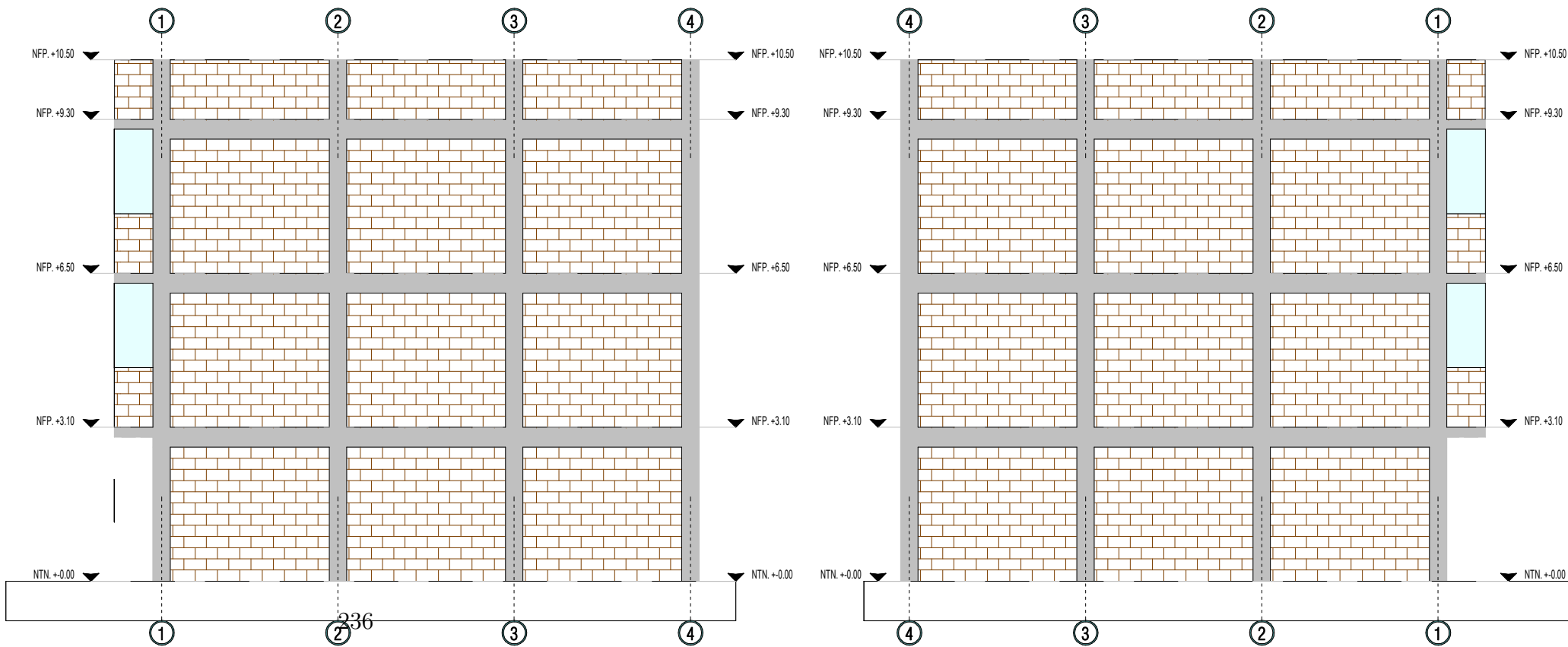
1:10

SECCION DE COLUMNA - (C-1)	SECCION DE VIGA - V01
6 Ø 5/8" Ø 3/8": 1 @ 0.05, 3 @ 0.10, 2 @ 0.15, R @ 0.20	4 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2" Ø 3/8": 1 @ 0.05, 3 @ 0.10, 2 @ 0.15, R @ 0.20



1 Alzado Frontal
1 : 100

2 Alzado Posterior
1 : 100



Universidad Nacional de San
Antonio Abad del
Cusco



Facultad de Ingeniería
Civil

Tesis:

"EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO
CONSIDERANDO INTERACCIÓN
TABIQUE - PÓRICO EN VIVIENDAS
INFORMALES DE TRES Y CUATRO
NIVELES EN LA ZONA 16 DEL DISTRITO DE
CUSCO, 2024"

Plano:

**PLANO DE
ARQUETIPO 2**

Autores:

Bach. Danny Edward Masias
Quispe
Bach. Eva Marineth Chauca
Gutierrez

Asesor:

Ing. José Felipe Azpilcueta
Carbonell

Escala:

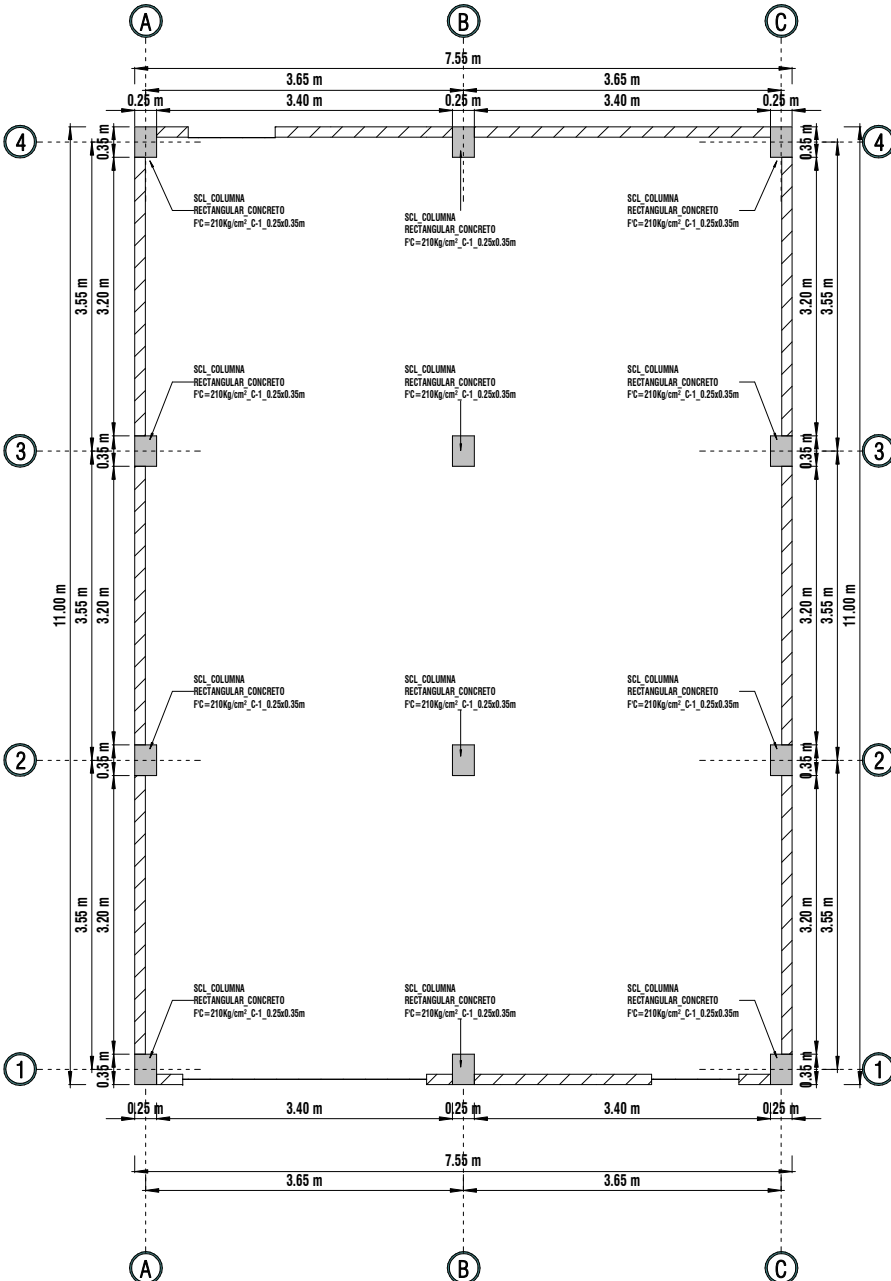
Indicada

Fecha:

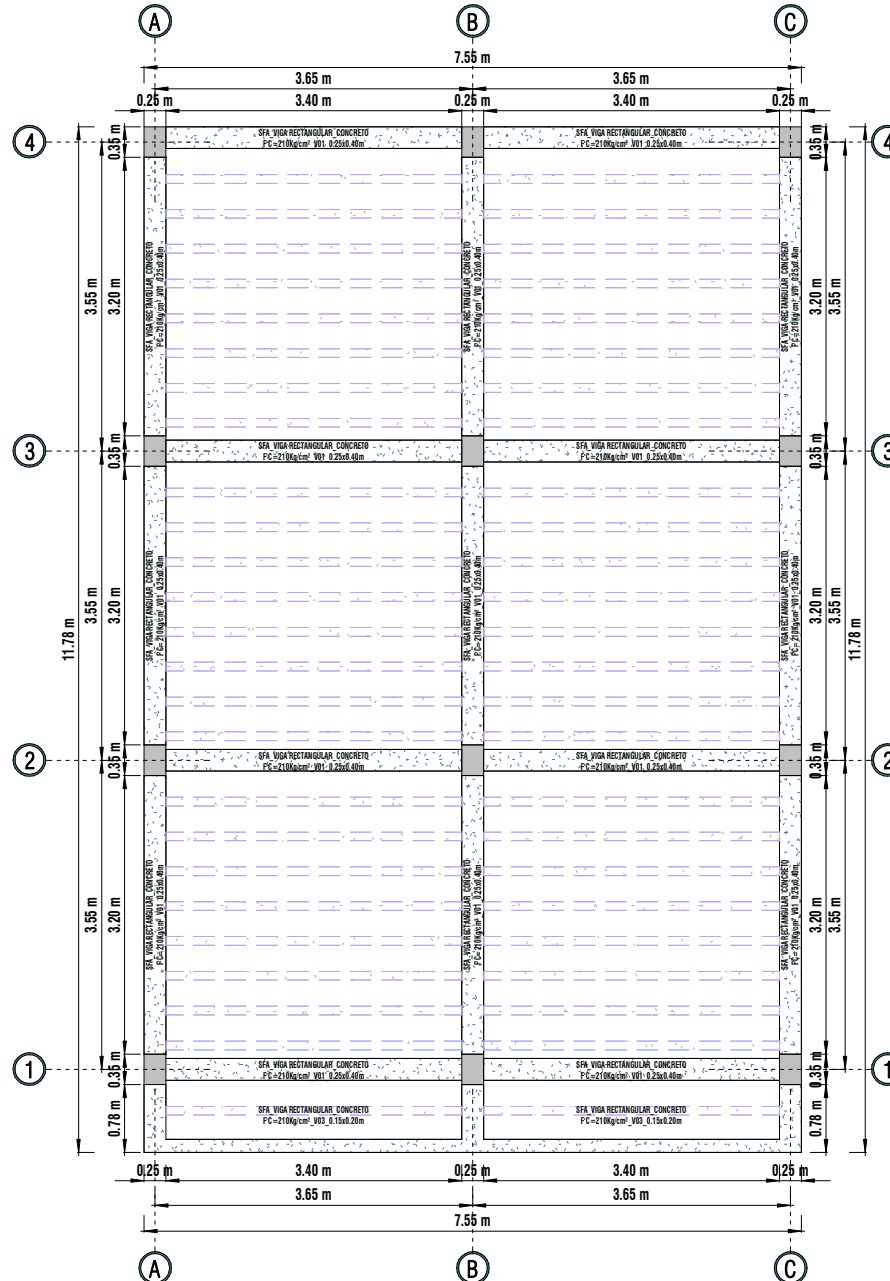
Septiembre 2025

P-07

Lámina 7/12



1 Planta 1er Nivel
1 : 75



2 Planta Tipica
1 : 75



Universidad Nacional de San
Antonio Abad del
Cusco



Facultad de Ingeniería
Civil

Tesis:

"EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO
CONSIDERANDO INTERACCIÓN
TABIQUE - PÓRICO EN VIVIENDAS
INFORMALES DE TRES Y CUATRO
NIVELES EN LA ZONA 16 DEL DISTRITO DE
CUSCO, 2024"

Plano:

PLANO DE
ARQUETIPO 2

Autores:

Bach. Danny Edward Masias
Quispe
Bach. Eva Marineth Chauca
Gutierrez

Asesor:

Ing. José Felipe Azpilcueta
Carbonell

Escala:

Indicada

Fecha:

Septiembre 2025

P-08

Lámina 8/12



Universidad Nacional de San
Antonio Abad del
Cusco



Facultad de Ingeniería
Civil

Tesis:

"EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO
CONSIDERANDO INTERACCIÓN
TABIQUE - PÓRICO EN VIVIENDAS
INFORMALES DE TRES Y CUATRO
NIVELES EN LA ZONA 16 DEL DISTRITO DE
CUSCO, 2024"

Plano:

**PLANO DE
ARQUETIPO 2**

Autores:

Bach. Danny Edward Masias
Quispe
Bach. Eva Marineth Chauca
Gutierrez

Asesor:

Ing. José Felipe Azpilcueta
Carbonell

Escala:

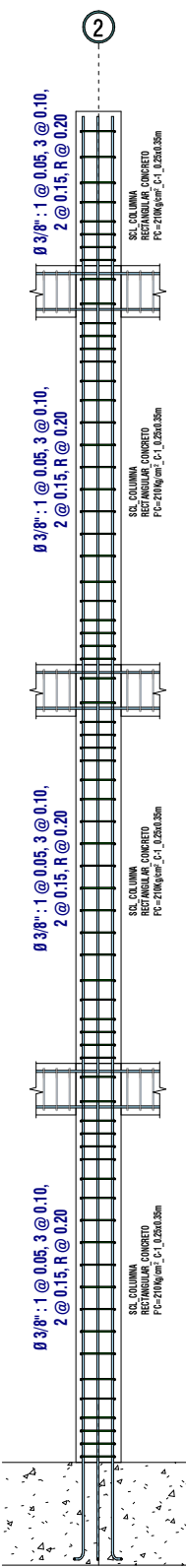
Indicada

Fecha:

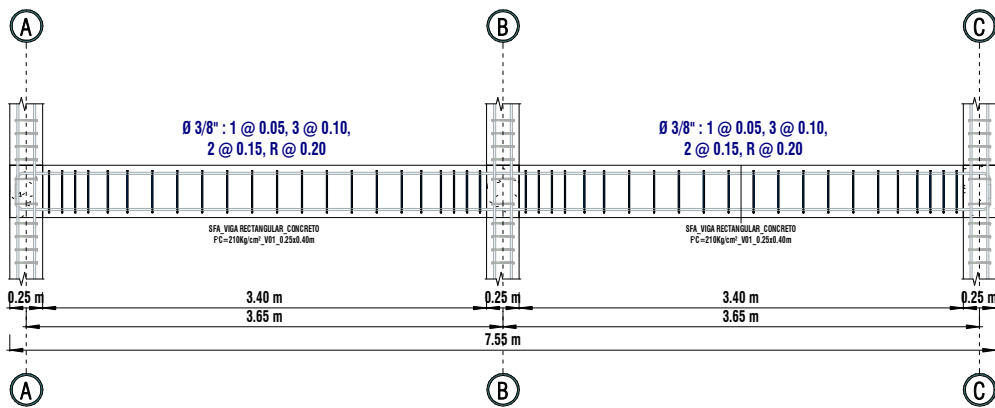
Septiembre 2025

P-09

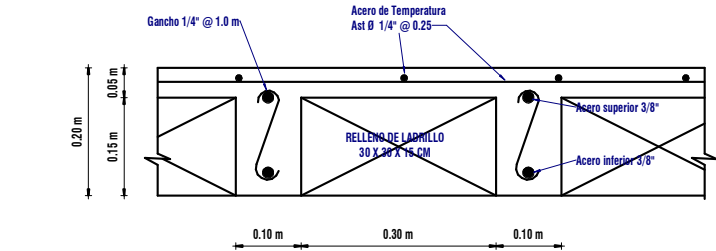
Lámina 9/12



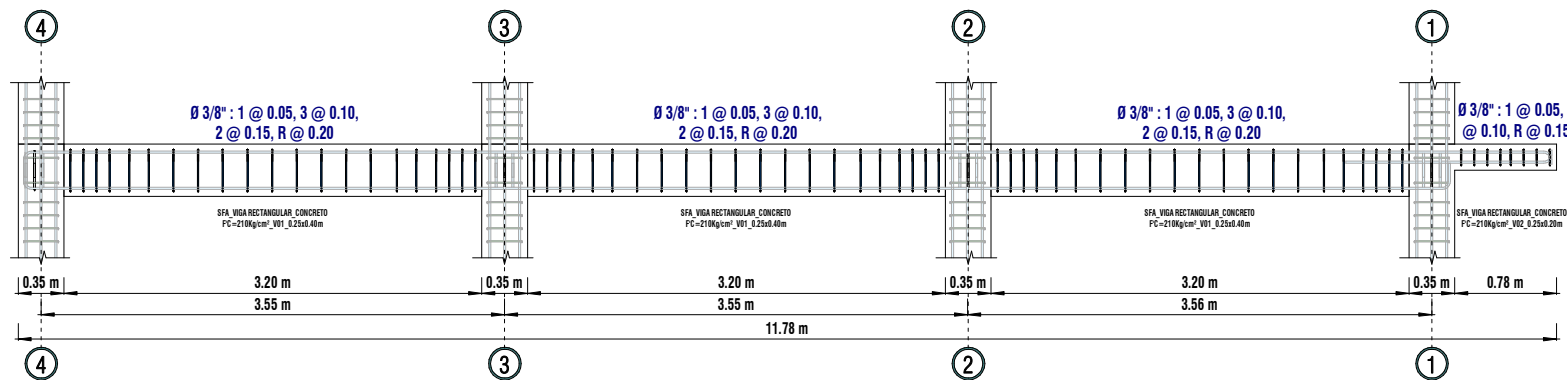
1 Seccion Tipica de Columna C-01
1: 50



2 Seccion de Viga - Eje 1, 2, 3 y 4
1: 50



Detalle de Aligerado
1: 10



3 Seccion de Viga - Eje A, B y C
1: 50

SECCION DE COLUMNA - (C-1)	SECCION DE VIGA - V01
6 Ø 5/8" Ø 3/8": 1 @ 0.05, 3 @ 0.10, 2 @ 0.15, R @ 0.20	4 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2" Ø 3/8": 1 @ 0.05, 3 @ 0.10, 2 @ 0.15, R @ 0.20



Universidad Nacional de San
Antonio Abad del
Cusco



Facultad de Ingeniería
Civil

Tesis:

"EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO
CONSIDERANDO INTERACCIÓN
TABIQUE - PÓRICO EN VIVIENDAS
INFORMALES DE TRES Y CUATRO
NIVELES EN LA ZONA 16 DEL DISTRITO DE
CUSCO, 2024"

Plano:

PLANO DE
ARQUETIPO 3

Autores:

Bach. Danny Edward Masias
Quispe
Bach. Eva Marineth Chauca
Gutierrez

Asesor:

Ing. José Felipe Azpilcueta
Carbonell

Escala:

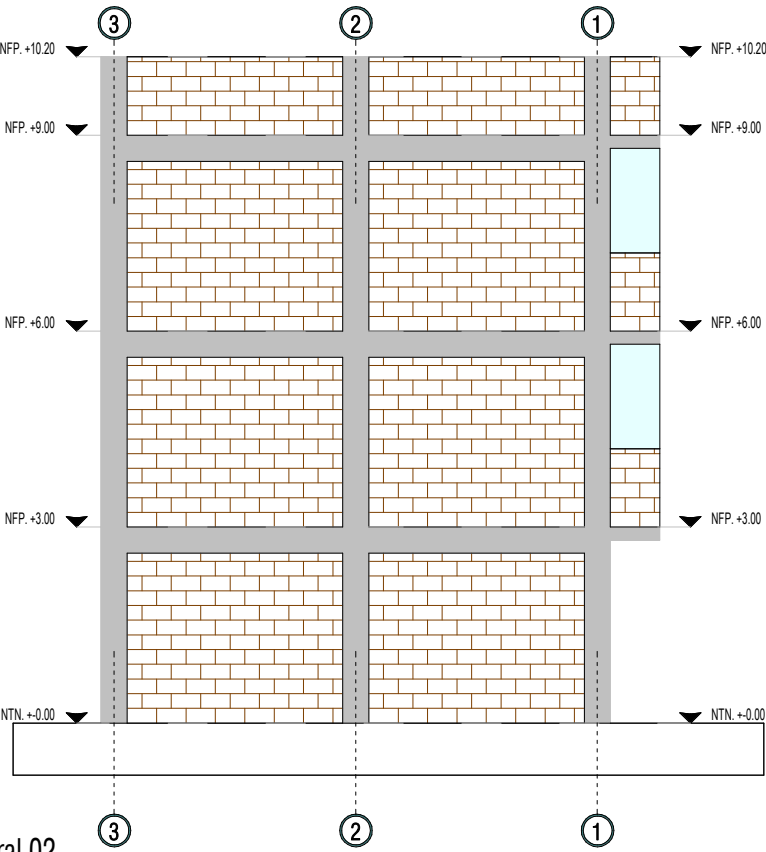
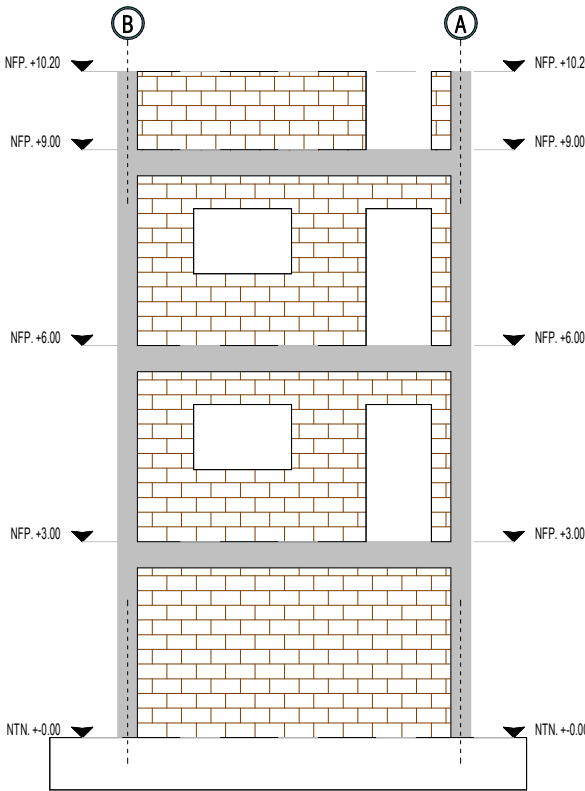
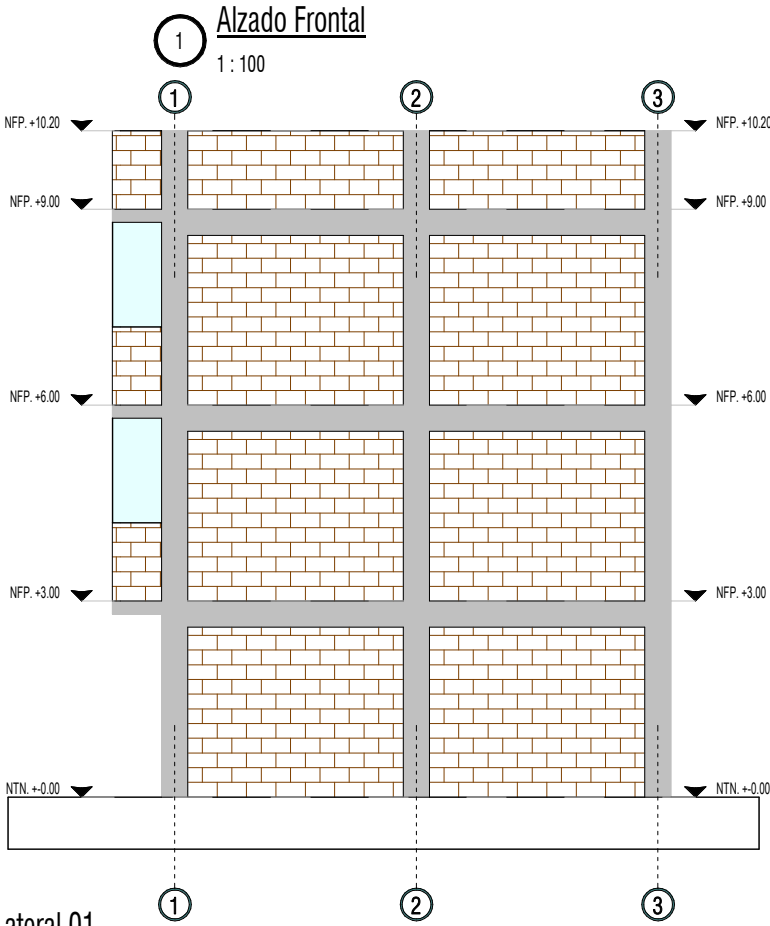
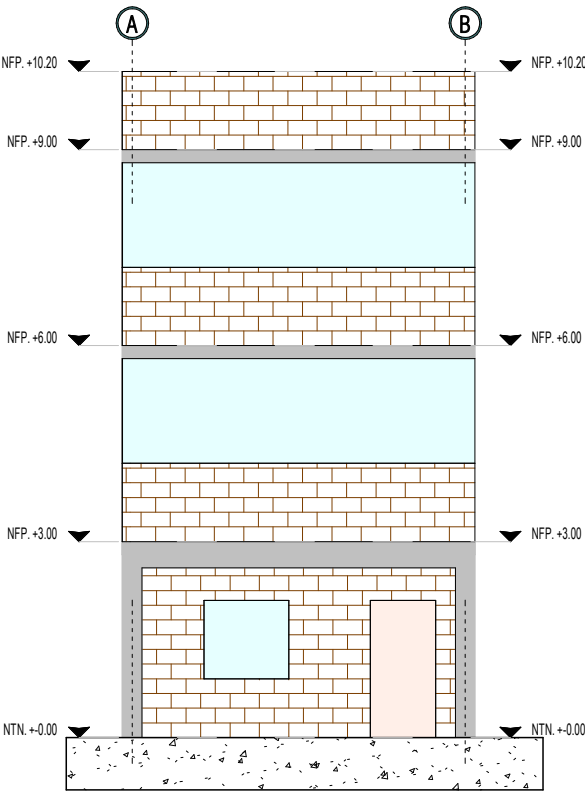
Indicada

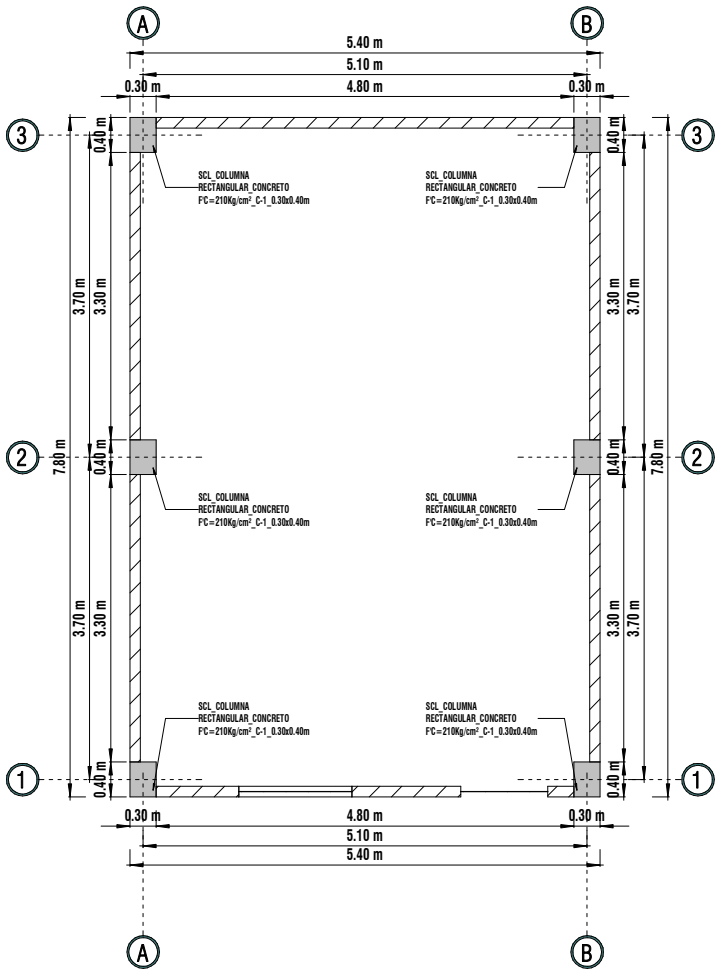
Fecha:

Septiembre 2025

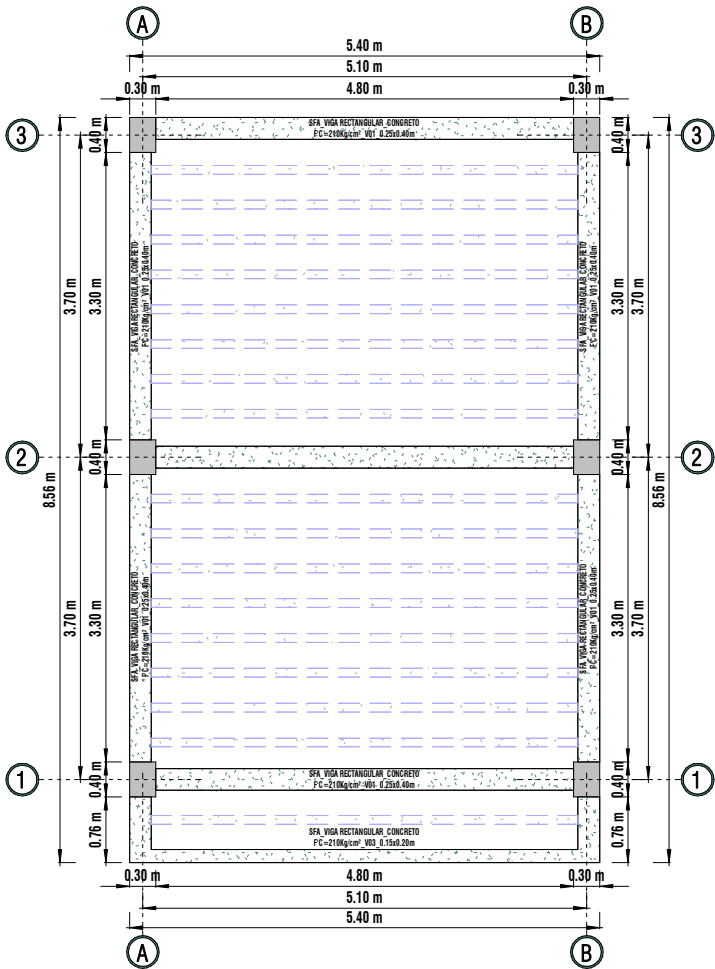
P-10

Lámina 10/12





1 Planta 1er Nivel
1:75



2 Planta Típica
1:75



Universidad Nacional de San
Antonio Abad del
Cusco



Facultad de Ingeniería
Civil

Tesis:

"EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO
CONSIDERANDO INTERACCIÓN
TABIQUE - PÓRICO EN VIVIENDAS
INFORMALES DE TRES Y CUATRO
NIVELES EN LA ZONA 16 DEL DISTRITO DE
CUSCO, 2024"

Plano:

**PLANO DE
ARQUETIPO 3**

Autores:

Bach. Danny Edward Masias
Quispe
Bach. Eva Marineth Chauca
Gutierrez

Asesor:

Ing. José Felipe Azpilcueta
Carbonell

Escala:

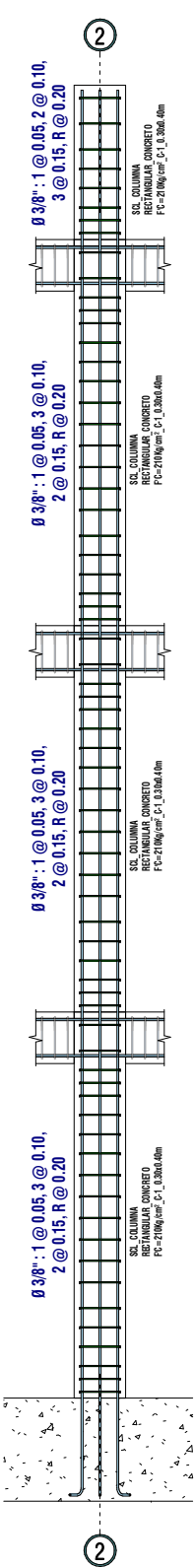
Indicada

Fecha:

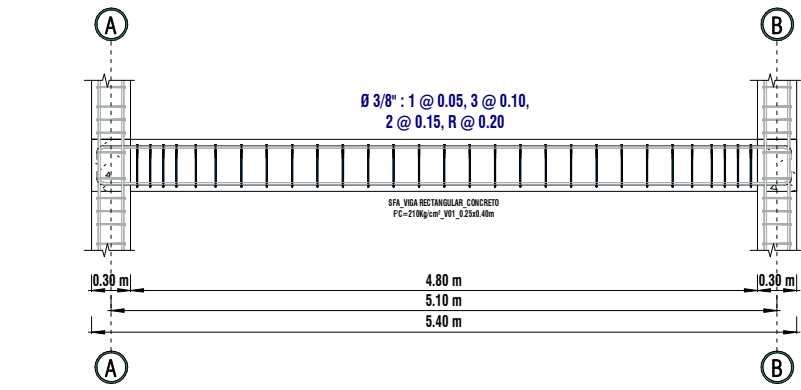
Septiembre 2025

P-11

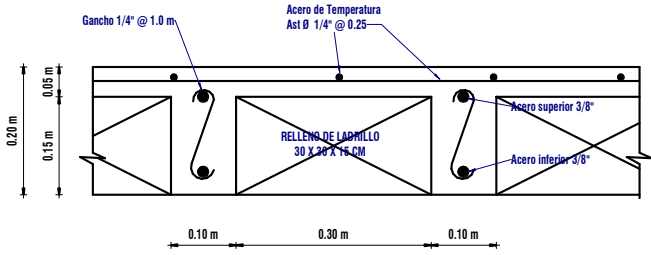
Lámina 11/12



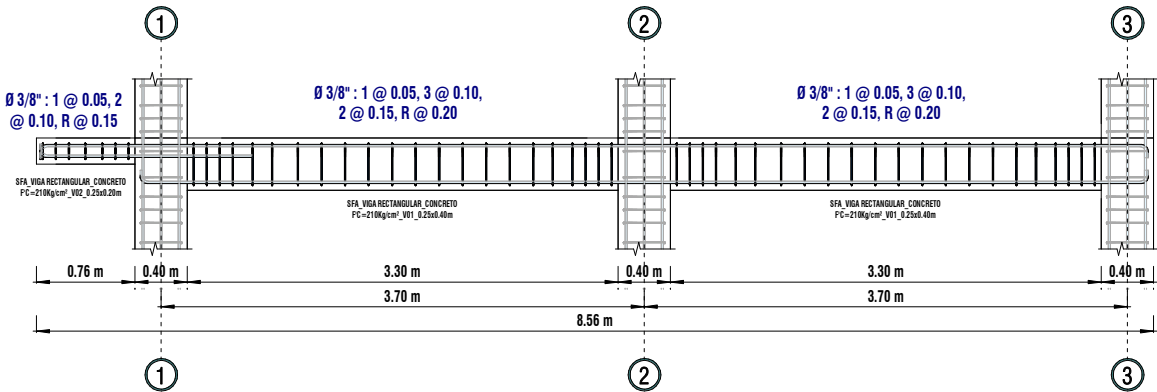
1 Seccion Tipica de Columna C-01
1:50



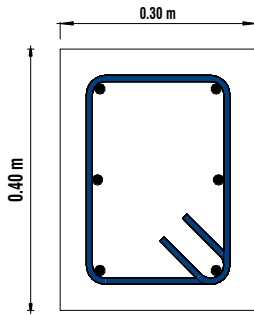
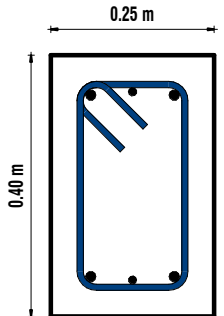
2 Seccion de Viga - Eje 1, 2 y 3
1:50



Detalle de Aligerado
1:10



3 Seccion de Viga - Eje A y B
1:50

SECCION DE COLUMNA - (C-1)	SECCION DE VIGA - V01
	
6 Ø 5/8" Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 3 @ 0.10, 2 @ 0.15, R @ 0.20	4 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2" Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 3 @ 0.10, 2 @ 0.15, R @ 0.20



Universidad Nacional de San
Antonio Abad del
Cusco



Facultad de Ingeniería
Civil

Tesis:

"EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO
CONSIDERANDO INTERACCIÓN
TABIQUE - PÓRICO EN VIVIENDAS
INFORMALES DE TRES Y CUATRO
NIVELES EN LA ZONA 16 DEL DISTRITO DE
CUSCO, 2024"

Plano:

PLANO DE
ARQUETIPO 3

Autores:

Bach. Danny Edward Masias
Quispe
Bach. Eva Marineth Chauca
Gutierrez

Asesor:

Ing. José Felipe Azpilcueta
Carbonell

Escala:

Indicada

Fecha:

Septiembre 2025

P-12

Lámina 12/12

ANEXOS C

*

Anexo C. Código fuente del modelo en OpenSees (Arquetipo 1)

```

1  # =====
2  # IMPORTACIÓN DE LIBRERÍAS
3  # =====
4  # Unidades del modelo: [Kg, cm, s]
5  # -----
6
7  import openseespy.opensees as ops
8  import opsvis as opsv
9  import numpy as np
10 import pandas as pd
11 import matplotlib.pyplot as plt
12 import os
13 import sys
14 import io
15 import csv
16 import time
17 import math
18 import errno
19 import contextlib
20 from mpl_toolkits.axes_grid1.inset_locator import inset_axes
21 # =====
22 # 1. SUPRIMIR LA SALIDA DE CONSOLA DE OPENSEES
23 # =====
24
25 def silent_opensees(func):
26     """Ejecuta una función sin mostrar salida estándar ni errores de OpenSees."""
27     def wrapper(*args, **kwargs):
28         f = io.StringIO()
29         with contextlib.redirect_stdout(f), contextlib.redirect_stderr(f):
30             return func(*args, **kwargs)

```

```

31     return wrapper
32 # =====
33 # 2. DEFINICIÓN DE PARÁMETROS GENERALES DEL MODELO
34 # =====
35
36 @silent_opensees
37 def definir_parametros():
38
39     # -----
40     # PARÁMETROS GEOMÉTRICOS
41     # -----
42     Li = 410      # LONGITUD DE CRUJÍA (cm)
43     hi = 280      # ALTURA DE ENTREPISO (cm)
44
45     # -----
46     # PARÁMETROS FÍSICOS
47     # -----
48     g = 980.66    # ACELERACIÓN DE LA GRAVEDAD (cm/s)
49
50     # -----
51     # PESOS SÍSMICOS
52     # -----
53     we = 110222.86 # CARGA DE ENTREPISO (kgf)
54     wa = 76101.26  # CARGA DE AZOTEA (kgf)
55
56     # -----
57     # CONFIGURACIÓN DEL MODELO
58     # -----
59     Niveles = 3      # NÚMERO DE NIVELES
60     Crujias = 3      # NÚMERO DE CRUJÍAS
61     Carpeta = 'ResultadosARQUETIPO2' # CARPETA DE RESULTADOS
62
63     parametros = {
64         "g": g,

```

```

65     "Li": Li,
66     "hi": hi,
67     "we": we,
68     "wa": wa,
69     "Carpeta": Carpeta,
70     "Niveles": Niveles,
71     "Crujias": Crujias
72 }
73
74 return parametros
75
76 param = definir_parametros()
77 # =====
78 # 3. DEFINICIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL EN OPENSEES
79 # =====
80
81 @silent_opensees
82 def define_model():
83
84     # =====
85     # INICIALIZACIÓN DEL MODELO EN OPENSEES
86     # =====
87
88     ops.wipe()
89     ops.model('Basic', '-ndm', 2, '-ndf', 3)
90
91     # DESEMPAQUETADO DE PARÁMETROS GLOBALES
92
93     g = param["g"]
94     Li = param["Li"]
95     hi = param["hi"]
96     we = param["we"]
97     wa = param["wa"]
98     Carpeta = param["Carpeta"]

```

```

99     Niveles = param["Niveles"]
100     Crujias = param["Crujias"]
101
102     # =====
103     # DEFINICIÓN Y GENERACIÓN DE NODOS
104     # =====
105
106     node_id = 1
107     nodos = {}
108
109     for j in range(Niveles + 1):
110         y = j * hi
111         for i in range(Niveles + 1):
112             x = i * Li
113             ops.node(node_id, x, y)
114             nodos[(i, j)] = node_id
115             node_id += 1
116
117     # =====
118     # ASIGNACIÓN DE MASAS SEGÚN ÁREAS TRIBUTARIAS
119     # =====
120
121     # ===== ÁREAS TRIBUTARIAS POR COLUMNA =====
122     # Orden: [Derecha, Intermedia, Izquierda]
123     AreaTributaria = [0.04478330064, 0.08345978756, 0.06116991747]
124
125     # ===== MASAS ENTRE PISO Y AZOTEA POR COLUMNA =====
126     MasaNode = [2*we/g * A for A in AreaTributaria] # MASAS ENTRE PISO
127     MasaTop = [2*wa/g * A for A in AreaTributaria] # MASAS DE AZOTEA
128
129     print("Masas para nodo")
130     print(f"Entrepiso: {MasaNode}")
131     print(f"Azotea: {MasaTop}")
132

```

```

133     MasaNodo1, MasaNodo2, MasaNodo3 = MasaNodo
134     MasaTop1, MasaTop2, MasaTop3 = MasaTop
135
136     node_id = 1
137
138     for j in range(Niveles + 1):
139         for i in range(Niveles + 1):
140
141             if j == 0:
142                 pass
143
144             elif j == Niveles: # Azotea
145                 if i == 0:
146                     masa = MasaTop1
147                 elif i == Niveles:
148                     masa = MasaTop3
149                 else:
150                     masa = MasaTop2
151                 ops.mass(node_id, masa, 0.0, 0.0)
152
153             else: # Entrepiso
154                 if i == 0:
155                     masa = MasaNodo1
156                 elif i == Niveles:
157                     masa = MasaNodo3
158                 else:
159                     masa = MasaNodo2
160                 ops.mass(node_id, masa, 0.0, 0.0)
161
162             node_id += 1
163
164     # =====
165     # CONDICIONES DE APOYO EN NODOS DE BASE
166     # =====

```

```

167
168     for node in range(1, Crujias + 2):
169         ops.fix(node, 1, 1, 1)
170
171     opsv.plot_model()
172     plt.title("Modelo geométrico  Nodos y condiciones de apoyo", fontweight="bold")
173
174     # =====
175     # DEFINICIÓN DE MATERIALES UNIDIMENSIONALES
176     # =====
177
178     # --- Concreto no confinado ---Modelo constitutivo propuesto por Mander (1988)
179     E = 217370.65    # kgf/cm2
180     fc = 210
181     ec = 2 * fc / E
182     fcu = 0.2 * fc
183     ecu = 0.006
184
185     # --- Concreto confinado ---Modelo constitutivo propuesto por Mander (1988)
186     k = 1.3
187     fcc = 210 * k
188     ecc = 2 * fcc / E
189     fucc = 0.2 * fcc
190     eucc = 0.02
191
192     # --- Acero --- Modelo constitutivo propuesto por Park, R., Priestley, M. J. N., & Gill, W. D. (1982)
193     Fy = 4200
194     Es = 2038901.92
195
196     # --- Mampostería --- Modelo constitutivo propuesto por Kaushik et al. (2007)
197     fm = 35          # Resistencia a compresión f'm (kgf/cm2)
198     Em = 500 * fm
199     em = 0.003
200     fmu = 0.2*fm

```

```

201     emu = 0.008
202
203     # --- Tags de materiales ---
204     tagC = 1 # Concreto Confinado
205     tagCN = 2 # Concreto No Confinado
206     tagS = 3 # Acero
207     tagM = 4 # Mampostería
208     masonryMinMax = 8 # Material MinMax para mampostería
209
210     # --- Definición de materiales en OpenSees ---
211     # Concreto no confinado
212     ops.uniaxialMaterial('Concrete01', tagCN, fc, ec, fcu, ecu)
213     # Concreto confinado
214     ops.uniaxialMaterial('Concrete01', tagC, fcc, ecc, fucc, eucc)
215     # Acero
216     ops.uniaxialMaterial('Steel01', tagS, Fy, Es, 0.01)
217     # Mampostería
218     ops.uniaxialMaterial('Concrete01', tagM, -fm, -em, -fmu, -emu)
219
220     # =====
221     # DEFINICIÓN DE SECCIÓN TIPO FIBRA PARA COLUMNA 40x30 cm
222     # =====
223
224     l1, l2 = 40, 30
225
226     nc_bars = 6
227     As = 1.981 # Área en cm2 Varilla de 5/8"
228     cover = 4 # Recubrimiento en cm
229
230     y1 = l1 / 2.0
231     z1 = l2 / 2.0
232
233     n_y = int((y1) / cover * 4)
234     n_z = int((z1) / cover * 4)

```



```

235     n_z = 1
236
237     tag40x30 = 1
238
239     fib_sec_c40x30 = [
240         ['section', 'Fiber', tag40x30, '-GJ', 1.0e6],
241         ['patch', 'rect', tagC, n_y, n_z, cover - y1, cover - z1, y1 - cover, z1 - cover],
242         ['patch', 'rect', tagCN, n_y + 2, 1, -y1, z1 - cover, y1, z1],
243         ['patch', 'rect', tagCN, n_y + 2, 1, -y1, -z1, y1, cover - z1],
244         ['patch', 'rect', tagCN, 2, n_z, -y1, cover - z1, cover - y1, z1 - cover],
245         ['patch', 'rect', tagCN, 2, n_z, y1 - cover, cover - z1, y1, z1 - cover],
246         ['layer', 'straight', tagS, 3, As, y1 - cover, z1 - cover, y1 - cover, cover - z1],
247         ['layer', 'straight', tagS, 3, As, cover - y1, z1 - cover, cover - y1, cover - z1]
248     ]
249
250     # =====
251     # PLOTEO DE SECCIÓN TIPO FIBRA
252     # =====
253
254     opsv.fib_sec_list_to_cmds(fib_sec_c40x30)
255     matcolor = ['r', 'lightgrey', 'gold', 'r', 'lightgrey', 'gold']
256     opsv.plot_fiber_section(fib_sec_c40x30, matcolor=matcolor)
257     plt.title("Sección tipo fibra Columna 4030 cm", fontweight="bold")
258     plt.axis('equal')
259     plt.show()
260
261     # VERSIÓN ELÁSTICA DE LA SECCIÓN DE COLUMNA
262     tag_col_elastic = 4
263     ops.section('Elastic', tag_col_elastic, E, 11*12, 12*(11**3)/12)
264
265     # =====
266     # DEFINICIÓN DE SECCIÓN TIPO FIBRA PARA VIGA 30x45 cm
267     # =====
268

```

```

269     b, h = 30, 45
270
271     nc_bars = 6
272     As = 1.981          # Área en m2 Varilla de 5/8"
273     As1 = 1.267         # Área en m2 Varilla de 1/2"
274
275     y1 = h / 2.0
276     z1 = b / 2.0
277
278     n_y = int((y1) / cover * 4) # Número de divisiones en dirección Y
279     n_z = int((z1) / cover * 4) # Número de divisiones en dirección Z
280     n_z = 1
281
282     tag30x45 = 2
283
284     fib_sec_v30x45 = [
285         ['section', 'Fiber', tag30x45, '-GJ', 1.0e6],
286         ['patch', 'rect', tagC, n_y, n_z, cover - y1, cover - z1, y1 - cover, z1 - cover],
287         ['patch', 'rect', tagCN, n_y + 2, 1, -y1, z1 - cover, y1, z1],
288         ['patch', 'rect', tagCN, n_y + 2, 1, -y1, -z1, y1, cover - z1],
289         ['patch', 'rect', tagCN, 2, n_z, -y1, cover - z1, cover - y1, z1 - cover],
290         ['patch', 'rect', tagCN, 2, n_z, y1 - cover, cover - z1, y1, z1 - cover],
291         ['layer', 'straight', tagS, 2, As, y1 - cover, z1 - cover, y1 - cover, cover - z1],
292         ['layer', 'straight', tagS, 2, As1, y1 - cover, 0.0, cover - y1, 0.0],
293         ['layer', 'straight', tagS, 3, As, cover - y1, z1 - cover, cover - y1, cover - z1]
294     ]
295
296     # =====
297     # PLOTED DE SECCIÓN TIPO FIBRA PARA VIGA
298     # =====
299
300     opsv.fib_sec_list_to_cmds(fib_sec_v30x45)
301     matcolor = ['r', 'lightgrey', 'gold', 'r', 'lightgrey', 'gold']
302     opsv.plot_fiber_section(fib_sec_v30x45, matcolor=matcolor)

```

```

303 plt.title("Sección tipo fibra  Viga 3045 cm", fontweight="bold")
304 plt.axis('equal')
305 plt.show()
306
307 # VERSIÓN ELÁSTICA DE LA SECCIÓN DE VIGA
308 tag_vig_elastic = 5
309 ops.section('Elastic', tag_vig_elastic, E, b*h, b*(h**3)/12)
310
311 # =====
312 # INTEGRACIÓN PARA SECCIONES TIPO FIBRA
313 # =====
314
315 tag40x30, tag30x45 = tag40x30, tag30x45
316
317 ops.beamIntegration("HingeRadau", tag40x30,
318                    tag40x30, hi/6,
319                    tag40x30, hi/6,
320                    tag_col_elastic)
321 ops.beamIntegration("HingeRadau", tag30x45,
322                    tag30x45, Li/6,
323                    tag30x45, Li/6,
324                    tag_vig_elastic)
325
326 # =====
327 # DEFINICIÓN DE TRANSFORMACIONES GEOMÉTRICAS
328 # =====
329
330 lineal = 1
331 ops.geomTransf('Linear', lineal) # Transformación lineal - vigas
332
333 pdelta = 2
334 ops.geomTransf('PDelta', pdelta) # Transformación P-Delta - Columnas
335
336 # =====

```

```

337 # DEFINICIÓN DE ELEMENTOS DEL MODELO: COLUMNAS Y VIGAS
338 # =====
339
340 eleTag = 1
341
342 for i in range(Niveles):
343
344     # --- COLUMNAS ---
345     for j in range(Crujias+1):
346         n1 = i*(Crujias+1) + j + 1
347         n2 = (i+1)*(Crujias+1) + j + 1
348         ops.element("forceBeamColumn", eleTag, n1, n2, pdelta, tag40x30) ##### OK
349
350         eleTag += 1
351
352     # --- VIGAS ---
353     for j in range(Crujias):
354         nL = (i+1)*(Crujias+1) + j + 1
355         nR = nL + 1
356         ops.element("forceBeamColumn", eleTag, nL, nR, lineal, tag30x45) ##### OK
357         eleTag += 1
358
359
360 opsv.plot_model()
361 plt.title("Modelo estructural Pórtico equivalente", fontweight="bold")
362
363 # =====
364 # DEFINICIÓN DE PUNTALES EQUIVALENTES
365 # =====
366
367 H= 280
368
369 L= 410
370
371 Bcol = 45
372
373 Hcol = 40

```

```

371     tinf=12
372     hcol= H
373     lcol= L-Hcol/2
374     hinf= H-Bcol/2
375     linf= L-Hcol
376     rinf= pow((pow(hinf,2.0)+pow(linf,2.0)),0.5)
377     Ldiag= pow((pow(hcol,2.0)+pow(lcol,2.0)),0.5)
378     a= rinf/4.0; # Pauly and Pristley
379     A_diag = (a*tinf*Ldiag)/rinf
380
381     ops.element("Truss", eleTag+0, 2, 5, A_diag, tagM)
382     ops.element("Truss", eleTag+1, 1, 6, A_diag, tagM)
383     eleTag += 2
384     ops.element("Truss", eleTag+0, 6, 9, A_diag, tagM)
385     ops.element("Truss", eleTag+1, 5, 10, A_diag, tagM)
386     eleTag += 2
387     ops.element("Truss", eleTag+0, 10, 13, A_diag, tagM)
388     ops.element("Truss", eleTag+1, 9, 14, A_diag, tagM)
389     eleTag += 2
390     ops.element("Truss", eleTag+0, 3, 6, A_diag, tagM)
391     ops.element("Truss", eleTag+1, 2, 7, A_diag, tagM)
392     eleTag += 2
393     ops.element("Truss", eleTag+0, 7, 10, A_diag, tagM)
394     ops.element("Truss", eleTag+1, 6, 11, A_diag, tagM)
395     eleTag += 2
396     ops.element("Truss", eleTag+0, 11, 14, A_diag, tagM)
397     ops.element("Truss", eleTag+1, 10, 15, A_diag, tagM)
398     eleTag += 2
399     ops.element("Truss", eleTag+0, 4, 7, A_diag, tagM)
400     ops.element("Truss", eleTag+1, 3, 8, A_diag, tagM)
401     eleTag += 2
402     ops.element("Truss", eleTag+0, 8, 11, A_diag, tagM)
403     ops.element("Truss", eleTag+1, 7, 12, A_diag, tagM)
404     eleTag += 2

```

```

405 ops.element("Truss", eleTag+0, 12, 15, A_diag, tagM)
406 ops.element("Truss", eleTag+1, 11, 16, A_diag, tagM)
407 eleTag += 2
408
409 opsv.plot_model()
410 plt.title("Modelo estructural Pórtico con puntales de mampostería", fontweight="bold")
411
412 # =====
413 # DEFINICIÓN DE DIAFRAGMAS RÍGIDOS
414 # =====
415
416 eleTag = 100
417 Arig = 1.0e10
418
419 for nivel in range(1, Niveles + 1):
420     base_node = nivel * (Crujias + 1) + 1
421
422     for i in range(Crujias):
423         n1 = base_node + i
424         n2 = n1 + 1
425         ops.element("Truss", eleTag, n1, n2, Arig, tagC)
426         eleTag += 1
427
428 return {
429     "g": g,
430     "Li": Li,
431     "we": we,
432     "wa": wa,
433     "Niveles": Niveles,
434     "Crujias": Crujias,
435     "Carpeta": Carpeta,
436     "MasaNodo" : MasaNodo,
437     "MasaTop"  : MasaTop
438 }

```

```

439 # =====
440 # 4. ANÁLISIS MODAL
441 # =====
442
443 @silent_opensees
444 def analisis_modal():
445
446     # -----
447     # DEFINICIÓN DE PARÁMETROS PRINCIPALES
448     # -----
449     Niveles = param["Niveles"]
450     num_modos = Niveles
451
452     # -----
453     # CÁLCULO DE VALORES Y MODOS PROPIOS
454     # -----
455     OmegaSq = ops.eigen("-fullGenLapack", num_modos)
456     OmegaSq = np.array(OmegaSq)
457     F_circular = np.sqrt(OmegaSq)
458     Periodo = 2 * np.pi / F_circular
459
460     # -----
461     # IMPRESIÓN DE RESULTADOS
462     # -----
463     for i in range(num_modos):
464         print(f"Modo {i+1}: = {F_circular[i]:.4f} rad/s, T = {Periodo[i]:.4f} s")
465
466     # -----
467     # GRAFICAR FORMAS MODALES
468     # -----
469     for i in range(num_modos):
470         opsv.plot_mode_shape(i + 1)
471         plt.title(f"Modo {i + 1} de Vibración")
472         plt.show()

```

```

473
474     return Periodo
475 # =====
476 # 5. ANÁLISIS GRAVITATORIO ESTÁTICO
477 # =====
478
479 @silent_opensees
480 def analisis_gravitatorio(modelo):
481
482     # =====
483     # EXTRACCIÓN DE VARIABLES DEL MODELO
484     # =====
485
486     Li = modelo["Li"]           # Ancho de crujía (cm)
487     we = modelo["we"]           # Carga de entrepiso (kg)
488     wa = modelo["wa"]           # Carga de azotea (kg)
489     Niveles = modelo["Niveles"] # Número de niveles
490     Crujias = modelo["Crujias"] # Número de crujías
491     Carpeta = modelo["Carpeta"]  # Carpeta de resultados
492
493     # =====
494     # CÁLCULO DE CARGAS DISTRIBUIDAS EN VIGAS
495     # =====
496
497     w1 = (0.25*wa) / (Crujias * Li) # Carga distribuida en azotea (kgf/cm)
498     w2 = (0.25*we) / (Crujias * Li) # Carga distribuida en entrepisos (kgf/cm)
499
500     # =====
501     # DEFINICIÓN DEL PATRÓN DE CARGAS
502     # =====
503
504     timelinear = 1
505
506     patternID = 1
507
508     ops.timeSeries('Linear', timelinear)
509
510     ops.pattern('Plain', patternID, 1)
511
512     # CARGAS DISTRIBUIDAS EN VIGAS (IDENTIFICADORES SEGÚN MODELO)

```



```

507 ops.eleLoad('-ele', *[5, 6, 7, 12, 13, 14], '-type', '-beamUniform', -w2)
508 ops.eleLoad('-ele', *[19, 20, 21], '-type', '-beamUniform', -w1)
509
510 # =====
511 # CREACIÓN DE CARPETA DE RESULTADOS
512 # =====
513 try:
514     os.mkdir(Carpeta)
515 except OSError as e:
516     if e.errno != errno.EEXIST:
517         raise
518
519 # =====
520 # DEFINICIÓN DE RECORDERS
521 # =====
522 ops.recorder('Node', '-file', f'{Carpeta}/DespTop.out',
523             '-node', 16, '-dof', 1, 'disp')
524
525 ops.recorder('Node', '-file', f'{Carpeta}/ReaccionBase.out',
526             '-node', 1, 2, 3, 4, '-dof', 1, 'reaction')
527
528 ops.recorder('Node', '-file', f'{Carpeta}/Peso.out',
529             '-node', 1, 2, 3, 4, '-dof', 2, 'reaction')
530
531 # =====
532 # CONFIGURACIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO
533 # =====
534 ops.constraints('Plain')
535 ops.numberer('RCM')
536 ops.system('UmfPack')
537 ops.test('NormDispIncr', 1.0e-6, 100, 1, 2)
538 ops.algorithm('Newton')
539 ops.integrator('LoadControl', 0.1)
540 ops.analysis('Static')

```

```

541
542 # =====
543 # EJECUCIÓN DEL ANÁLISIS
544 # =====
545 ops.analyze(10)
546 print(" ANÁLISIS ESTÁTICO GRAVITATORIO FINALIZADO CORRECTAMENTE.")
547
548 # COMPILACIÓN DE RESULTADOS
549 resultados = {
550     "w2": w2,
551     "w1": w1
552 }
553
554 # ALMACENAR RESULTADOS EN EL MODELO
555 modelo[" analisis_gravitatorio"] = resultados
556
557 return resultados
558
559 # =====
560 # 6. ANÁLISIS PUSHOVER (ESTÁTICO NO LINEAL)
561 # =====
562
563 @silent_opensees
564 def analisis_pushover(modelo, timelinear=1):
565
566 # =====
567 # EXTRACCIÓN DE VARIABLES DEL MODELO
568 # =====
569 Crujias = modelo["Crujias"]      # NÚMERO DE CRUJÍAS
570 Niveles = modelo["Niveles"]      # NÚMERO DE NIVELES
571 wa = modelo["wa"]                # CARGA DE AZOTEA (kg)
572 we = modelo["we"]                # CARGA DE ENTREPISO (kg)
573 g = modelo["g"]                  # ACELERACIÓN DE LA GRAVEDAD (cm/s)
574 Carpeta = modelo["Carpeta"]      # CARPETA DE RESULTADOS

```

```

575
576 print("\n--- INICIANDO ANÁLISIS PUSHOVER ---")
577 ops.loadConst('-time', 0.0)
578 ops.wipeAnalysis()
579
580 # =====
581 # DEFINICIÓN DE CARGAS HORIZONTALES EN NODOS DE CONTROL
582 # =====
583 nodos_col_izquierda = [1 + i*(Crujias+1) for i in range(1, Niveles+1)]
584
585 # SERIE TEMPORAL LINEAL
586 ops.pattern('Plain', 2, timelinear)
587
588 for nodo in nodos_col_izquierda:
589     # CARGA EN AZOTEA Y ENTREPISOS SEGÚN PESO PROPIO
590     q = ops.nodeEigenvector(nodo, 1)[0] * (2*wa/g if nodo == nodos_col_izquierda[-1] else 2*we/g)
591     print(f"q{nodo} = {q:.4f}")
592     ops.load(nodo, q, 0.0, 0.0)
593
594 # =====
595 # PARÁMETROS DE CONTROL DEL ANÁLISIS PUSHOVER
596 # =====
597 lat1 = 0.001                # FACTOR DE CONTROL DE CARGA
598 IDctrlNode1 = 16            # NODO DE CONTROL
599 IDctrlDOF = 1               # GRADO DE LIBERTAD (X)
600 Dmax = 70                   # DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (cm)
601 Dincr = 0.1                 # INCREMENTO DE DESPLAZAMIENTO (cm)
602
603 # =====
604 # CONFIGURACIÓN DEL ANÁLISIS PUSHOVER
605 # =====
606 ops.numberer('RCM')
607 ops.system('BandGeneral')
608 ops.test('NormDispIncr', 1.0e-6, 100, 1, 2)

```

```

609 ops.integrator('DisplacementControl', IDctrlNode1, IDctrlDOF, Dincr)
610 ops.algorithm('Newton')
611 ops.analysis('Static')
612
613 # NÚMERO DE PASOS NECESARIOS
614 Nsteps = int(Dmax / Dincr)
615
616 # =====
617 # EJECUCIÓN DEL ANÁLISIS PUSHOVER
618 # =====
619 ok = ops.analyze(Nsteps)
620
621 # RECUPERACIÓN EN CASO DE NO CONVERGENCIA
622 if ok != 0:
623     print("==== NEWTON REGULAR NO CONVERGE. PROBANDO ALTERNATIVAS =====")
624     ok = 0
625     controlDisp = 0.0
626     ops.test('NormDispIncr', 1.0e-6, 100, 1, 2)
627
628     while controlDisp < Dmax and ok == 0:
629         ok = ops.analyze(1)
630         controlDisp = ops.nodeDisp(IDctrlNode1, IDctrlDOF)
631
632         if ok != 0:
633             print("==== RIGIDEZ INICIAL =====")
634             ops.test('NormDispIncr', 1.0e-6, 100, 1, 2)
635             ops.algorithm('Newton', '-initial')
636             ok = ops.analyze(1)
637             ops.test('NormDispIncr', 1.0e-6, 100, 1, 2)
638             ops.algorithm('Newton')
639
640         if ok != 0:
641             print("==== INTENTAR BROYDEN =====")
642             ops.algorithm('Broyden', 8)

```

```

643         ok = ops.analyze(1)
644         ops.algorithm('Newton')
645
646         if ok != 0:
647             print("==== INTENTAR NEWTONLINESEARCH ====")
648             ops.algorithm('NewtonLineSearch', '-type', 'InitialInterpolation',
649                           '-tol', 0.8, '-maxIter', 100)
650             ok = ops.analyze(1)
651             ops.algorithm('Newton')
652
653         # =====
654         # RESULTADOS DEL ANÁLISIS PUSHOVER
655         # =====
656         if ok != 0:
657             print("EL ANÁLISIS PUSHOVER NO CONVERGIÓ CORRECTAMENTE.")
658         else:
659             print("PUSHOVER COMPLETADO EXITOSAMENTE.")
660
661         # =====
662         # POST-PROCESAMIENTO DE RESULTADOS
663         # =====
664         desp_df = pd.read_csv(os.path.join(Carpeta, "DespTop.out"),
665                               delim_whitespace=True, header=None, names=['Desplazamiento'])
666         reac_df = pd.read_csv(os.path.join(Carpeta, "ReaccionBase.out"),
667                               delim_whitespace=True, header=None, names=['R1', 'R2', 'R3', 'R4'])
668
669         desp_df = desp_df.apply(pd.to_numeric, errors='coerce').dropna()
670         reac_df = reac_df.apply(pd.to_numeric, errors='coerce').dropna()
671
672         # CÁLCULO DE CORTANTE BASAL
673         reac_df['FuerzaBaseTotal'] = reac_df.sum(axis=1).abs()
674
675         # CURVA DE CAPACIDAD
676         pushover_df = pd.concat([

```

```

677     desp_df.reset_index(drop=True),
678     reac_df['FuerzaBaseTotal'].reset_index(drop=True)
679 ], axis=1)
680
681 # =====
682 # GRÁFICA DE CURVA DE CAPACIDAD
683 # =====
684
685 desp = pushover_df['Desplazamiento']
686 fuerza = pushover_df['FuerzaBaseTotal'] / 1000 # tonf
687 idx_max = np.argmax(fuerza)
688 desp_max = desp[idx_max]
689 fuerza_max = fuerza[idx_max]
690
691 fig, ax = plt.subplots(figsize=(6.5, 4.5), dpi=1080)
692
693 ax.plot(desp, fuerza, marker='x', color="#0600B2",
694         linewidth=1.2, markersize=4,
695         label='Curva de capacidad')
696
697 ax.scatter(desp_max, fuerza_max, color='red',
698           s=25, marker='x',
699           label=f'Fuerza máxima ({fuerza_max:.1f} tonf)')
700
701 ax.grid(True, linestyle='--', alpha=0.4)
702 ax.set_xlabel('Desplazamiento [cm]', fontsize=12, fontweight='bold')
703 ax.set_ylabel('Cortante basal [tonf]', fontsize=12, fontweight='bold')
704 ax.set_title('Curva de capacidad - Arquetipo 1', fontsize=14, fontweight='bold')
705 ax.set_xlim(0, 10)
706 ax.set_ylim(0, 250)
707 for spine in ax.spines.values():
708     spine.set_linewidth(1.2)
709 ax.legend(fontsize=9, frameon=True, loc='lower right')
710

```

```

711 # =====
712 # EXPORTACIÓN DE RESULTADOS
713 # =====
714 output_csv = os.path.join(Carpeta, "CurvaCapacidad.csv")
715 pushover_df.to_csv(output_csv, index=False)
716
717 return
718
719
720 def espectro_respuesta(accel, dt, xi=0.05, T=np.linspace(0.01, 3, 500), uo=0, vo=0):
721
722     PSA = np.zeros_like(T)
723
724     beta = 1/4
725     gamma = 1/2
726     ug = -accel
727
728     for i, Tn in enumerate(T):
729
730         n = len(ug)
731         m = 1.0
732         p = -m * ug
733         k = (2 * np.pi / Tn)**2 * m
734         c = 2 * xi * np.sqrt(k * m)
735
736         u = np.zeros(n)
737         v = np.zeros(n)
738         a = np.zeros(n)
739         u[0] = uo
740         v[0] = vo
741         a[0] = (p[0] - c * v[0] - k * u[0]) / m
742
743         a1 = m / (beta * dt**2) + gamma * c / (beta * dt)
744         a2 = m / (beta * dt) + (gamma / beta - 1) * c
745         a3 = (1 / (2 * beta) - 1) * m + dt * (gamma / (2 * beta) - 1) * c
746         kt = k + a1

```

```

745
746     for j in range(n - 1):
747         Pti_1 = p[j + 1] + a1 * u[j] + a2 * v[j] + a3 * a[j]
748         u[j + 1] = Pti_1 / kt
749         v[j + 1] = gamma / (beta * dt) * (u[j + 1] - u[j]) + (1 - gamma / beta) * v[j] + dt * (1 - gamma
/ (2 * beta)) * a[j]
750         a[j + 1] = (1 / (beta * dt**2)) * (u[j + 1] - u[j]) - (1 / (beta * dt)) * v[j] - (1 / (2 * beta)
- 1) * a[j]
751
752         PSA[i] = np.max(np.abs(u * (2 * np.pi / Tn)**2)) # PSA: pseudoaceleración máxima en cm/s
753
754     return PSA
755 # =====
756 # 7. ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL (DINÁMICO NO LINEAL)
757 # =====
758
759 # -----
760 # 7.1 FUNCIÓN IDA PARA UN SÍSMO
761 # -----
762
763 @silent_opensees
764 def IDA(recordName, dtrec, nPts, dtan, fact, damp,
765         IDctrlNode, IDctrlDOF, elements, nodes_control,
766         modes=[0, 2], Kswitch=1, Tol=1e-6):
767
768     # =====
769     # CONFIGURACIÓN INICIAL
770     # =====
771     maxNumIter = 15 # aumentado para estabilidad
772     ops.timeSeries('Path', 1000, '-filePath', recordName, '-dt', dtrec, '-factor', fact)
773     ops.pattern('UniformExcitation', 1000, 1, '-accel', 1000)
774
775     # =====
776     # AMORTIGUAMIENTO DE RAYLEIGH

```



```

777 # =====
778 nmodes = max(modes) + 1
779 eigval = ops.eigen(nmodes)
780 eig1, eig2 = eigval[modes[0]], eigval[modes[1]]
781 w1, w2 = eig1 ** 0.5, eig2 ** 0.5
782
783 beta = 2.0 * damp / (w1 + w2)
784 alfa = 2.0 * damp * w1 * w2 / (w1 + w2)
785
786 if Kswitch == 1:
787     ops.rayleigh(alfa, 0.0, beta, 0.0)
788 else:
789     ops.rayleigh(alfa, beta, 0.0, 0.0)
790
791 # =====
792 # CONFIGURACIÓN DE ANÁLISIS
793 # =====
794 ops.wipeAnalysis()
795 ops.constraints('Plain')
796 ops.numberer('RCM')
797 ops.system('BandGeneral')
798 ops.test('EnergyIncr', Tol, maxNumIter)
799 ops.algorithm('Newton')
800 ops.integrator('Newmark', 0.5, 0.25)
801 ops.analysis('Transient')
802
803 # =====
804 # BUCLE PRINCIPAL DEL ANÁLISIS TRANSITORIO
805 # =====
806 Nsteps = int(dtrec * nPts / dtan)
807 nels, nnodos = len(elements), len(nodes_control)
808
809 dtecho = [ops.nodeDisp(IDctrlNode, IDctrlDOF)]
810

```

```

811     t = [ops.getTime()]
812     Eds = np.zeros((nels, Nsteps + 1, 6))
813     node_disp = np.zeros((Nsteps + 1, nnodos))
814     node_vel = np.zeros((Nsteps + 1, nnodos))
815     node_acel = np.zeros((Nsteps + 1, nnodos))
816     drift = np.zeros((Nsteps + 1, nnodos - 1))
817
818     algoritmos = {
819         1: 'KrylovNewton',
820         2: 'SecantNewton',
821         4: 'RaphsonNewton',
822         5: 'PeriodicNewton',
823         6: 'BFGS',
824         7: 'Broyden',
825         8: 'NewtonLineSearch'
826     }
827
828     for k in range(Nsteps):
829         ok = ops.analyze(1, dtan)
830
831         if ok != 0:
832             print('No converge en t =', ops.getTime())
833             for j in algoritmos:
834                 if j < 4:
835                     ops.algorithm(algoritmos[j], '-initial')
836                 else:
837                     ops.algorithm(algoritmos[j])
838
839             ops.test('EnergyIncr', Tol, maxNumIter * 50)
840             ok = ops.analyze(1, dtan)
841             if ok == 0:
842                 ops.test('EnergyIncr', Tol, maxNumIter)
843                 ops.algorithm('Newton')
844                 break

```

```

845
846     if ok != 0:
847         print('Análisis dinámico fallido a t =', ops.getTime())
848         break
849
850     for node_i, node_tag in enumerate(nodes_control):
851         node_disp[k + 1, node_i] = ops.nodeDisp(node_tag, 1)
852         node_vel[k + 1, node_i] = ops.nodeVel(node_tag, 1)
853         node_acel[k + 1, node_i] = ops.nodeAccel(node_tag, 1)
854         if node_i != 0:
855             drift[k+1,node_i-1] = ((ops.nodeDisp(node_tag,1) - ops.nodeDisp(nodes_control[node_i-1],1))
856                                   / (ops.nodeCoord(node_tag,2) -
ops.nodeCoord(nodes_control[node_i-1],2)))
857
858     for el_i, ele_tag in enumerate(elements):
859
860         Eds[el_i , k+1, :] = [ops.eleResponse(ele_tag,'globalForce')[0],
861                               ops.eleResponse(ele_tag,'globalForce')[1],
862                               ops.eleResponse(ele_tag,'globalForce')[2],
863                               ops.eleResponse(ele_tag,'globalForce')[3],
864                               ops.eleResponse(ele_tag,'globalForce')[4],
865                               ops.eleResponse(ele_tag,'globalForce')[5]]
866
867         dtecho.append(ops.nodeDisp(IDctrlNode,IDctrlDOF))
868         t.append(ops.getTime())
869
870     tiempo = np.linspace(0, dtrec * nPts, len(drift))
871     ops.wipe()
872     return tiempo, np.array(drift)
873
874 # -----
875 # 7.2 FUNCIÓN DE IDA COMPLETA (UN REGISTRO)
876 # -----
877 def Run_IDA(factor, record_file, modo_biseccion=True):

```

```

878
879     datos = np.loadtxt(record_file)
880     t = datos[:, 0]
881     a = datos[:, 1]
882
883     dtrec = np.mean(np.diff(t))
884     nPts = len(a)
885
886     ops.wipe()
887     define_model()
888     analisis_gravitatorio(modelo)
889     ops.loadConst('-time', 0.0)
890
891     dtan = 0.005 if factor < 2.0 else (0.003 if factor < 4.0 else 0.0015)
892     if modo_biseccion:
893         dtan *= 0.5
894
895     temp_file = record_file.replace(".txt", "_temp.txt")
896     np.savetxt(temp_file, a, fmt="%.8e")
897     tiempo, drift = IDA(temp_file, dtrec, nPts, dtan, factor, 0.05,
898                        16, 1, [1, 2, 3, 4], [8, 12, 16])
899
900     os.remove(temp_file)
901
902     return tiempo, drift
903
904 # =====
905 # 7.3 GENERACIÓN DE CURVA IDA
906 # =====
907
908 FACTOR_ESCALA_IDA = np.arange(0.00, 5, 0.1)          # FACTOR DE ESCALA - IDA
909 IDR_LIMITE = 0.25                                   # IDR_LIMITE - IDA
910
911 import os, re

```

```

912
913 carpeta = r"C:\Users\Asus\OneDrive\Desktop\TESIS_2025 ARQUETIPOS\1_ARQUETIPO\CODIGO" # RUTA DE REGISTROS
          SISMICOS NORMALIZADOS Y ESCALADOS
914
915 patron = re.compile(r"^S\d+H\d\.txt$", re.IGNORECASE)
916
917 record_files = sorted(
918     [f for f in os.listdir(carpeta) if patron.match(f)],
919     key=lambda x: int(re.findall(r"S(\d+)", x)[0])
920 )
921
922 record_files # REGISTRO SÍSMICO
923
924 T1, xi = 0.17, 0.05 # PERIODO FUNDAMENTAL - AMORTIGUAMIENTO
925 IM_tipo = 'PGA' # MEDIDA DE INTENSIDAD (IM)
926
927 def generar_curva_IDA(record_file, Nstep, DT,
928                       factores,
929                       drift_limite=IDR_LIMITE, IM_tipo='PGA',
930                       T1=T1, xi=xi):
931
932     datos = np.loadtxt(record_file)
933     t = datos[:, 0]
934     a = datos[:, 1]
935
936     T_vector = np.linspace(0.01, 4, 500)
937     T_idx = np.argmin(np.abs(T_vector - T1))
938
939     resultados = []
940     colapso_detectado = False
941     factor_colapso_aprox = None
942
943     for fact in factores:
944         tiempo, drift = Run_IDA(fact, record_file)

```

```

945     drift_max = np.max(np.abs(drift)) if drift.size else np.nan
946
947     # IM (PGA o Sa)
948     IM_val = (
949         np.max(np.abs(a * fact)) / 981.0
950         if IM_tipo == 'PGA'
951         else espectro_respuesta(a * fact, DT, xi=xi, T=T_vector)[T_idx] / 981.0
952     )
953
954     # Detección de colapso
955     colapso = (drift_max >= drift_limite) or (len(tiempo) < Nstep * 0.9)
956     resultados.append([fact, drift_max, IM_val, colapso])
957
958     if colapso:
959         colapso_detectado, factor_colapso_aprox = True, fact
960         print(f"Colapso detectado cerca de = {fact:.2f} (drift = {drift_max:.3f})")
961         break
962
963     resultados = np.array(resultados)
964     resultados = resultados[resultados[:, 0].argsort()]
965
966     # -----
967     # BISECCIÓN
968     # -----
969     if colapso_detectado and factor_colapso_aprox > 0.1 and len(resultados) >= 2:
970         fact_L, fact_U = resultados[-2, 0], resultados[-1, 0]
971         print(f"---> Refinando colapso entre {fact_L:.2f} y {fact_U:.2f}")
972         tol = 0.01
973
974         while (fact_U - fact_L) > tol:
975             fact_M = 0.5 * (fact_L + fact_U)
976             tiempo, drift = Run_IDA(fact_M, record_file, modo_biseccion=True)
977             drift_max = np.max(np.abs(drift)) if drift.size else np.nan
978             colapso = (drift_max >= drift_limite) or (len(tiempo) < Nstep * 0.9)

```

```

979
980     IM_val = (
981         np.max(np.abs(a * fact_M)) / 981.0
982         if IM_tipo == 'PGA'
983         else espectro_respuesta(a * fact_M, DT, xi=xi, T=T_vector)[T_idx] / 981.0
984     )
985
986     resultados = np.vstack((resultados, [fact_M, drift_max, IM_val, colapso]))
987     fact_U, fact_L = (fact_M, fact_L) if colapso else (fact_U, fact_M)
988
989     factor_colapso = 0.5 * (fact_L + fact_U)
990     print(f"Colapso refinado: = {factor_colapso:.3f}")
991 else:
992     factor_colapso = factor_colapso_aprox or np.nan
993     print("No se detectó colapso claro en el rango analizado.")
994
995     return factor_colapso, resultados
996
997 # =====
998 # 7.4 GRAFICACIÓN DE CURVAS IDA
999 # =====
1000
1001 plt.figure(figsize=(8, 6))
1002
1003 for record_file in record_files:
1004
1005     datos = np.loadtxt(record_file)
1006
1007     t = datos[:, 0]
1008     a = datos[:, 1]
1009     Nstep = len(a)
1010     DT = np.mean(np.diff(t))
1011
1012     factor_colapso, resultados = generar_curva_IDA(

```

```

1013     record_file,
1014     Nstep,
1015     DT,
1016     factores=FACTOR_ESCALA_IDA,
1017     drift_limite=IDR_LIMITE,
1018     IM_tipo=IM_tipo,
1019     T1=T1,
1020     xi=xi
1021 )
1022
1023 res = np.array(resultados, dtype=float)
1024 res = res[np.isfinite(res[:, 1]) & np.isfinite(res[:, 2])]
1025 res = res[np.argsort(res[:, 2])]
1026
1027 drifts = res[:, 1] * 100
1028 IMs = res[:, 2]
1029 col = res[:, 3].astype(bool)
1030
1031 nombre_salida = os.path.splitext(record_file)[0] + "_IDA_PUNTALES_resultados.txt"
1032 np.savetxt(nombre_salida, res, fmt="%.6f",
1033            header="factor    drift_max(IDR)    IM_val(PGA_g)    colapso(1=True)",
1034            comments="")
1035 print(f"Resultados guardados en: {nombre_salida}")
1036
1037 if np.any(col):
1038
1039     idx_col = np.argmax(col)
1040     drift_col = drifts[idx_col]
1041     IM_col = IMs[idx_col]
1042
1043     plt.plot(drifts, IMs, '-', color="b", lw=1.3, label=f"{record_file}")
1044     plt.plot(drift_col, IM_col, 'ro', ms=6, label=f"Colapso={factor_colapso:.3f}")
1045
1046     plt.text(drift_col * 1.03, IM_col * 1.02,

```



```

1047         f"({drift_col:.2f}%, {IM_col:.2f}g)",
1048         color='red', fontsize=9, weight='bold')
1049
1050     print(f"Colapso detectado -> IDR = {drift_col:.2f} %, PGA = {IM_col:.3f} g, = {factor_colapso:.3f}")
1051
1052     else:
1053         plt.plot(drifts, IMs, '-x', color='b', lw=1.3, label=f"{record_file} (sin colapso)")
1054
1055     plt.xlabel("IDR [%]", fontsize=12)
1056     plt.ylabel("PGA [g]" if IM_tipo == 'PGA' else f"Sa(T={T1}s) [g]", fontsize=12)
1057     plt.title("Curva IDA PGA [g] VS IDR [%]", fontsize=14)
1058     plt.grid(True, linestyle='--', alpha=0.6)
1059     plt.legend(fontsize=9, loc='lower right')
1060     plt.tight_layout()
1061     plt.show()
1062     # =====
1063     # VISUALIZACIÓN DE LAS CURVAS
1064     # =====
1065
1066     import os
1067     import re
1068     import numpy as np
1069     import matplotlib.pyplot as plt
1070
1071     # Patrón de archivos en la misma carpeta
1072     patron = re.compile(r"^S(\d+)H(\d)_IDA_PUNTALES_resultados\.txt$", re.IGNORECASE)
1073
1074     archivos = sorted(
1075         [f for f in os.listdir() if patron.match(f)],
1076         key=lambda x: (
1077             int(patron.match(x).group(1)), # S#
1078             int(patron.match(x).group(2))  # H#
1079         )
1080     )

```

```

1081
1082 plt.figure(figsize=(12, 7))
1083
1084 for archivo in archivos:
1085     datos = np.loadtxt(archivo, skiprows=1)
1086
1087     drifts_raw = datos[:, 1]    # IDR (fracción o %)
1088     IMs         = datos[:, 2]    # IM [g]
1089
1090     # Pasar IDR a porcentaje si está en fracción
1091     if np.max(drifts_raw) <= 1.0:
1092         drifts = drifts_raw * 100.0
1093     else:
1094         drifts = drifts_raw
1095
1096     plt.plot(drifts, IMs, '-', lw=0.8, alpha=0.9)
1097
1098 plt.xlabel("IDR [%]")
1099 plt.ylabel("PGA [g]")
1100 plt.title("Curvas IDA Puntos equivalentes")
1101 plt.grid(True, linestyle='--', alpha=0.6)
1102 plt.xlim(0, 1.5)    # hasta 0.5 % de deriva
1103 plt.ylim(0, 1.75)   # hasta 0.5 % de deriva
1104 # plt.ylim(0, 3)    # si quieres fijar el eje Y, descomenta y ajusta
1105
1106 plt.show()

```