

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL
DE HUAMANGA**

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

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS:

**"Cálculo del factor de reducción de las fuerzas sísmicas R
para estructuras aporticadas de concreto armado en la
región de Ayacucho, 2024"**

Para optar el título profesional de:

INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

Bach. Ever Jhon CUSICHE MENDOZA

ASESOR:

Msc. Ing. Rocky Giban AYALA BIZARRO

AYACUCHO - PERÚ

2026

Resumen

La presente investigación se centró en la determinación del factor de reducción de fuerzas sísmicas R para edificaciones aporticadas de concreto armado en la provincia de Huamanga, Ayacucho, mediante el desarrollo e implementación de algoritmos en el software de código abierto OpenSeesPy.

Las normativas sísmicas, incluida la norma peruana E.030, establecen valores generalizados del factor R basados principalmente en criterios cualitativos, lo que puede resultar en diseños estructurales con niveles de seguridad insuficientes o costos de construcción innecesariamente elevados, por esta razón se desarrollaron algoritmos computacionales que permitieron realizar análisis no lineales estáticos (Pushover) para calcular los componentes del factor R : ductilidad (R_μ), sobrerresistencia (R_S) y redundancia (R_R), obteniendo en promedio $R_\mu = 4.66$, $R_S = 1.1$, $R_R = 1.217$.

El valor promedio calculado de $R = 6.23$ resultó inferior al calculado por la Norma E.030 peruana ($R=6.72$). Los resultados de este trabajo ofrecen una referencia técnica de naturaleza cuantitativa para el dimensionamiento sísmico de edificaciones aporticadas en Ayacucho, permitiendo un balance más eficiente entre la seguridad estructural y la viabilidad económica. Los resultados tienen un potencial significativo para ser incorporados en futuras actualizaciones de las normativas sismorresistentes a nivel regional.

Palabras clave: Factor de reducción sísmica, Factor de ductilidad, Factor de sobrerresistencia, Factor de redundancia, OpenSeespy.

Abstract

This research focused on the determination of the seismic force reduction factor R for reinforced concrete frame buildings in the province of Huamanga, Ayacucho, through the development and implementation of algorithms in the open-source software OpenSeesPy.

Seismic regulations, including the Peruvian standard E.030, establish generalized values of the R factor based mainly on qualitative criteria, which can result in structural designs with insufficient safety levels or unnecessarily high construction costs. For this reason, computational algorithms were developed to perform nonlinear static (Pushover) analyses to calculate the components of the R factor: ductility (R_μ), overstrength (R_S), and redundancy (R_R), obtaining average values of $R_\mu = 4.66$, $R_S = 1.1$, $R_R = 1.217$.

The calculated average value of $R = 6.23$ was lower than that calculated by the Peruvian standard E.030 ($R = 6.72$). The results of this work offer a quantitative technical reference for the seismic design of frame buildings in Ayacucho, allowing for a more efficient balance between structural safety and economic viability. The results have significant potential to be incorporated into future updates of seismic-resistant regulations at the regional level.

keywords: Seismic Reduction Factor, Ductility Factor, Overstrength Factor, Redundancy Factor, OpenSeesPy.

Introducción

A nivel global, incluyendo el Perú, los mapas de zonas sísmicas emplean comúnmente un período de retorno de 475 años, lo cual equivale a eventos sísmicos de alta magnitud. Resulta financieramente impracticable dimensionar la totalidad de las edificaciones para que se comporten dentro del régimen elástico frente a estos movimientos telúricos, es decir, sin experimentar deterioro alguno, dado que la probabilidad de ocurrencia de un fenómeno de esta escala durante la vida operativa de una construcción es reducida. En consecuencia, las edificaciones son concebidas para incursionar en el rango no lineal, logrando disipar una porción relevante de la energía generada por el sismo. Bajo esta filosofía, se admite cierto nivel de afectación en los componentes estructurales, pero se asegura la prevención del colapso.

Con el propósito de alcanzar esta meta, se recurre a un espectro no elástico de diseño, el cual resulta de dividir el espectro elástico por un factor denominado R , encargado de reducir las fuerzas sísmicas. Dicho factor constituye el eje central del presente trabajo, puesto que las regulaciones sísmicas tienden a proporcionar valores genéricos de R para diferentes familias estructurales. Existe la posibilidad de que, debido al desconocimiento del origen y los parámetros que influyen en este coeficiente, se estén dimensionando estructuras con fuerzas sísmicas demasiado reducidas, poniendo en riesgo su estabilidad, o exageradamente altas, incrementando los costos de edificación sin justificación técnica.

Dentro del marco regulatorio peruano, la Norma Técnica E.030 fija valores del factor R correspondientes al escenario de diseño sísmico más riguroso. No obstante, resulta llamativo que, al contrastar códigos de naciones como Colombia (NSR-98), Ecuador (CEC-2000) y Chile, los valores asignados a R para una misma tipología estructural y grado de exigencia no sean homogéneos. Esta disparidad obedece, parcialmente, a que la fijación de dichos coeficientes posee un fundamento predominantemente cualitativo, apoyándose con frecuencia en juicios de especialistas más que en análisis cuantitativos exhaustivos.

Frente a esta carencia de determinaciones precisas y contextualizadas del factor R , se origina esta investigación, la cual busca cuantificar el valor de R mediante procedimientos de análisis no lineal, incorporando las características sísmicas particulares y los materiales de construcción típicos de la zona de Ayacucho, con la finalidad de ofrecer una base técnica más sólida y específica para el dimensionamiento sismorresistente de este tipo de edificaciones en dicha localidad.

A mis padres, Eduardo y Teodora. Su coraje y afecto genuino han representado durante toda mi vida un faro que ilumina mi camino. El respaldo incondicional que siempre me han brindado me sostiene en cada paso que doy, otorgándome la fortaleza y la confianza necesarias para seguir adelante. El presente trabajo constituye un modesto homenaje a su infinito cariño y entrega.

A mis hermanos: Ronal, Felicitas, Mirian, Yoselin y Gabriel. Su presencia constante a mi lado, tanto en los instantes felices como en los adversos, ha sido invaluable. Les agradezco profundamente por su respaldo permanente, sus sabias orientaciones y la calidez de su compañía a lo largo de esta travesía.

Agradecimientos

Expreso mi más sincero reconocimiento a mi asesor de tesis, Mg.Ing. Rocky Giban Ayala Bizarro, por su apoyo incondicional desde la concepción de esta investigación, por sus atenciones, sugerencias y recomendaciones, así como por su labor constante en apoyar a los estudiantes en temas de estructuras y programación.

A los miembros de mi jurado: al Mg. Ing. Ruben Americo Yachapa Condeña, por su disposición para revisar y brindar recomendaciones que hagan de esta una investigación útil para futuros trabajos; y al Mg. Ing. Rualth Bravo Anaya, por sus pertinentes observaciones y acertadas recomendaciones en el momento oportuno.

A los profesores que integran la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga. Su labor ha sido clave en mi formación tanto académica como profesional a lo largo de estos años.

A mis amigos y compañeros de la universidad. Junto a ellos, la experiencia universitaria se volvió inolvidable, colmada de vivencias e historias. Hemos construido algo semejante a una familia, cimentada en lazos afectivos de respaldo recíproco y desinteresado. También les agradezco por sus aportes al presente estudio.

Ayacucho, enero de 2026

Bach.Ever Jhon Cusiche Mendoza

Índice general

Resumen	xi
Abstract.	xii
Introducción	xiii
Dedicatoria	xiv
Agradecimientos	xv
Índice general	xvi
Índice de figuras	xix
Índice de tablas	xxiv
Capítulo I Planteamiento del Problema	1
1.1 Descripción de la realidad problemática	1
1.2 Delimitación del problema	2
1.2.1 Espacial (geográfica)	2
1.2.2 Temporal	2
1.2.3 Temática y unidad de análisis	2
1.3 Formulación del problema.	2
1.3.1 Problema general..	2
1.3.2 Problemas específicos..	3
1.4 Justificación e importancia.	3
1.4.1 Justificación personal	3
1.5 Limitaciones de la investigación..	4
1.6 Objetivos	4
1.6.1 Objetivo general.	4
1.6.2 Objetivos específicos.	4
Capítulo II Marco Teórico..	5
2.1 Antecedentes	5
2.1.1 Investigaciones internacionales	5
2.1.2 Investigaciones nacionales	8
2.2 Bases teóricas	11
2.2.1 Factor de Reducción de Respuesta Sísmica “R”	11
2.2.2 Factor de ductilidad	11
2.2.3 Factor de sobre resistencia	18
2.2.4 Factor de redundancia	20

2.2.5	Comportamiento de un sistema Estructural	22
2.2.6	Métodos de análisis sísmico	23
2.2.7	Método de análisis no lineal estático (PUSHOVER)	24
2.2.8	Fundamentos de la modelación no lineal en estructuras	27
2.2.9	Métodos numéricos para ecuaciones no lineales.	43
2.2.10	Métodos de solución no lineal en análisis estructural	44
2.2.11	Normativas y códigos de diseño	48
2.3	Marco conceptual.	49
2.3.1	Sistema estructural	49
2.3.2	Sistema aporticado	50
2.3.3	Cargas estáticas	50
2.3.4	Cargas dinámicas	50
2.3.5	Comportamiento elástico	50
2.3.6	Comportamiento inelástico	50
2.3.7	Espectro de capacidad	51
2.3.8	Punto de desempeño	51
2.3.9	Coeficiente de correlación (Pearson)	51
Capítulo III	Métodología de la Investigación	52
3.1	Método	52
3.2	Enfoque	52
3.3	Alcance.	52
3.4	Diseño de investigación	52
3.5	Población y muestra.	52
3.5.1	Población	52
3.5.2	Muestra	52
3.5.3	Criterios de selección	53
3.5.4	Tamaño de la muestra	53
3.5.5	Unidad de muestreo	53
3.5.6	Ubicación de las unidades de muestreo	53
3.6	Hipótesis	54
3.6.1	Hipótesis general	54
3.6.2	Hipótesis específicas	54
3.7	Operacionalización de variables	55
3.7.1	Operacionalización de variables	55

3.8	Técnicas e instrumentos	56
3.8.1	Técnicas de recolección de datos	56
3.9	Procesamiento de la información	56
3.10	Herramientas de software	56
3.11	Desarrollo del trabajo de tesis	57
3.11.1	Recolección de datos para el modelamiento en OpenSeesPy y Etabs	57
3.11.2	Análisis no lineal mediante OpenSeesPy	60
3.11.3	Cálculo de la curva de capacidad mediante el software ETABS	69
Capítulo IV	Resultados	75
4.1	Generación de la curva capacidad mediante OpenSeesPy	75
4.2	Generación de la curva capacidad mediante el software Etabs	75
4.3	Resultados del factor de ductilidad	76
4.4	Resultados del factor de sobre resistencia	80
4.5	Resultados del factor de redundancia	82
4.6	Análisis e interpretación	83
4.7	Discusión, interpretación y contrastación de la hipótesis	84
4.7.1	Discusión para contrastación de la Hipótesis General	84
4.7.2	Discusión para contrastación de la hipótesis específicas	88
Capítulo V	Conclusiones	96
	Conclusiones	96
	Referencias bibliográficas	98
	Acrónimos	106
	Glosarios	107
	Símbolos	109
	Anexos	110

Índice de figuras

Figura 1. Curva característica de fuerza versus desplazamiento para un elemento de concreto armado. Tomado y adaptado de Paulay y Priestley (1992)	12
Figura 2. Relación esfuerzo-deformación del acero y concreto. Adaptado de Paulay y Priestley (1992)	13
Figura 3. Ductilidad de una sección de hormigón armado (ductilidad de curvatura). Adaptado de Sococol et al. (2019)	13
Figura 4. Ductilidad de un elemento de hormigón armado (ductilidad de rotación). Adaptado de Sococol et al. (2019)	14
Figura 5. Relaciones de momento, curvatura y deflexión para un elemento de hormigón armado. Adaptado de Paulay y Priestley (1992)	14
Figura 6. Curva de capacidad típica de un edificio. Adaptado de Elnashai y Mwafy (2002)	15
Figura 7. Descripción del modelo utilizado para calcular V_U^* . Adaptado de Aguiar (2006)	19
Figura 8. Descripción del Método del Espectro de Capacidad. Adaptado de Aguiar (2006)	20
Figura 9. Indeterminación estática versus redundancia para un sistema elástico perfectamente plástico bajo cargas laterales estáticas. Indeterminación estática:(a)n=9; (b)n=9. Grado de redundancia:(c)n=4,(d)n=8,(e)n=8 y (f)n=10 , adaptado de Bertero y Bertero (1999).	21
Figura 10. Relación fuerza-deformación para una componente estructural típica adaptado de Powell (2010)	23
Figura 11. Diagrama de flujo que destaca los diversos métodos de análisis sísmico (Kuria & Kegyes-Brassai, 2023b).	24
Figura 12. Secuencia de un análisis PUSHOVER adaptado de Aguiar et al. (2020) .	24
Figura 13. Secuencia de un análisis PUSHOVER, adaptado de Aguiar et al. (2020) .	25
Figura 14. Clasificación de métodos de análisis pushover. Fuente: Elaboración propia	26
Figura 15. Efecto $P-\Delta$ en columna en voladizo, adaptado de Powell (2010)	30
Figura 16. Representación gráfica idealizada de la relación entre tensión y deformación en un material sólido. El tramo OY corresponde al intervalo elástico, mientras que el segmento YF corresponde al intervalo plástico, adaptado de Attiogbe y Morris (1991)	31
Figura 17. Modelos idealizados de elementos viga-columna.(Deierlein et al., 2010) .	31
Figura 18. Resumen del modelo de Hognestad (1951) para concreto no confinado: características, ecuación y aplicación.	33
Figura 19. Curva tensión-deformación correspondiente al modelo de Hognestad (1951b) para hormigón sin confinamiento.	33

Figura 20.	Modelo de Mander (1988): características, ecuación y aplicaciones. . . .	34
Figura 21.	Diagrama esfuerzo-deformación comparativo entre concreto confinado y no confinado según el modelo de Mander (1988).	34
Figura 22.	Características, ecuaciones y aplicaciones del modelo elastoplástico. . .	35
Figura 23.	Diagrama bilineal elastoplástico para acero perfectamente plástico. . . .	35
Figura 24.	Modelo de Park y Paulay (1975) para acero con endurecimiento por deformación.	36
Figura 25.	(a) Relación momento-curvatura, (b) Curvatura de la primera falla y (c) Curvatura de la falla, adaptado de (Paulay & Priestley, 1992)	37
Figura 26.	relación entre momento rotación y momento curvatura, adaptado de (Ibarra Ordóñez, 2024)	37
Figura 27.	Estructura jerárquica en OpenSees: materiales, secciones y elementos. Fuente: Elaboración propia	39
Figura 28.	Modelos de rótulas plásticas (Zero-Length Elements) con materiales uniaxiales en OpenSees. Fuente: Elaboración propia	40
Figura 29.	Elementos con rótulas concentradas (Beam-Column Elements) en OpenSeesPy. Fuente: Elaboración propia	40
Figura 30.	Materiales para fibras de hormigón (Fiber Section) en OpenSeesPy. Fuente: Elaboración propia	41
Figura 31.	Relación típica de esfuerzo-deformación histerética para Concrete01, Concrete02, Concrete04 y ConcreteCM, adaptado de Pacific Earthquake Engineering Research Center (2024)	42
Figura 32.	Materiales para fibras de acero (Fiber Section) en OpenSeesPy. Fuente: Elaboración propia	42
Figura 33.	Relación típica de esfuerzo-deformación histerética para Steel01, Steel02, Steel04 y ReinforcingSteel, adaptado de Pacific Earthquake Engineering Research Center (2024)	42
Figura 34.	Modelos avanzados de plasticidad distribuida en OpenSeesPy. Fuente: Elaboración propia	43
Figura 35.	Clasificación de métodos numéricos para ecuaciones no lineales. Fuente: Elaboración propia	43
Figura 36.	Análisis no lineal incremental, adaptado de Ibarra Ordóñez (2024) . . .	45
Figura 37.	Ubicación de las unidades de muestreo	53
Figura 38.	Distribución geográfica de la muestra	54
Figura 39.	Distribución de la muestra por niveles	54
Figura 40.	Datos recolectados y sus fuentes	56
Figura 41.	(a) Planta típica VM-1, (b) Planta típica VM-2, (c) Planta típica VM-3 . .	57
Figura 42.	(a) Planta típica VM-4, (b) Planta típica VM-5, (c) Planta típica VM-6 . .	57
Figura 43.	(a) Planta típica VM-7, (b) Planta típica VM-8, (c) Planta típica VM-10 . .	58

Figura 44.	Planta típica VM-10	58
Figura 45.	Librerías y módulos de Python utilizados.	60
Figura 46.	Mapa conceptual del sistema de unidades y propiedades del concreto. .	61
Figura 47.	Secuencia de inicialización del modelo estructural.	61
Figura 48.	Modelos de materiales no lineales empleados: Concrete02 para el concreto confinado y no confinado, y Steel01 para el acero de refuerzo.	62
Figura 49.	Esquema del proceso de definición de sección fibra. Fuente:Elaboración propia	62
Figura 50.	Secciones típicas obtenidas mediante OpenSeesPy. Fuente:Elaboración propia	63
Figura 51.	Generación de nodos de la vivienda 1, 2, 3, 4 y 5	63
Figura 52.	Generación de nodos de la vivienda 6, 7, 8, 9, 10	63
Figura 53.	Restricciones en OpenSeesPy para unión de nodos en plano rígido y para empotramiento en la base. Fuente:Elaboración propia	64
Figura 54.	Transformaciones geométricas para columnas y vigas. Fuente:Elaboración propia	65
Figura 55.	Integración numérica para vigas y columnas. Fuente:Elaboración propia. .	65
Figura 56.	Definición de elementos estructurales con <code>element('dispBeamColumn')</code> : tipo, conectividad nodal y parámetros de integración y transformación geométrica. . .	65
Figura 57.	Generación de elementos de la vivienda 1, 2, 3, 4 y 5	66
Figura 58.	Generación de elementos de la vivienda 6, 7, 8, 9, 10	66
Figura 59.	Asignación de masas a todos los nodos del piso y análisis modal // Fuente: Elaboración propia	66
Figura 60.	Primer modo de vibración la vivienda 1, 2, 3, 4 y 5	66
Figura 61.	Primer modo de vibración la vivienda 6, 7, 8, 9 y 10	67
Figura 62.	Flujo de trabajo para análisis por cargas de gravedad en OpenSeesPy. .	67
Figura 63.	Deformación por gravedad la vivienda 1, 2, 3, 4 y 5	68
Figura 64.	Deformación por gravedad la vivienda 6, 7, 8, 9 y 10	68
Figura 65.	Proceso general de análisis pushover en OpenSeesPy: configuración del solver, aplicación de cargas laterales (primer modo), ejecución con control de convergencia y generación de la curva de capacidad.. . . .	68
Figura 66.	Análisis PUSHOVER de la vivienda 1, 2, 3, 4 y 5	69
Figura 67.	Análisis PUSHOVER de la vivienda 6, 7, 8, 9 y 10	69
Figura 68.	(a) Características no lineales del concreto existente; (b) Curva tensión-deformación del concreto.	70
Figura 69.	(a) Propiedades no lineales del Acero de refuerzo; (b) Curva de esfuerzo deformación del acero.	71
Figura 70.	(a) y (b) Aplicación de carga lateral incremental (pushover) en las direcciones X e Y.	72

Figura 71.	(a) y (b) Ubicación del punto de control	72
Figura 72.	(a) y (b) Definición de rótulas en vigas.	73
Figura 73.	(a) y (b) Definición de rótulas en columnas.	73
Figura 74.	(a) y (b) Definición de rótulas en vigas y columnas.	74
Figura 75.	(a) y (b) Generación de rótulas en columnas y vigas.	74
Figura 76.	Curva capacidad obtenidos mediante Openseespy	75
Figura 77.	Curva capacidad obtenido mediante el software Etabs.	76
Figura 78.	Cálculo de el factor de ductilidad Edificación 1	76
Figura 79.	Cálculo de el factor de ductilidad Edificación 2	77
Figura 80.	Cálculo de el factor de ductilidad Edificación 3	77
Figura 81.	Cálculo de el factor de ductilidad Edificación 4	77
Figura 82.	Cálculo de el factor de ductilidad Edificación 5	78
Figura 83.	Cálculo de el factor de ductilidad Edificación 6	78
Figura 84.	Cálculo de el factor de ductilidad Edificación 7	78
Figura 85.	Cálculo de el factor de ductilidad Edificación 8	79
Figura 86.	Cálculo de el factor de ductilidad Edificación 9	79
Figura 87.	Cálculo de el factor de ductilidad Edificación 10	79
Figura 88.	(a) y (b)Calculo del factor de sobrerresistencia Edificación 1 y 2	80
Figura 89.	(a) y (b)Calculo del factor de sobrerresistencia Edificación 3 y 4	81
Figura 90.	(a) y (b)Calculo del factor de sobrerresistencia Edificación 5 y 6	81
Figura 91.	(a) y (b)Calculo del factor de sobrerresistencia Edificación 7 y 8	81
Figura 92.	(a) y (b)Calculo del factor de sobrerresistencia Edificación 9 y 10	82
Figura 93.	Superposición de las curvas de capacidad obtenidas en ETABS y OpenSeesPy para las diez edificaciones analizadas.	85
Figura 94.	Coeficiente de determinación entre curvas pushover de ETABS y OpenSeesPy para las edificaciones 1 y 2.	85
Figura 95.	Coeficiente de determinación entre curvas pushover de ETABS y OpenSeesPy para las edificaciones 3 y 4.	85
Figura 96.	Coeficiente de determinación entre curvas pushover de ETABS y OpenSeesPy para las edificaciones 5 y 6.	86
Figura 97.	Coeficiente de determinación entre curvas pushover de ETABS y OpenSeesPy para las edificaciones 7 y 8.	86
Figura 98.	Coeficiente de determinación entre curvas pushover de ETABS y OpenSeesPy para las edificaciones 9 y 10.	86
Figura 99.	Comparación de factores de ductilidad obtenidos en ETABS y OpenSeesPy	89
Figura 100.	Comparación de factores de sobrerresistencia obtenidos en ETABS y OpenSeesPy	90

Figura 101. Comparación de factores de redundancia obtenidos en ETABS y OpenSeesPy 92

Figura 102. Comparación del factor R obtenido mediante análisis pushover frente al valor normativo de la norma peruana E.030. Se observa que el valor calculado es menor o igual al normativo en todas las edificaciones analizadas. 94

Índice de tablas

Tabla 1.	Períodos característicos T^* empleados en la investigación.	17
Tabla 2.	Parámetros de ajuste a , b , c y d	17
Tabla 3.	Coeficientes básicos de reducción R_0 para sistemas de pórticos	48
Tabla 4.	Valores del coeficiente de modificación de respuesta R según ASCE 7-22	49
Tabla 5.	Variables e Indicadores.	56
Tabla 6.	Herramientas de software utilizadas.	56
Tabla 7.	Cuadro resumen de las características sísmicas de las unidades de estudio.	59
Tabla 8.	Cuadro resumen de las características de la edificación N°1	80
Tabla 9.	Cuadro resumen de las características de la edificación N°1	82
Tabla 10.	Cuadro resumen de las características de la edificación N°1	83
Tabla 11.	Cuadro resumen de las características de la edificación N°1	83
Tabla 12.	Coeficientes de determinación R^2 por edificación	86
Tabla 13.	Criterios de validación estadística y resultados obtenidos	89
Tabla 14.	Criterios cuantitativos de validación	91
Tabla 15.	Criterios cuantitativos de validación	92
Tabla 16.	Resultados de R experimental y factores de irregularidad por edificación	93

Capítulo I: Planteamiento del Problema

1.1 Descripción de la realidad problemática

De acuerdo con la filosofía tradicional del diseño sismorresistente, las edificaciones se dimensionan para cargas mucho menores que las fuerzas esperadas durante un sismo, ya que resulta antieconómico proyectar una estructura que soporte en régimen elástico la totalidad de la acción generada por el movimiento telúrico de diseño. En este marco, se recurre al coeficiente de reducción R , el cual permite atenuar la intensidad de la demanda sísmica. Por esta razón, la normativa peruana E.030 acepta que las construcciones enfrenten sismos severos con la eventualidad de experimentar deterioros estructurales; no obstante, carece de directrices para estimar dicho deterioro ni para anticiparlo. Esta limitación obedece a que nuestra regulación se sustenta en procedimientos lineales elásticos que resultan insuficientes para valorar adecuadamente el comportamiento sísmico de las edificaciones.

En Ayacucho, resguardar las edificaciones ante sismos de gran magnitud representa un desafío importante debido a que la norma E.030 carece de un procedimiento explícito para calcular el factor R en pórticos de hormigón armado. Aunque existen metodologías avanzadas para evaluar el desempeño sísmico y obtener valores de R más realistas, su aplicación es limitada por la complejidad que implican y los elevados recursos computacionales que demandan los programas comerciales. Esta situación afecta directamente a la población, con el riesgo de ocasionar daños materiales o pérdidas humanas. Según el Servicio Geológico de Estados Unidos, aproximadamente 850,000 personas fallecieron y más de 3 millones de viviendas colapsaron o resultaron gravemente dañadas durante los 26 grandes terremotos ocurridos en el mundo en las últimas dos décadas (Pan et al., 2017).

El origen fundamental de esta problemática radica en que la estimación de las solicitaciones sísmicas conforme a la norma no especifica con suficiente claridad el valor real del factor R que debería asignarse a una edificación en particular, sino que entrega valores generalizados por categorías de sistemas estructurales. Los coeficientes propuestos provienen exclusivamente del juicio experto y no del estudio del rendimiento sísmico, lo cual puede conducir a una sobrestimación o a una reducción excesiva de las cargas sísmicas de diseño (Daza-Duarte, 2003). Esta circunstancia, frente a un movimiento telúrico de elevada

magnitud, podría incrementar la probabilidad de colapso de la estructura. Al no efectuarse una evaluación correcta del desempeño sísmico y al carecer de un valor específico del factor R , se puede caer en un sobredimensionamiento o un subdimensionamiento estructural. Esto podría provocar, ya sea el derrumbe estructural ante sismos o un sobre costo en la construcción. Tal como lo evidencian sismos recientes a escala global, el desempeño de las edificaciones de hormigón armado no siempre se alinea con los mecanismos teóricos de disipación energética (Arslan, 2012).

1.2 Delimitación del problema

En este apartado se especifica la población objetivo del estudio, el intervalo de tiempo necesario que tomó desarrollar la investigación y el ámbito geográfico donde esta se ejecutó. A continuación, se presentan de forma detallada los aspectos antes mencionados.

1.2.1. Espacial (geográfica)

El estudio se desarrolló en la provincia de Huamanga, perteneciente a la región de Ayacucho. Se tomó como referencia las edificaciones con estructura de pórticos de hormigón armado.

1.2.2. Temporal

La investigación abarcó un intervalo de tiempo que va desde agosto del 2024 hasta diciembre del año 2025. Durante dicho lapso, se procedió a la recopilación de información, la elaboración y evaluación del modelo estructural, así como la verificación de los hallazgos obtenidos.

1.2.3. Temática y unidad de análisis

La presente investigación se centra en la evaluación del factor de modificación de respuesta sísmica R , mediante análisis de desempeño sísmico en estructuras de pórticos de concreto armado, considerando su comportamiento inelástico.

1.3 Formulación del problema.

1.3.1. Problema general.

¿Cómo calcular el factor de reducción de fuerzas sísmicas R mediante el análisis no lineal estático para estructuras aporticadas de concreto armado en la Provincia de Huamanga de

la región de Ayacucho?.

1.3.2. Problemas específicos.

1. ¿Cómo calcular el factor de ductilidad mediante un lenguaje de programación para estructuras aporticadas de concreto armado?.
2. ¿Cómo calcular el factor de sobre resistencia mediante un lenguaje de programación para estructuras aporticadas de concreto armado?.
3. ¿Cómo calcular el factor de redundancia mediante un lenguaje de programación para estructuras aporticadas de concreto armado?.
4. ¿De qué manera varía el factor de reducción de fuerzas sísmicas R para estructuras aporticadas de concreto armado obtenido del análisis no lineal estático en comparación al valor propuesto en la norma E 030? .

1.4 Justificación e importancia.

1.4.1. Justificación personal

En zonas con alta sismicidad, los códigos de diseño sismorresistente aceptan explícitamente que las edificaciones incurrieren en el régimen plástico de comportamiento. No obstante, dada la complejidad que conlleva ejecutar un análisis no lineal durante el proceso de dimensionamiento, se permite recurrir al análisis elástico empleando cargas sísmicas atenuadas mediante el coeficientes de reducción de fuerzas de sismo, denominados factores R . Resulta fundamental comprender el coeficiente R para asegurar la estabilidad y el adecuado rendimiento de las construcciones frente a movimientos telúricos. Por esta razón, indagar sobre las variables consideradas en el presente estudio contribuirá al perfeccionamiento de las metodologías de diseño y a la optimización del comportamiento estructural. El valor de esta investigación reside en los diversos beneficios que esta aportará:

1. **Justificación teórica:** El factor R representa una variable de relevancia fundamental para la disipación energética de una estructura durante un terremoto. La cuantificación y gestión de este parámetro demandan el desarrollo y la comprobación de las principales teorías que lo fundamentan.
2. **Justificación práctica:** Se sostiene que el presente estudio proporcionará información de utilidad práctica para los profesionales de la ingeniería interesados en

analizar el comportamiento de las edificaciones en el rango no elástico, permitiéndoles calcular el coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas.

1.5 Limitaciones de la investigación.

- **Recursos Computacionales:** El análisis no lineal requiere recursos computacionales significativos. Esta limitación podría restringir la capacidad para experimentar con estructuras complejas o realizar análisis más sofisticados.
- **Calibración:** Se definió las propiedades no lineales a partir de la bibliografía que se va a investigar cuando lo más real sería obtenerlas de pruebas de laboratorio, pero esto hubiera demandado un mayor tiempo y costo en la ejecución de la presente investigación.

1.6 Objetivos

1.6.1. Objetivo general.

Calcular el factor de reducción de fuerzas sísmicas R mediante el análisis no lineal estático para estructuras aporticadas de concreto armado en la provincia de Huamanga de la región de Ayacucho.

1.6.2. Objetivos específicos.

1. Calcular el factor de ductilidad para estructuras aporticadas de concreto armado mediante la implementación de un algoritmo en el lenguaje de programación Python.
2. Calcular el factor de sobre resistencia para estructuras aporticadas de concreto armado mediante la implementación de un algoritmo en el lenguaje de programación Python.
3. Calcular el factor de redundancia para estructuras aporticadas de concreto armado mediante la implementación de un algoritmo en el lenguaje de programación Python.
4. Comparar los valores del factor de reducción de fuerzas sísmicas R de la norma E.030, para estructuras aporticadas de concreto armado con el valor obtenido mediante el análisis no lineal estático.

Capítulo II: Marco Teórico.

2.1 Antecedentes

2.1.1. Investigaciones internacionales

Kumar y Ghosh (2025) llevaron a cabo un estudio en la India denominado ***“Combined effect of R-factor and building height on damage index and seismic vulnerability of vertically irregular T-shaped RC buildings”***, el cual tuvo como propósito examinar la influencia conjunta de la altura estructural y el coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas (R) sobre la vulnerabilidad ante sismos de edificaciones de hormigón armado con planta geométricamente irregular (configuración en T). A través de análisis Pushover y de historias temporales no lineales aplicados a modelos de 5, 10, 15 y 20 niveles, los investigadores cuantificaron los indicadores de daño correspondientes a distintos estados de desempeño. La estrategia metodológica consistió en exponer los modelos a acelerogramas ajustados en escala y derivar curvas de fragilidad. Los hallazgos evidenciaron que la elección del factor R no puede desvincularse de la altura del edificio; para construcciones en T de 15 pisos, un factor $R=6$ excede los límites de daño tolerables, mientras que para edificaciones de hasta 10 pisos dicho factor resulta aceptable. El trabajo concluye que elevar el factor R (de 3 a 6) puede incrementar la probabilidad de daño hasta en un 31%, definiendo rangos seguros para la selección del factor R en función de la altura y de la irregularidad geométrica.

Abhinand y Pandikkadavath (2025) realizaron un estudio en Palestina titulado ***“Seismic Response Reduction Factor Assessment of a 4-Storey Special Steel Moment Resisting Frame”***, cuyo propósito fue determinar el efecto de la irregularidad horizontal (excentricidad) sobre el coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas (R) correspondiente a pórticos intermedios de hormigón armado (IMRF). La estrategia metodológica consistió en modelar en SAP2000 edificaciones de 5, 10 y 15 niveles con distintos grados de excentricidad (0%, 30% y 60%), para luego someterlas a análisis Pushover y de historias temporales no lineales, considerando diversos tipos de rótulas plásticas. Los hallazgos evidenciaron que la existencia de excentricidad disminuye de manera significativa el factor R efectivo. Para una edificación de 15 pisos con un 60% de excentricidad, la disminución alcanzó el 25%; dicha reducción llegó al 30% al incorporar modos de falla por torsión. El trabajo concluye que las irregularidades en planta afectan negativamente la capacidad de disipación energética de la estructura, por lo cual los factores R estipulados en los códigos, concebidos

para configuraciones regulares, no deberían emplearse directamente en edificios con excentricidad sin una corrección proporcional.

Butami (2025) llevaron a cabo una investigación en la India titulada ***“Effect of Horizontal Eccentricity on the Response Reduction Factor (R)”***, la cual estuvo dirigida a determinar el coeficiente de reducción de respuesta sísmica (R) real correspondiente a un pórtico especial de acero resistente a momento (SMRF) de 4 niveles, así como a contrastarlo con el valor empírico sugerido por el código sismorresistente de la India, denominado IS 1893. El estudio empleó una técnica avanzada conocida como análisis dinámico incremental (IDA), la cual consiste en exponer la edificación a registros de movimientos sísmicos con intensidad progresivamente mayor hasta que se produce el colapso estructural. Los hallazgos obtenidos evidenciaron que el factor R calculado mediante IDA fue un 25% superior al valor estipulado por el código, mientras que el coeficiente de sobrerresistencia resultó ser un 62% más elevado. La investigación concluye que los factores R de carácter empírico presentes en las normativas pueden resultar conservadores para esta tipología estructural. Asimismo, señala que la implementación de análisis dinámicos incrementales posibilita una calibración más exacta del factor de reducción, lo cual contribuye a lograr diseños más eficientes y económicos sin sacrificar la seguridad.

Hajian y Attarnejad (2025) desarrollaron un estudio en Irán titulado ***“An Investigation of the strength reduction factor considering soil-structure Interaction”***, el cual tuvo como propósito evaluar el impacto de la interacción suelo-estructura (SSI) sobre el coeficiente de reducción de resistencia (R_μ) aplicable a edificaciones metálicas. A diferencia de trabajos anteriores que utilizaban representaciones simplificadas con base rígida o elementos elásticos, esta investigación representó el terreno como un medio continuo bidimensional dentro del programa OpenSees, analizando construcciones de 3, 5, 7, 9, 12 y 15 niveles asentadas sobre distintas categorías de suelo (desde roca hasta terreno blando clase E). Los hallazgos evidenciaron que la deformabilidad del terreno disminuye sistemáticamente los valores del factor de reducción en relación con el modelo de base empotrada. Dicha disminución resultó más acentuada en suelos de baja rigidez y en edificios con períodos de vibración intermedios. La investigación concluye que omitir la interacción suelo-estructura en el dimensionamiento sísmico puede conducir a la adopción de factores R poco conservadores (superiores a los valores reales), poniendo en riesgo la estabilidad de las edificaciones, particularmente en regiones con terrenos de escasa rigidez.

Garcés Andrade, Villavicencio, et al. (2025) llevaron a cabo un estudio en Ecuador titulado

“Estudio paramétrico de estructuras con aislación sísmica considerando el uso de factores de reducción de resistencia mediante modelos de 2GDL”, el cual estuvo enfocado en examinar la influencia de los coeficientes de reducción de resistencia (R) sobre el comportamiento de edificaciones equipadas con aislamiento sísmico de base. La metodología utilizó sistemas de 2 grados de libertad (2GDL) para representar construcciones con y sin dispositivos de aislamiento, dimensionadas conforme a la normativa ASCE 7-16. A través de análisis dinámicos no lineales ejecutados con 100 acelerogramas, se estimó la demanda de ductilidad en la estructura superior para distintos valores del factor R . Los hallazgos evidenciaron que, si bien el aislamiento disminuye de manera notoria las solicitaciones sísmicas transmitidas hacia la parte superior de la edificación, existe un límite a partir del cual la exigencia de ductilidad en estructuras aisladas puede exceder a la correspondiente a edificaciones de base fija cuando se emplean factores R elevados. La investigación concluye que la elección del factor R en estructuras con aislamiento sísmico demanda un análisis detallado y particular, y que no resulta viable incrementar arbitrariamente el factor R únicamente por la incorporación de aisladores, dado que esto podría generar exigencias de ductilidad no contempladas en el diseño.

Karakale y Layas (2025) presentaron un trabajo de naturaleza reflexiva y propositiva en Turquía, titulado ***“Rationale for updating earthquake design forces in modern building codes”***, el cual tuvo como propósito sustentar la revisión de las solicitaciones sísmicas de diseño en las normativas contemporáneas de construcción, poniendo particular atención en la diferenciación territorial de los coeficientes de reducción (R). El estudio parte del examen de los deterioros evidenciados en terremotos recientes (incluyendo el ocurrido en Turquía durante 2023) así como de la información recolectada acerca del comportamiento real de las edificaciones proyectadas conforme a regulaciones vigentes. Los investigadores sostienen que los factores R , actualmente homogéneos dentro de una misma normativa, deberían ajustarse a cada localidad considerando su grado de peligrosidad sísmica y las metas de rendimiento establecidas. Se argumenta que, en regiones con alta peligrosidad sísmica (por ejemplo, Estambul), la adopción de factores R reducidos podría contribuir a restringir afectaciones irreversibles y a fomentar la viabilidad económica a largo plazo. En contraste, en zonas de baja actividad sísmica podrían conservarse coeficientes más elevados. La investigación concluye que la información empírica y analítica reunida durante las últimas décadas respalda una revisión exhaustiva de los fundamentos relacionados con los factores de reducción presentes en las normativas sismorresistentes.

2.1.2. Investigaciones nacionales

Musaja Chura y Coaquira Huanca (2025) llevaron a cabo un trabajo de investigación titulado ***“Análisis sísmico dinámico no lineal de una edificación de seis niveles con disipadores histeréticos mediante OpenSeesPy – Tacna 2025”***, el cual se centró en examinar el comportamiento sísmico de una construcción al incorporar disipadores histeréticos, utilizando OpenSeesPy como plataforma de simulación. El estudio se realizó siguiendo una metodología aplicada, de carácter exploratorio-descriptivo y con un diseño cuasi-experimental. La muestra consistió en una construcción aporticada de 6 pisos, localizada en Tacna. A través del análisis dinámico no lineal mediante historia en el tiempo, se evidenció que la inclusión de disipadores histeréticos disminuyó aproximadamente un 49% tanto los desplazamientos en el nivel superior como las derivas de entrepiso, cumpliendo así con los límites establecidos por las normas nacionales e internacionales. Si bien el trabajo no determina directamente el coeficiente R , su importancia reside en que los disipadores histeréticos cambian de manera significativa la respuesta no elástica de la edificación, modificando implícitamente la conexión entre las fuerzas elásticas e inelásticas y, en consecuencia, el factor de reducción efectivo. La investigación concluye que la utilización de disipadores histeréticos en edificaciones con estructura de pórticos contribuye notablemente a optimizar su rendimiento sísmico ante cargas severas. Adicionalmente, se confirma la confiabilidad y precisión de OpenSeesPy como herramienta para simular el comportamiento estructural no lineal, recomendándose su uso en estudios técnicos y académicos de ingeniería sísmica en zonas de alto riesgo, como Tacna.

Illanes (2024) realizaron un estudio titulado ***“Estimación del factor de reducción de fuerzas sísmicas (R) en estructuras esenciales categoría A2 de sistemas duales”***, el cual tuvo como finalidad determinar el coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas (R) aplicable a edificaciones esenciales clasificadas como “A2” (hospitales, colegios y recintos militares) que emplean un sistema estructural dual, así como vincular dichos coeficientes con grados específicos de ductilidad. El trabajo partió de la constatación de que la normativa peruana E.030 otorga un valor $R=7$ a estas construcciones dentro de las zonas sísmicas Z4, Z3 y Z2, pese a que corresponden a edificaciones de poca altura, con perímetros inferiores a 0.5 segundos, caracterizadas por su rigidez y escasa ductilidad, se analizaron 74 configuraciones regulares cuyas derivas no excedían 0.007 y cuyas fuerzas cortantes en muros se encontraban entre el 20 % y el 80 % del cortante basal. El coeficiente de reducción por ductilidad para sistemas de un grado de libertad (R_{μ}^{1GDL}) se obtuvo empleando un modelo de histéresis

tipo gamma. Los factores R_Q y R_Y se calcularon mediante análisis estáticos no lineales (*pushover*), mientras que los factores $R_{\mu V}^{GDL}$ se determinaron a partir de análisis no lineales de historia temporal. El diseño en hormigón armado y las simulaciones no lineales se ejecutaron con el programa OpenSees v2.5.0, y el procesamiento de la demanda sísmica se realizó con Matlab R2017b. Los hallazgos indican que, para sistemas estructurales duales pertenecientes a edificaciones esenciales categoría A2, con perímetros comprendidos entre 0.12 y 0.34 segundos y ductilidades de 2 a 4, el factor R varía entre 1.10 y 2.11. La investigación concluye que estas construcciones deberían dimensionarse para fuerzas sísmicas considerablemente mayores que las actualmente exigidas por la norma E.030, dado que el alto factor asignado por dicha norma ($R = 7$) no guarda relación con su verdadera capacidad de ductilidad y disipación energética.

Paredes et al. (2024) Se desarrolló una investigación titulada "Evaluación del desempeño sísmico de una institución educativa empleando el análisis no lineal dinámico", con el objetivo de estudiar el comportamiento sísmico de una escuela en Chiclayo, Perú, mediante análisis dinámico no lineal (ADNL). Se evaluaron dos módulos de dos niveles con geometría regular, construidos en 1994, con pórticos de hormigón armado en la dirección X y mampostería confinada en la dirección Y. La metodología incluyó criterios de la norma peruana E.030 y procedimientos no lineales como el ADNL. Los edificios fueron sometidos a tres registros sísmicos peruanos, escalados y ajustados al espectro de diseño con Seismosignal y Seismomatch. La modelación se realizó en ETABS siguiendo ASCE 41-17 y FEMA 356, obteniendo derivas de piso y curvas de cortante y desplazamiento. Según los niveles de desempeño de HAZUS99, en la dirección X el rendimiento fue "Daños estructurales completos", y en la dirección Y "Daños estructurales leves". La investigación es relevante porque aborda centros educativos sin criterios sismorresistentes originales y evidencia la utilidad del ADNL para evaluar el comportamiento real y verificar los factores R del proyecto original.

Rojas (2023), desarrolló una investigación titulada "Evaluación del desempeño sísmico de una edificación de concreto armado de 5 niveles en la ciudad de Huánuco mediante el análisis estático no lineal (*pushover*)", cuyo objetivo fue examinar la respuesta sísmica de una estructura de hormigón armado de cinco pisos localizada en Huánuco, utilizando el análisis estático no lineal (*pushover*). El estudio partió de la observación de que la norma peruana E.030 pone énfasis en los efectos de terremotos severos, dejando en un lugar secundario la evaluación de los daños provocados por sismos de intensidad baja o moderada. La metodología consistió en desarrollar un modelo numérico de la edificación

con el programa SAP2000, a partir del cual se obtuvo la curva de capacidad como base para la evaluación del desempeño. El dimensionamiento y la asignación de cargas se llevaron a cabo según las normas E.020 y E.030, mientras que el análisis no lineal se realizó conforme a los lineamientos del ASCE 41-23 y FEMA 440. Los resultados indicaron que la edificación presenta un nivel de funcionalidad aceptable frente a un sismo de alta intensidad. Sin embargo, se obtuvo un coeficiente de reducción sísmica (R) con valores entre 1.93 y 2.01, significativamente menor al que la norma E.030 asigna a esta tipología estructural. Adicionalmente, se evidenció una concentración de tensiones en las columnas del primer nivel, las cuales presentan fallas estructurales, lo que contradice parcialmente el principio sismorresistente que establece que las rótulas plásticas deben formarse preferentemente en las vigas antes que en las columnas. La investigación concluye que el análisis no lineal permite detectar deficiencias que los análisis lineales no revelan, y que los factores R definidos en las normativas deberían revisarse con base en este tipo de evaluaciones para reflejar con mayor fidelidad el comportamiento real de las estructuras.

Suarez Morales y Campos Espejo (2023), en su trabajo de tesis titulado ***“Determinación del coeficiente de reducción (R) utilizando el análisis estático no lineal en una estructura mixta de pórticos y de albañilería confinada”***, se propuso determinar el coeficiente de reducción sísmica (R) empleando análisis pushover en un centro educativo de dos niveles que presenta una configuración estructural híbrida (pórticos de hormigón armado en un eje y muros de mampostería confinada en el otro). La metodología contempló la validación de modelos inelásticos: comportamiento de fibra plástica para los pilares de concreto y un modelo de columna ancha con articulaciones de corte para los muros de albañilería, conforme al estándar ASCE/SEI 41-17. Los hallazgos evidenciaron que los valores de R obtenidos a través del enfoque basado en ductilidad y sobrerresistencia alcanzaron 11 para la dirección correspondiente a los pórticos y 14.175 para la dirección correspondiente a la albañilería, excediendo notablemente los valores estipulados por la norma peruana E.030 (8 y 3, respectivamente). Se concluye que la regulación resulta conservadora, dado que la edificación analizada posee una capacidad dúctil y de sobrerresistencia superior a la requerida.

2.2 Bases teóricas

2.2.1. Factor de Reducción de Respuesta Sísmica “R”

El coeficiente de reducción de las solicitaciones sísmicas representa la capacidad de una edificación para absorber energía mediante un comportamiento inelástico. Tal como lo evidencian normativas contemporáneas de construcción, el factor R debe ser empleado para dimensionar las estructuras considerando fuerzas sísmicas reducidas (Abdi et al., 2019).

La noción del factor “R” surgió a partir de la idea de que los sistemas estructurales sismorresistentes adecuadamente detallados pueden experimentar grandes deformaciones inelásticas sin llegar al colapso (conducta dúctil), así como desarrollar capacidades laterales superiores a su resistencia prevista, lo que frecuentemente se denomina resistencia adicional o de reserva (Rojahn et al., 1995). El factor R, muestra las cualidades de absorción y disipación energética de la estructura portante, así como el comportamiento frente a sismos de los distintos tipos de configuraciones y materiales utilizados. Dicho coeficiente posibilita la transición del espectro elástico al espectro inelástico y está condicionado por las siguientes variables: tipología estructural, clase de terreno, período de vibración de la edificación considerado, así como los coeficientes de ductilidad, sobrerresistencia, redundancia y amortiguamiento de una construcción en situación límite (Lasso Martínez & Pillajo Tello, 2020).

Se ha establecido que el factor “R” representa la proporción existente entre las fuerzas que se generarían ante un movimiento del suelo determinado si el sistema estructural respondiera de forma completamente elástica (denominado diseño elástico) y las fuerzas de dimensionamiento prescritas en el nivel de resistencia (el cual se asume equivalente al nivel de fluencia significativa).

De acuerdo con Rojahn et al. (1995), se establece que el factor R es equivalente al producto de tres componentes:

$$R = R_{\mu} \cdot R_S \cdot R_R \quad (2.1)$$

2.2.2. Factor de ductilidad

La ductilidad constituye una característica fundamental en aquellas edificaciones que presentan un comportamiento inelástico ante terremotos de alta intensidad. Dicho concepto describe la aptitud de una construcción y de sus elementos estructurales relevantes para

incursionar más allá del rango elástico sin sufrir una merma considerable en su resistencia ni una pérdida notable de rigidez (Paulay & Priestley, 1992).

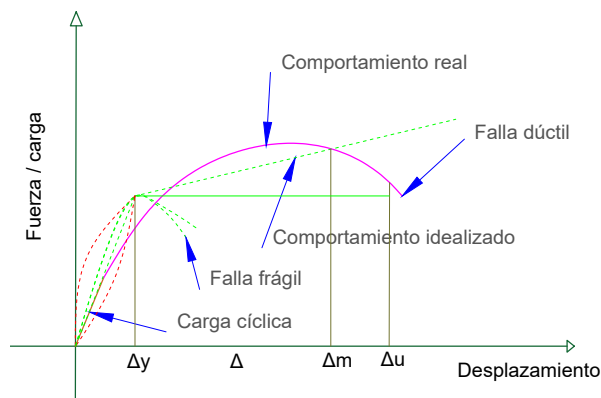


Figura 1 *urva característica de fuerza versus desplazamiento para un elemento de concreto armado. Tomado y adaptado de Paulay y Priestley (1992)*

La ductilidad se define mediante la relación entre los desplazamientos totales impuestos Δ en cualquier instante y el desplazamiento correspondiente al inicio del límite elástico Δ_y . Utilizando las idealizaciones presentadas en la Figura 1, esta relación se expresa como:

$$\mu = \frac{\Delta}{\Delta_y} \quad (2.2)$$

La ductilidad que se desarrolla cuando la falla es inminente se denomina $\mu_\mu = \Delta_\mu/\Delta_y$, mientras que la demanda máxima estimada de ductilidad durante la excitación sísmica es $\mu_m = \Delta_m/\Delta_y$. Cabe señalar que los desplazamientos Δ_y y Δ pueden representar deformaciones unitarias, curvaturas, rotaciones o deflexiones, dependiendo del análisis realizado.

2.2.2.1 Tipos de ductilidad

La concepción y cálculo de estructuras realizadas en concreto armado según el principio de comportamiento disipativo, implica la necesidad de obtener un comportamiento dúctil a nivel global. Por lo tanto, es necesario asegurar una estructura con ductilidad suficiente a nivel de material, sección, elemento y nudos (Sococol et al., 2019).

Ductilidad del material El origen principal de la ductilidad reside en la capacidad de los materiales que componen la estructura para experimentar deformaciones plásticas sin fracturarse ni perder resistencia. La ductilidad por deformación μ_ϵ se expresa como el cociente entre la deformación específica última ϵ_u , que corresponde a la falla del material, y la deformación específica correspondiente a la fluencia ϵ_y (Sococol et al., 2019). Esta

relación determina el límite hasta el cual puede llegar la deformación específica del material una vez superado su límite de fluencia.

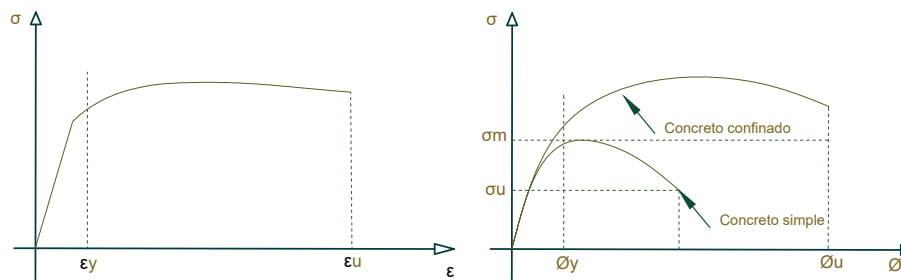


Figura 2 Relación esfuerzo-deformación del acero y concreto. Adaptado de Paulay y Priestley (1992)

$$\mu_{\varepsilon} = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} \quad (2.3)$$

Ductilidad de la sección En miembros de concreto armado, la ductilidad por curvatura μ_{ϕ} se determina a partir de la rotación de la sección transversal cuando esta se encuentra sometida a un momento flector (Figura 3). Así pues, la ductilidad por curvatura μ_{ϕ} expresa el cociente existente entre la curvatura última ϕ_u y la curvatura asociada al inicio de la fluencia ϕ_y .

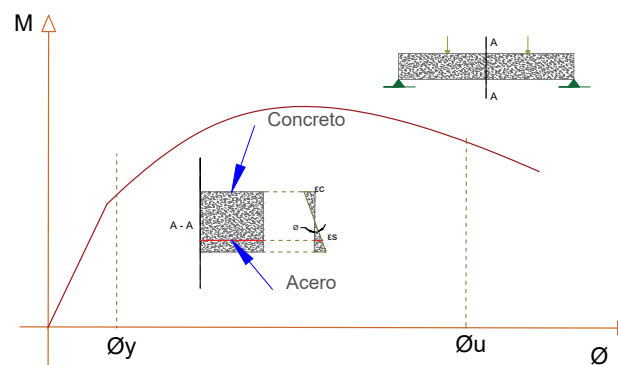


Figura 3 Ductilidad de una sección de hormigón armado (ductilidad de curvatura). Adaptado de Sococol et al. (2019)

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (2.4)$$

Ductilidad de los elementos Cuando el análisis de ductilidad se realiza en un sistema estructural donde se forman rótulas plásticas como resultado de los efectos de los momentos flectores, la ductilidad se define por la rotación de estos elementos y se denomina ductilidad rotacional o ductilidad del elemento (Sococol et al., 2019). Bajo dichas circunstancias, la ductilidad del elemento μ_{θ} expresa el cociente existente entre la rotación última de la sección

correspondiente al componente estructural analizado θ_u y la rotación asociada al comienzo de la fluencia en la articulación plástica θ_y (Sococol et al., 2019).

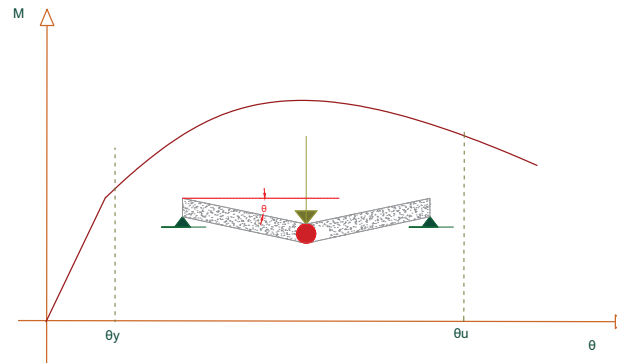


Figura 4 Ductilidad de un elemento de hormigón armado (ductilidad de rotación). Adaptado de Sococol et al. (2019)

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (2.5)$$

Ductilidad del sistema estructural El parámetro más adecuado para estimar la ductilidad que un sismo induce en una edificación, o bien la aptitud de dicha edificación para desarrollar ductilidad, resulta ser el desplazamiento. La ductilidad por desplazamiento se expresa mediante la siguiente relación:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta}{\Delta_y} \quad (2.6)$$

Donde $\Delta = \Delta_y + \Delta_p$. Los componentes elástico Δ_y y plástico Δ_p de la deflexión lateral total Δ se definen en la Figura 5.

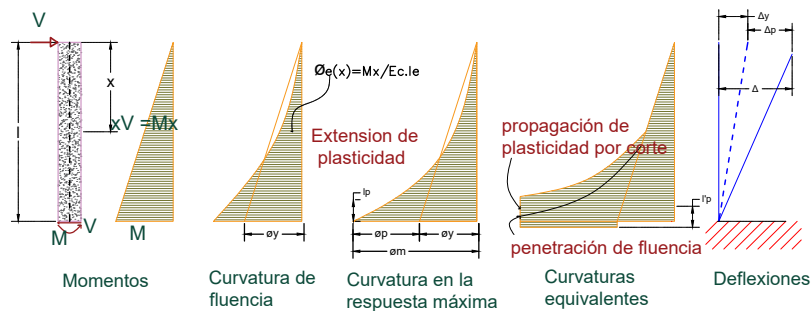


Figura 5 Relaciones de momento, curvatura y deflexión para un elemento de hormigón armado. Adaptado de Paulay y Priestley (1992)

La capacidad total que posee un sistema estructural para generar regiones con potencial plástico determina una ductilidad de carácter global, la cual se cuantifica a través de desplazamientos. En consecuencia, la ductilidad global μ_{Δ} se define como el cociente entre

el desplazamiento último del sistema Δ_u y el desplazamiento asociado a la fluencia general de la estructura Δ_y (Sococol et al., 2019). $\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$ (2.7)

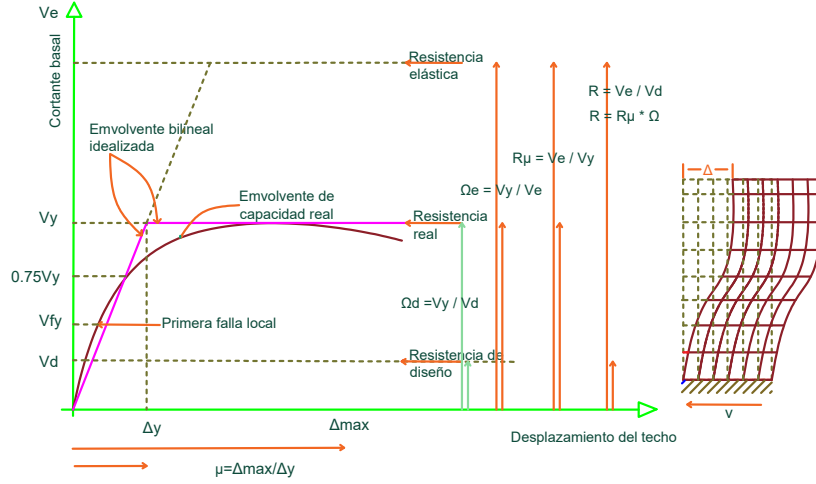


Figura 6 Curva de capacidad típica de un edificio. Adaptado de Elnashai y Mwafy (2002)

2.2.2.2 Determinación del factor de ductilidad

El coeficiente de ductilidad, representado por R_μ , se determina mediante el resultado de dividir la máxima fuerza elástica V_e y la máxima fuerza inelástica V_y , según lo expuesto por Aguiar (2006):

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} \quad (2.8)$$

Defínase Δ_i como el desplazamiento máximo que alcanza un sistema inelástico de un grado de libertad (1 GDL), mientras que Δ_e corresponde al desplazamiento máximo del mismo sistema considerando un comportamiento elástico. La ecuación que relaciona ambas variables es la siguiente (Aguiar, 2006):

$$\Delta_i = \frac{\mu}{R_\mu} \Delta_e \quad (2.9)$$

En dicha expresión, μ representa la ductilidad del sistema de 1 GDL, mientras que R_μ es el factor de ductilidad. En consecuencia, la razón Δ_i/Δ_e es equivalente a la relación μ/R_μ .

En la bibliografía especializada existen diversas formulaciones para estimar esta relación sin considerar el efecto del tipo de suelo, así como también se han realizado estudios que sí toman en cuenta la influencia del terreno.

Estimación del factor R_μ sin inclusión del tipo de suelo A partir del análisis de 63 registros de movimientos telúricos cuyos valores de aceleración máxima del suelo superaban el 10% de la aceleración de gravedad, Aguiar (2006) obtuvo expresiones para la razón Δ_i/Δ_e que posibilitan determinar R_μ . Los movimientos telúricos examinados procedían de Colombia, Perú, Chile y Argentina; sin embargo, no se efectuó una categorización por clase de suelo debido a la incertidumbre existente respecto a dicha información.

En el trabajo llevado a cabo por Aguiar (2006) se generaron curvas promedio correspondientes a los valores $\alpha = 0$ y $\alpha = 0.05$, donde α denota la rigidez post-fluencia normalizada con respecto a la rigidez elástica. El valor $\alpha = 0$ se asocia a un modelo elástico perfectamente plástico, en tanto que $\alpha = 0.05$ corresponde a un modelo bilineal que incluye endurecimiento por deformación dentro del rango inelástico. Dicho análisis consideró curvas para niveles de ductilidad iguales a 2, 3 y 4.

Para el caso $\alpha = 0$, cuando el período supera 1 s, la relación Δ_i/Δ_e resulta ligeramente superior a la unidad. En cambio, para $\alpha = 0.05$, dicha relación es inferior a la unidad en el intervalo de períodos comprendido entre 0.5 y 1.0 s, mientras que para períodos mayores a 1 s la relación tiende a la unidad.

Para el ajuste de las curvas se empleó la siguiente formulación, obteniéndose las expresiones que se presentan a continuación:

$$\frac{\Delta_i}{\Delta_e} = \frac{\mu}{[c(\mu - 1) + 1]^{1/c}} \quad (2.10)$$

$$c = \frac{T^{2.07}}{1 + T^{2.07}} + \frac{0.381}{T} \quad \text{para } \alpha = 0.0 \quad (2.11)$$

$$c = \frac{T^{1.247}}{1 + T^{1.247}} + \frac{0.248}{T} \quad \text{para } \alpha = 0.05 \quad (2.12)$$

A partir de la ecuación 2.10 se despeja el factor de ductilidad R_μ , obteniéndose:

$$R_\mu = [c(\mu - 1) + 1]^{1/c} \quad (2.13)$$

Los coeficientes c se calculan mediante las ecuaciones 2.11 y 2.12, correspondientes a $\alpha = 0$ y $\alpha = 0.05$, respectivamente.

Estimación del factor R_μ incorporando el tipo de suelo Ante la escasez de acelerogramas reales categorizados según el tipo de suelo, Aguiar (2006) generó registros artificiales con una duración total comprendida entre 20 y 50 s y una fase intensa de 10 s. Dichos registros reproducen los espectros elásticos establecidos en el CEC-200

para los perfiles S1 (roca), S2 (intermedio), S3 (blando) y S4 (muy blando), considerando una aceleración pico $A_0 = 0.4g$. Se obtuvieron siete acelerogramas artificiales por cada categoría de perfil.

A partir de cada uno de los sismos sintéticos se construyeron espectros de respuesta para un amortiguamiento $\xi = 0.05$, así como espectros inelásticos de desplazamiento correspondientes a niveles de ductilidad de 2, 3 y 4, asumiendo un comportamiento elástico perfectamente plástico. Adicionalmente, se calcularon los espectros de respuesta elástica y se determinó la razón Δ_i/Δ_e .

$$\frac{\Delta_i}{\Delta_e} = 1 + \left[\left(\frac{a}{\mu^b} + c \right) \left(\frac{T}{T^*} \right)^d \right]^{-1} \quad (2.14)$$

En esta expresión, a , b , c , d son parámetros calibrados a partir de las curvas calculadas por Aguiar (2006), quien desarrolla un proceso completo para su obtención. T^* representa el período característico del suelo, definido en dicho estudio como el período a partir del cual la aceleración espectral deja de ser constante y da inicio a la rama descendente. Los valores de T^* se presentan en la 1, conforme al mismo autor.

Tabla 1: Períodos característicos T^* empleados en la investigación

Tipo de perfil	T^* (s)
S1	0.50
S2	0.52
S3	0.82
S4	2.00

Nota: Tomado de CEC-2000

Los parámetros de ajuste a , b , c , d obtenidos por Aguiar (2006) se muestra en la tabla 2.

Tabla 2: Parámetros de ajuste a , b , c y d

Perfil de suelo	a	b	c	d
S1	30	1.34	-1.49	0.6
S2	71.80	2	-1.5	0.5
S3	81.04	2	-2.55	0.5
S4	86.00	2.1	-2.6	0.48

Nota: Según Aguiar y González (2006)

Finalmente, combinando las expresiones anteriores, se obtiene el factor de ductilidad R_μ

mediante la siguiente ecuación:

$$R_{\mu} = \frac{\mu}{1 + \left[\left(\frac{a}{\mu^b} + c \right) \left(\frac{T}{T^*} \right)^d \right]^{-1}} \quad (2.15)$$

2.2.3. Factor de sobre resistencia

El coeficiente de sobre resistencia se denomina como la razón existente entre el cortante basal último que una edificación es capaz de resistir y el cortante basal de dimensionamiento (Aguiar, 2006). Dicho coeficiente resulta de gran importancia en el diseño sismorresistente, puesto que permite cuantificar la capacidad extra que posee una construcción por encima de los requerimientos mínimos estipulados en las normativas.

De acuerdo con Vielma et al. (2006), el factor de sobre resistencia deriva de la variación existente entre el cortante basal de diseño y el cortante basal último. Dicha diferencia surge debido a que se proyecta considerando grupos de fuerzas mayoradas desde un enfoque estadístico basado en la dispersión que estas presentan, junto con propiedades minoradas de los materiales.

Por su parte, Paulay y Priestley (1992) indican que, en elementos de concreto armado, este factor proviene de las dimensiones, el área de acero dispuesta y la configuración geométrica de la sección, junto con los valores característicos de resistencia de los materiales especificadas por la normativa. Rojahn et al. (1995) establecen que: En general, los miembros se diseñan con capacidades iguales o superiores a sus cargas de diseño. Si bien el grado en que sus capacidades exceden los requisitos de diseño es una medida de la eficiencia del diseño, todos los diseños correctamente ejecutados contienen algún grado de exceso de resistencia o capacidad como consecuencia del procedimiento de diseño.

2.2.3.1 Cálculo del factor de sobre resistencia

El coeficiente de sobrerresistencia R_s se define como el cociente entre el cortante basal último V_U^* (determinado a partir de un modelo elasto-plástico perfecto) y el cortante basal de diseño V_0 (Aguiar, 2006):

$$R_s = \frac{V_U^*}{V_0} \quad (2.16)$$

Cuando las edificaciones se dimensionan considerando el sismo establecido en las normativas sismorresistentes, el factor de sobrerresistencia R_s resulta superior a la unidad, dado que el cortante basal último V_U^* excede al cortante basal de diseño V_0 . Ello se debe a

que en el proceso de dimensionamiento se aplican diversas verificaciones (por ejemplo, la comprobación de la unión viga-columna), que ocasionan un incremento de las dimensiones de los componentes estructurales y de su refuerzo.

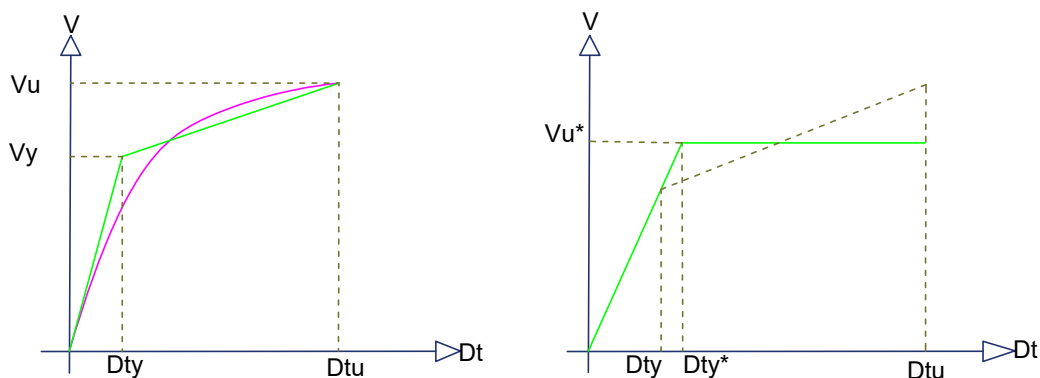


Figura 7 Descripción del modelo utilizado para calcular V_U^* . Adaptado de Aguiar (2006)

En la figura 7 se presenta la metodología aplicada para determinar el cortante basal último V_U^* . En el lado izquierdo, mediante línea color magenta, se presenta la curva de capacidad, la cual vincula el cortante basal V con el desplazamiento lateral máximo en el techo de la edificación D_t ; dicha curva se obtiene mediante la aplicación del análisis pushover. Tomando como base esta curva se deriva un modelo bilineal, representado con línea de color verde. En dicho modelo bilineal, el punto correspondiente a la fluencia (que establece el límite del rango elástico) posee las coordenadas que se indican a continuación: D_{ty} (desplazamiento de fluencia) y V_y (cortante de fluencia). El punto de fluencia fue determinado aplicando el criterio de áreas iguales y considerando que la rigidez elástica atraviesa el punto $0.6V_y$ (Aguiar, 2006).

El colapso de la edificación se asocia a las coordenadas D_{tu} y V_u . En la ilustración derecha de la imagen 7 se observa, con trazo discontinuo, el modelo bilineal y, con trazo continuo, el modelo elasto-plástico perfecto, el cual presenta un cortante V_U^* equivalente a la suma del cortante de fluencia y el cortante último, dividida entre dos. El nuevo límite de fluencia indica las siguientes coordenadas.

$$V_U^* = \frac{V_y + V_u}{2} \quad D_{ty}^* = \frac{V_U^*}{V_y} D_{ty} \quad (2.17)$$

El cortante de diseño V_0 fue obtenido por medio del Método del Espectro de Capacidad, cuyo procedimiento se muestra en la figura 8. Para ello, el espectro de diseño sísmico, que relaciona el período con las aceleraciones S_a , se convierte en el espectro de demanda, el

cual vincula el desplazamiento espectral S_d con la aceleración espectral S_a . De manera análoga, la curva de capacidad sísmica de la edificación (que asocia el desplazamiento lateral máximo con el cortante basal) se transforma en el espectro de capacidad, que vincula S_d con S_a .

En cuanto se dispone del espectro de capacidad y del espectro de demanda bajo un mismo formato, se emplea el Método del Espectro de Capacidad y se determina el punto de desempeño, obteniendo así el desplazamiento lateral máximo d_t , según se observa en la figura 8.

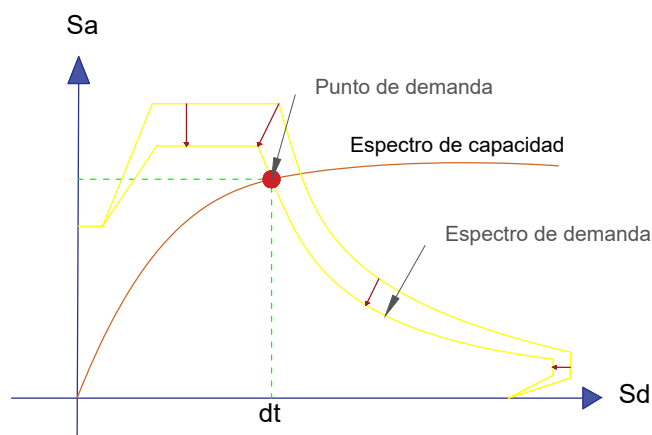


Figura 8 Descripción del Método del Espectro de Capacidad. Adaptado de Aguiar (2006)

El espectro se asocia a un sistema de un grado de libertad; por ello, el desplazamiento d_t obtenido con el Método del Espectro de Capacidad corresponde a dicho sistema. Para obtener el desplazamiento lateral máximo D_t en el tope del edificio se usa:

$$D_t = \beta_1 d_t \quad (2.18)$$

donde β_1 es un factor de amplificación que posibilita pasar del desplazamiento de un sistema de 1 GDL al desplazamiento real del edificio. Dicho factor, propuesto por Algan (1982), depende de la cantidad de niveles N :

$$\beta_1 = \frac{3N}{2N + 1} \quad (2.19)$$

2.2.4. Factor de redundancia

Según Frangopol y Okasha (2009), la redundancia es la capacidad de un sistema para seguir soportando cargas después del fallo de uno o varios de sus componentes, proporcionando así una advertencia antes del colapso total. Esta cualidad es fundamental para la

confiabilidad y la tolerancia al daño de una estructura.

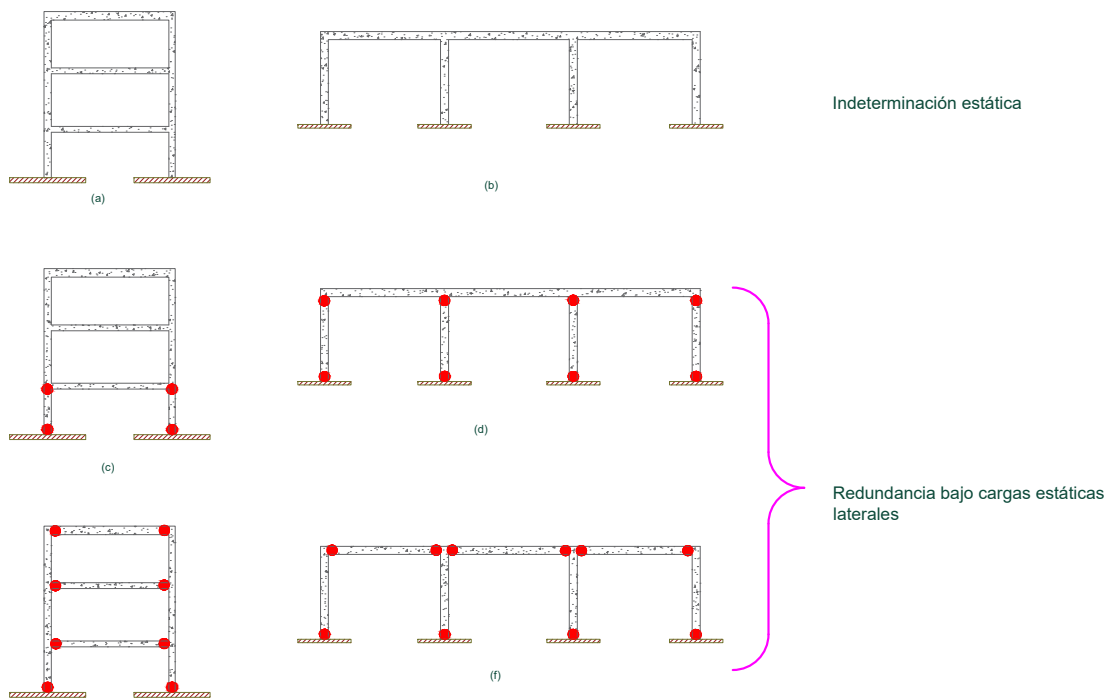


Figura 9 Indeterminación estática versus redundancia para un sistema elástico perfectamente plástico bajo cargas laterales estáticas. Indeterminación estática: (a) $n=9$; (b) $n=9$. Grado de redundancia: (c) $n=4$, (d) $n=8$, (e) $n=8$ y (f) $n=10$, adaptado de Bertero y Bertero (1999)

La fiabilidad de un sistema compuesto por múltiples componentes depende, en gran parte, de su nivel de redundancia. En efecto, el estudio de la confiabilidad difiere según se trate de un sistema redundante o no redundante. Un sistema se califica como no redundante cuando el fallo de un único componente provoca el colapso de la totalidad del sistema. Por el contrario, la inclusión de redundancia suele incrementar la fiabilidad del sistema.

La redundancia puede presentarse de forma activa o pasiva (en espera). En la redundancia activa, todos los componentes funcionan simultáneamente y distribuyen la carga entre sí, mientras que en la redundancia pasiva, ciertos componentes permanecen inactivos y solo entran en operación después de que falla alguno de los componentes en servicio. En el caso específico de los sistemas estructurales, la redundancia suele ser del tipo activo (Bertero & Bertero, 1999).

De acuerdo con Colunga y Benítez (2014), el concepto de redundancia en ingeniería sísmica implica contar con múltiples trayectorias capaces de resistir cargas de manera continua, lo que eleva el nivel de hiperestaticidad del sistema. Esta propiedad resulta fundamental en el diseño de edificios ante terremotos, ya que las configuraciones con baja redundancia dependen de pocos elementos estructurales; si uno falla, puede desencadenarse el colapso

total de la construcción. Por ello, una estrategia óptima de diseño sismorresistente debe buscar repartir las fuerzas laterales inducidas por sismos severos entre el mayor número viable de componentes. De este modo, la estructura alcanza su máxima capacidad resistente y aprovecha la disipación de energía derivada del comportamiento histórico.

2.2.4.1 Cálculo del factor de redundancia

El coeficiente de redundancia R_R cuantifica la capacidad de una edificación para entrar en el rango no lineal, así como su capacidad para redistribuir las cargas desde los elementos más solicitados hacia aquellos menos exigidos. Dicho coeficiente se determina mediante el cociente del cortante basal máximo V_u y el cortante basal correspondiente a la formación de la primera articulación plástica V_1 (Aguar, 2006):

$$R_R = \frac{V_u}{V_1} \quad (2.20)$$

Falconí (2008) calculan el factor de redundancia R_R empleando la expresión anterior, pero asumiendo que $V_1 = V_y$, donde V_y representa el cortante basal de fluencia de la edificación. Para determinar V_u y V_y se utiliza la técnica pushover, obteniendo así la curva de capacidad sísmica resistente, la cual vincula el cortante basal V con el desplazamiento lateral máximo D_t . La identificación del punto de fluencia se realiza aplicando el criterio de áreas iguales (aguilar2002). En consecuencia, el factor de redundancia se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$R_R = \frac{V_u}{V_y} \quad (2.21)$$

donde V_u corresponde a la capacidad máxima de cortante basal que posee la estructura, mientras que V_y es el cortante asociado al nivel de fluencia.

2.2.5. Comportamiento de un sistema Estructural

El análisis estructural emplea las relaciones existentes entre las fuerzas y desplazamientos correspondientes. El concepto de "relación fuerza-deformación" se aplica a un elemento estructural dentro de un modelo de análisis, donde el término "fuerza" puede referirse a la fuerza axial en una barra, el momento flector en una articulación plástica, la fuerza cortante, la tensión normal, la tensión tangencial, entre otras (Powell, 2010). Por otro lado, las cargas que actúan sobre las estructuras pueden clasificarse como acciones estáticas o dinámicas, dependiendo de cómo se apliquen en el tiempo.

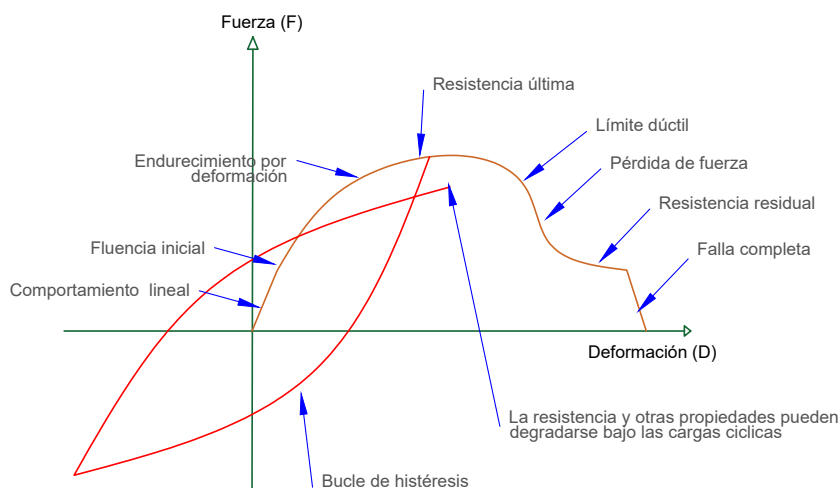


Figura 10 Relación fuerza-deformación para una componente estructural típica adaptado de Powell (2010)

2.2.5.1 Comportamiento histerético

Para Priestley et al. (2007), la histéresis es la respuesta de un elemento de hormigón armado ante cargas cíclicas, donde la relación momento-curvatura varía entre carga y descarga, generando lazos que evidencian disipación de energía, degradación de rigidez y pérdida de resistencia por fisuración, fluencia y daño progresivo. En estructuras de hormigón o acero, este comportamiento refleja daño acumulado, fisuración, fluencia del refuerzo y estrechamiento de ciclos, siendo esencial para modelar la respuesta inelástica y la disipación sísmica (Sarango & Haro, 2018).

2.2.6. Métodos de análisis sísmico

La finalidad del análisis sísmico consiste en determinar la capacidad estructural de un edificio para resistir las solicitaciones generadas por un sismo. Existen diversos métodos de análisis sísmico, los cuales se clasifican en análisis lineales y no lineales, pudiendo estos a su vez ser estáticos o dinámicos (Ayala Jiménez, 2022), tal como se ilustra en la figura 11.

A pesar de la conveniencia que ofrecen los procedimientos lineales por su sencillez, su nivel de precisión puede resultar limitado, particularmente en estructuras complejas o frente a eventos sísmicos de gran magnitud, lo cual hace necesario recurrir a métodos no lineales. Los análisis de historia temporal no lineal constituyen la herramienta más exacta para estimar las demandas sísmicas; no obstante, su complejidad y los elevados recursos computacionales que demandan restringen su aplicación. Por esta razón, se han adoptado los procedimientos estáticos no lineales como una alternativa práctica.

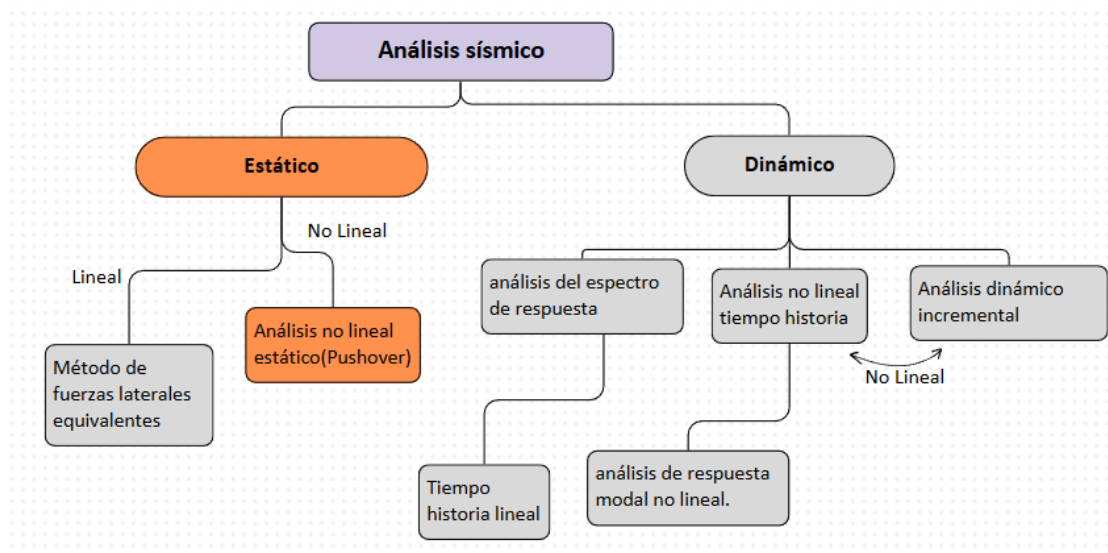


Figura 11 Diagrama de flujo que destaca los diversos métodos de análisis sísmico (Kuria & Kegyes-Brassai, 2023b)

2.2.7. Método de análisis no lineal estático (PUSHOVER)

El análisis estático no lineal (pushover) permite determinar la capacidad de una edificación frente a deformaciones laterales, así como evaluar el patrón de deformación y la magnitud de las demandas locales. Este método se fundamenta en la hipótesis de que el comportamiento de la estructura puede asociarse al comportamiento de un sistema equivalente de un grado de libertad (C. D. Comartin et al., 2004).

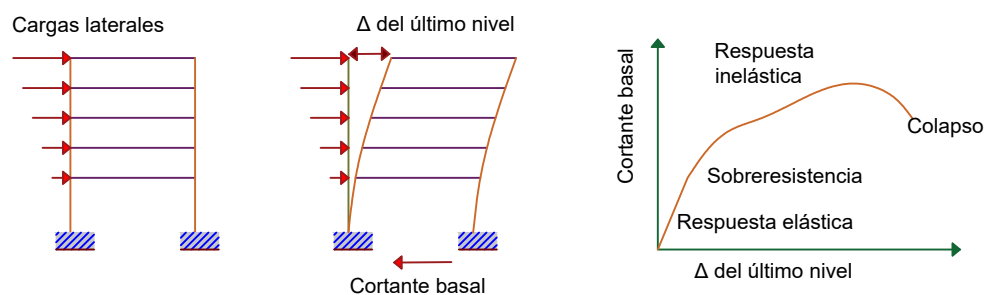


Figura 12 Secuencia de un análisis PUSHOVER adaptado de Aguiar et al. (2020)

Según Deierlein et al. (2010), la metodología del análisis estático no lineal puede resumirse en los siguientes pasos:

- Se aplica un patrón de cargas laterales crecientes sobre la estructura, el cual intenta replicar la distribución de las fuerzas de inercia que aparecerían durante un sismo.
- El nivel de carga se eleva de forma gradual hasta que los corrimientos laterales de

la edificación igualan el llamado "desplazamiento objetivo", que equivale al máximo desplazamiento que un terremoto de diseño induciría sobre el sistema.

- Al alcanzar dicho desplazamiento, se comparan las magnitudes de respuesta obtenidas para los distintos elementos estructurales con los límites o criterios de admisibilidad fijados según el estado límite o nivel de desempeño que se desea verificar.
- Además, se revisan indicadores globales de comportamiento, como las distorsiones entre niveles (derivas de piso) y el cortante en la base.

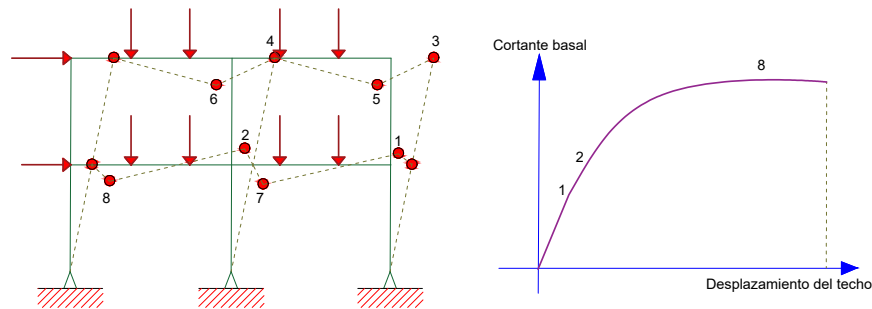


Figura 13 Secuencia de un análisis PUSHOVER, adaptado de Aguiar et al. (2020)

Dicho método comienza representando la construcción mediante un modelo analítico, el cual puede ser bidimensional o tridimensional, y debe incorporar todos los aspectos relevantes del comportamiento estructural, tanto en régimen elástico como inelástico. A continuación, se imponen fuerzas laterales conforme a distribuciones establecidas previamente, las cuales aproximan las acciones de inercia relativas que se originan en las zonas con masas relevantes. La estructura es desplazada bajo esos patrones de carga hasta que se alcanzan ciertos valores predeterminados de desplazamiento meta. Las solicitaciones internas y las deformaciones obtenidas para esos niveles de corrimiento representan, respectivamente, lo que se demanda en términos de resistencia y distorsión, por lo que deben ser comparadas con las capacidades reales que posee el sistema.

Distribución de fuerzas Los procedimientos estáticos no lineales clasifican los patrones de carga lateral aplicados al modelo estructural durante el análisis en tres grupos principales: primeros vectores de inercia modal, multimodo y modo adaptativo. (Kuria & Kegyes-Brassai, 2023b).

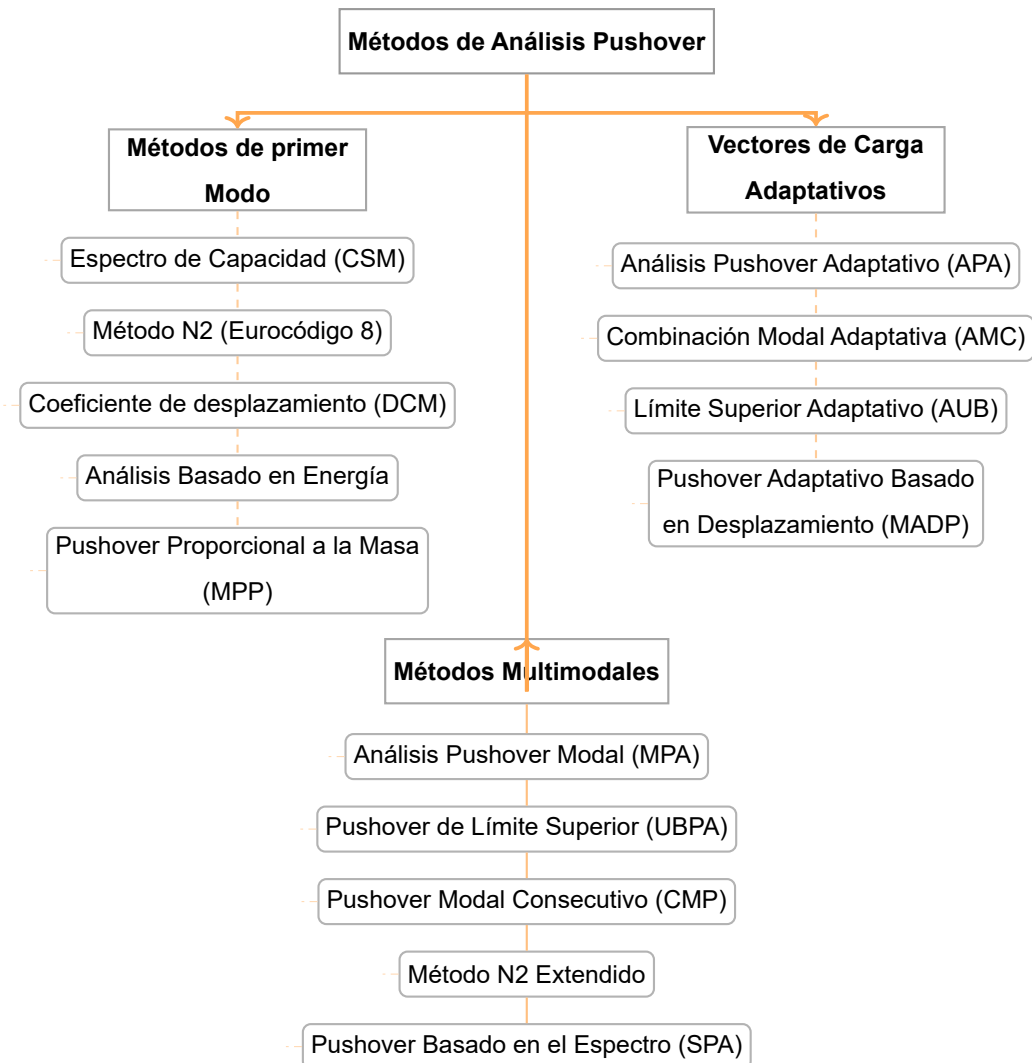


Figura 14 Clasificación de métodos de análisis pushover. Fuente: Elaboración propia

2.2.7.1 Primer análisis de inercia modal/vectores de carga única invariantes (FEMA 356):

En un análisis inicial de empuje por inercia modal, el patrón de carga lateral se fundamenta en un único modo fundamental de vibración de la edificación. La carga lateral aplicada resulta proporcional a la masa asociada al primer modo de vibración. Este enfoque toma en cuenta principalmente las fuerzas de inercia correspondientes al primer modo, omitiendo las contribuciones de los modos superiores. Dicho análisis resulta generalmente más simple que el empuje multimodal, aunque podría no lograr representar íntegramente el comportamiento de estructuras complejas en las cuales los modos superiores tienen una participación significativa durante los sismos. Este método planteó tres patrones de carga lateral, los cuales se presentan a continuación:

- Distribución según la forma del modo fundamental:

$$F_i = W_i \cdot \varnothing_i \quad (2.22)$$

- Distribución del triángulo invertido:

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i} \cdot V_b \quad (2.23)$$

- Distribución de carga según lo estipulado en FEMA 356:

$$F_i = \frac{W_i * h_i}{\sum_{i=1}^n W_i * h_i^k} * V_b \quad (2.24)$$

- Distribución uniforme del patrón de carga:

$$F_i = W_i \quad (2.25)$$

2.2.7.2 Análisis de empuje de vectores multimodo invariantes:

En este procedimiento, se combinan diferentes modos . Los modos apropiados se identifican y se incluyen en el análisis de una manera que se alinea con el análisis realizado. Para determinar la distribución de las cargas se aplica generalmente la siguiente expresión:

$$F_i = \sum_{j=1}^n \alpha_{mr} \Gamma_j M_i \Phi_{ij} S_a(\zeta_j, T_j) \quad (2.26)$$

2.2.7.3 Vectores de carga adaptativos:

Este método se caracteriza porque el patrón de carga no permanece fijo, sino que varía y se actualiza de forma continua durante el análisis, en función de la respuesta que va experimentando la edificación. La siguiente expresión se emplea comúnmente para determinar la distribución de las cargas. Partiendo de un patrón de carga inicial supuesto, Bracci et al. (1997) calcularon el incremento de carga mediante la siguiente expresión:

$$\Delta_i^{k+1} = V_b^k \left(\frac{F_i^k}{V_b^k} - \frac{F_i^{k-1}}{V_b^{k-1}} \right) + \Delta \cdot V_b^{k+1} \left(\frac{F_i^k}{V_b^k} \right) \quad (2.27)$$

Para tener en cuenta los modos superiores, esto se modificó más tarde como lo sugiere Antoniou (2002), y se aplicó la siguiente ecuación:

$$F_i = \frac{W_i \sqrt{\sum_{j=1}^n (\phi_{ij} \Gamma_j)^2}}{\sum_{L=1}^N W_L \sqrt{\sum_{j=1}^n (\phi_{Lj} \Gamma_j)^2}} * \Delta \cdot V_b + F_i^{old} \quad (2.28)$$

2.2.8. Fundamentos de la modelación no lineal en estructuras

Cuando una edificación se ve sometida a un sismo de cierta intensidad, su respuesta trasciende el rango lineal elástico antes de llegar a su capacidad máxima de carga. La modelación no lineal busca reproducir ese comportamiento realista de los sistemas estructurales (Escamilla, 2010). Las fuentes de no linealidad provienen, en general, de

dos tipos de fenómenos distintos, los cuales suelen aparecer simultáneamente: por un lado, los efectos geométricos no lineales, y por otro, el comportamiento inelástico del material. Identificar correctamente cada una de estas causas resulta fundamental para poder comprender el comportamiento de la estructura y representarlo adecuadamente mediante modelos.

2.2.8.1 No linealidad geométrica

De acuerdo con Powell (2010), los desbalances en el equilibrio pueden originarse a raíz de la no linealidad geométrica. En tales casos, dichos desbalances no provienen de las relaciones fuerza-desplazamiento de los elementos, sino de las condiciones de compatibilidad y equilibrio: el problema no reside en la forma en que responde el material, sino en cómo se cuantifica el desplazamiento y en qué puntos se aplican las cargas.

Esta clase de no linealidad se evidencia a través de dos causas fundamentales:

Primera causa: conflicto en las condiciones de compatibilidad Las matrices de rigidez elemental son matrices de rigidez tangente basadas en incrementos de desplazamiento infinitesimales, por lo que emplean relaciones de compatibilidad lineales entre los desplazamientos en los extremos del elemento y sus deformaciones. Sin embargo, en la fase de determinación del estado se aplican incrementos de desplazamiento finitos con las relaciones no lineales reales.

Esta inconsistencia genera disequilibrios de equilibrio: el sistema se resuelve asumiendo una ley de deformación lineal (válida para movimientos minúsculos), pero las fuerzas internas se verifican con una ley no lineal (aplicable a movimientos grandes). Como consecuencia, las deformaciones predichas y las reales no coinciden, y las fuerzas internas calculadas no balancean las cargas externas.

Segunda causa: conflicto en las condiciones de equilibrio Durante el proceso de linealización, el ensamblaje de las matrices de rigidez tangente de cada elemento en la matriz global se realiza considerando la geometría actual de la edificación, manteniendo fijas las direcciones de las fuerzas y los brazos de palanca en dicha configuración. No obstante, en la etapa de determinación del estado, la comprobación del equilibrio debe efectuarse con la geometría actualizada, dado que los elementos han experimentado rotaciones y los nudos se han desplazado.

Las ecuaciones de equilibrio son extremadamente sensibles a la posición y orientación de

los elementos: un conjunto de fuerzas en equilibrio perfecto en la geometría original puede dejar de estarlo en la geometría deformada, porque las líneas de acción y los puntos de aplicación han cambiado.

2.2.8.2 Clasificación de análisis con no linealidad geométrica

Las metodologías de análisis para problemas con no linealidad geométrica se clasifican en tres categorías principales, ordenadas de menor a mayor complejidad:

Análisis convencional de desplazamientos reducidos. Representa el modelo más simplificado. Las ecuaciones de equilibrio se plantean considerando como referencia la configuración inicial no deformada, mientras que las condiciones de compatibilidad se expresan mediante relaciones lineales. Los efectos derivados de la no linealidad geométrica se desprecian por completo.

Análisis P-Delta. Constituye una solución intermedia: el equilibrio se evalúa en la geometría deformada introduciendo algunas aproximaciones menores, mientras que las condiciones de compatibilidad continúan tratándose como lineales. En la práctica ingenieril, este análisis suele ofrecer un nivel de precisión adecuado para la mayoría de las estructuras convencionales, con mayor eficiencia computacional que el análisis riguroso.

Análisis riguroso de grandes desplazamientos. Constituye el tratamiento más completo. El equilibrio se verifica en la configuración deformada actual empleando relaciones de compatibilidad no lineales que capturan con exactitud la cinemática del movimiento. Su uso se reserva principalmente para estructuras con elevada flexibilidad, como sistemas suspendidos o atirantados.

2.2.8.3 El efecto P-Delta

El concepto de efecto P-Delta hace referencia a las implicaciones derivadas de la no linealidad geométrica en aquellas situaciones en las que un análisis P-Delta arroja resultados con un nivel de precisión adecuado. Cuando el grado de exactitud requerido demanda considerar la cinemática completa de la deformación, se utiliza el término efectos de grandes desplazamientos.

Naturaleza del fenómeno Aunque el efecto P-Delta se asocia comúnmente con la interacción entre una fuerza axial P en una columna y su desplazamiento lateral relativo Δ , su alcance es más amplio: puede originarse no solo por fuerzas axiales, sino también

por momentos flectores y esfuerzos cortantes, manifestándose en vigas, muros de carga y otros elementos estructurales.

Cuando un elemento se desplaza lateralmente, cualquier fuerza interna actuante genera un momento secundario adicional debido al brazo de palanca creado por la deformación, modificando la distribución de esfuerzos e incrementando las sollicitaciones totales. Este efecto se clasifica según el tipo de fuerza interna involucrada:

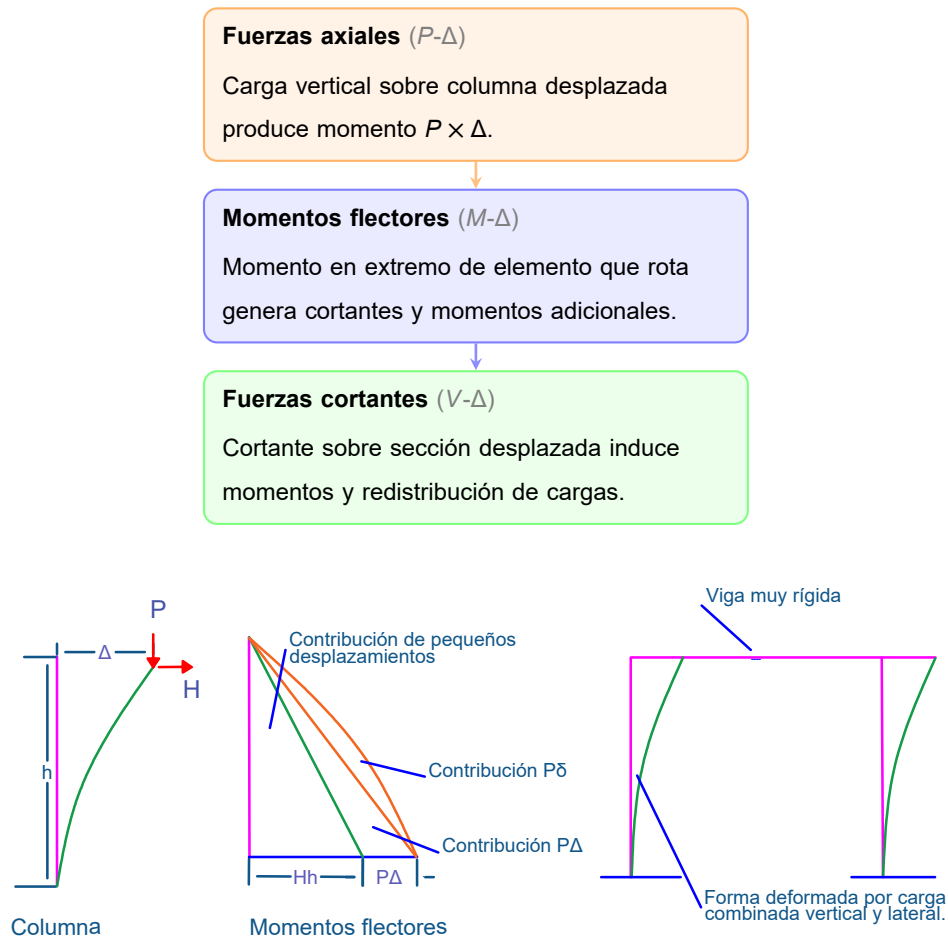


Figura 15 Efecto $P-\Delta$ en columna en voladizo, adaptado de Powell (2010)

2.2.8.4 Plasticidad

La plasticidad constituye una propiedad mecánica característica de ciertos materiales sólidos, la cual les permite experimentar una alteración definitiva en su forma cuando son sometidos de manera transitoria a fuerzas externas de suficiente intensidad. A diferencia de lo que ocurre con la elasticidad, donde el material recupera su geometría original una vez que cesa la fuerza aplicada, la plasticidad conlleva una deformación irreversible que permanece después de retirar la carga.

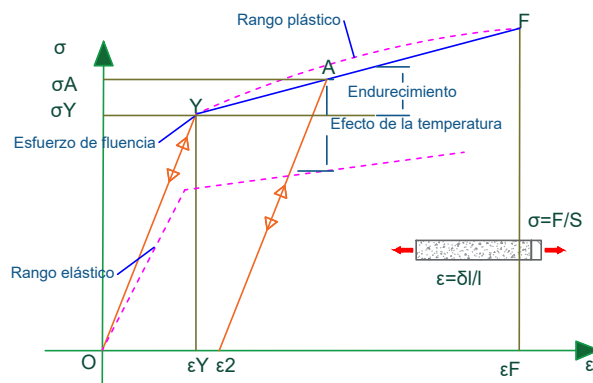


Figura 16 Representación gráfica idealizada de la relación entre tensión y deformación en un material sólido. El tramo OY corresponde al intervalo elástico, mientras que el segmento YF corresponde al intervalo plástico, adaptado de Attiogbe y Morris (1991)

2.2.8.5 Tipos de plasticidad en modelos estructurales

Los modelos de componentes estructurales inelásticos pueden distinguirse según la manera en que la plasticidad se distribuye tanto a lo largo de la longitud del elemento como a través de sus secciones transversales. En la figura 17 se muestra una comparativa de cinco tipos de modelos idealizados empleados para simular el comportamiento inelástico de vigas y columnas. Estos principios resultan aplicables al modelado de diversas tipologías de elementos estructurales, tales como vigas, columnas, tirantes y muros sometidos a flexión.

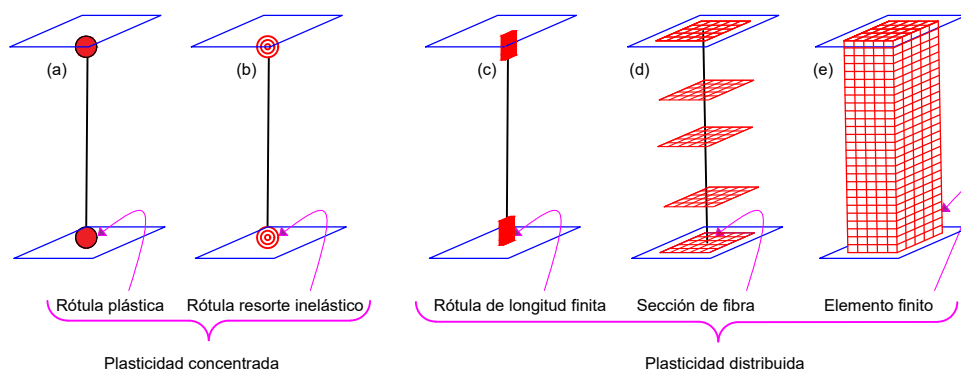


Figura 17 Modelos idealizados de elementos viga-columna. (Deierlein et al., 2010)

Modelos de plasticidad concentrada Los modelos de plasticidad concentrada sitúan las deformaciones inelásticas en ubicaciones discretas del elemento, habitualmente en sus extremos, a través del empleo de articulaciones plásticas (modelo a) o de resortes inelásticos con propiedades histeréticas (modelo b), conforme a la clasificación presentada en la figura 17. Al confinar la plasticidad en rótulas de longitud nula que utilizan parámetros de momento-rotación, estos modelos poseen formulaciones numéricamente eficientes y

computacionalmente compactas, lo cual los hace particularmente atractivos para el análisis de estructuras de gran escala.

Modelos de plasticidad distribuida Los modelos de plasticidad distribuida permiten representar con mayor nivel de detalle las variaciones de tensión y deformación tanto a través de la sección transversal como a lo largo del elemento. Este mayor grado de resolución posibilita la captura de comportamientos locales relevantes, como la pérdida de resistencia por pandeo local de barras de refuerzo o alas de acero, así como la interacción no lineal entre flexión y corte. No obstante, la mayor precisión de estos modelos tiene como contrapartida un incremento en la demanda computacional y la necesidad de calibrar una cantidad más amplia de parámetros.

2.2.8.6 No linealidad de los materiales

De acuerdo con Powell (2010), la mayor parte de los procedimientos de análisis no lineal constituyen una prolongación de los métodos lineales y comprenden dos etapas secuenciales:

- **Etapas de linealización:** Se ensambla la matriz de rigidez de la edificación y se determinan los desplazamientos en los nudos. La matriz de rigidez de cada elemento debe basarse en una predicción de su comportamiento posterior, empleando típicamente la relación fuerza-desplazamiento correspondiente al estado actual (módulo elástico o rigidez tangente).
- **Etapas de determinación del estado:** Se calculan las deformaciones y los esfuerzos internos de cada elemento. Como las deformaciones ya se conocen a partir de los desplazamientos nodales, los esfuerzos internos se calculan usando la relación fuerza-desplazamiento real y precisa del material, la cual es inherentemente no lineal.

La inconsistencia entre ambas fases genera desequilibrios: las relaciones fuerza-desplazamiento usadas para predecir desplazamientos no coinciden con las usadas para calcular fuerzas internas, por lo que estas no equilibran las cargas externas. Corregirlo requiere un proceso iterativo, cuya estrategia distingue los métodos de análisis no lineal.

2.2.8.7 Modelos constitutivos de los materiales

Un modelo constitutivo consiste en un conjunto de expresiones matemáticas que idealizan el comportamiento mecánico de los materiales constituyentes y su interacción bajo estados

uniaxiales o multiaxiales de tensiones y deformaciones. Su finalidad es reproducir fenómenos fundamentales tales como la fisuración, el endurecimiento, el ablandamiento (*softening*), la fluencia plástica y la adherencia entre acero y concreto, con el fin de viabilizar el análisis no lineal y la estimación de la capacidad última, la ductilidad y la respuesta frente a cargas cíclicas (Belarbi & Hsu, 1991).

Modelo constitutivo del concreto. A lo largo de los años, diversos investigadores han propuesto modelos con distintos niveles de complejidad y precisión. Entre los más representativos utilizados en el ámbito estructural y sísmico, se encuentran los siguientes:

Modelo de Hognestad. El modelo propuesto por Hognestad (1951b) para concreto no confinado describe el comportamiento mediante una curva parábola-lineal, caracterizada por un tramo ascendente de forma parabólica y un tramo descendente de forma lineal que se extiende hasta $\varepsilon_u = 0.0038$.

Características principales	Ecuación	Aplicación
• Concreto no confinado • Curva parábola-lineal • Rama ascendente: parábola • Rama desc.: lineal hasta ε_u • $\varepsilon_0 = 0.002$, $\varepsilon_u = 0.0038$	$f_c = f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right]$ f'_c: resistencia máxima	• Análisis básico de elementos • Base para modelos posteriores • Diseño tradicional

Figura 18 Resumen del modelo de Hognestad (1951) para concreto no confinado: características, ecuación y aplicación.

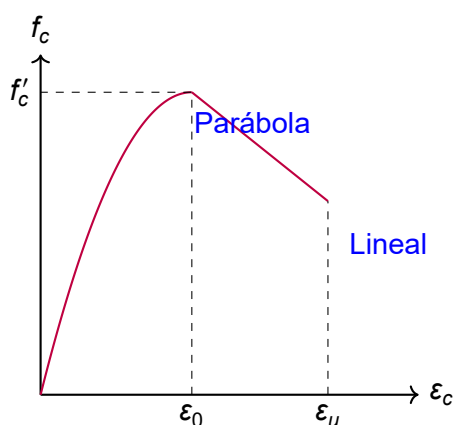


Figura 19 Curva tensión-deformación correspondiente al modelo de Hognestad (1951b) para hormigón sin confinamiento.

Modelo de Mander. El modelo constituye una formulación constitutiva empleada en el ámbito de la ingeniería estructural con el fin de predecir la relación tensión-deformación del hormigón que se encuentra confinado mediante refuerzo transversal.

Características	Ecuación base	Aplicaciones
• Confinado y no confinado • Ecuación continua (Popovics) • Secciones circulares y rect. • Basado en energía de deformación	$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r}$ $x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$	• OpenSees, SAP2000, ETABS • Estructuras confinadas • Estándar en práctica profesional

Figura 20 Modelo de Mander (1988): características, ecuación y aplicaciones.

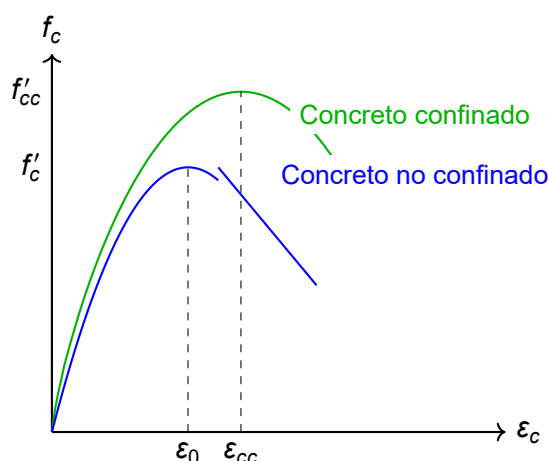


Figura 21 Diagrama esfuerzo-deformación comparativo entre concreto confinado y no confinado según el modelo de Mander (1988).

Modelo constitutivo del acero. A diferencia del concreto, el acero de refuerzo es un material con alta ductilidad y capacidad de disipación de energía. Su comportamiento bajo cargas monotónicas y cíclicas se caracteriza por una fase elástica lineal, una fluencia bien definida, endurecimiento por deformación y, en algunos casos, ablandamiento por fatiga o pandeo. Para representar adecuadamente estas características en análisis no lineales, se han desarrollado diversos modelos constitutivos. Entre los más representativos, se encuentran los siguientes:

Modelo elastoplástico. El modelo elastoplástico para acero perfectamente plástico es la idealización más simple y utilizada para el acero de refuerzo. Consiste en una idealización bilineal sin endurecimiento por deformación: presenta un comportamiento elástico lineal con

pendiente E_s hasta la deformación de fluencia ε_y , donde el esfuerzo alcanza f_y . A partir de ese punto, se desarrolla una meseta plástica perfecta a f_y , sin aumento post-fluencia. Este modelo ignora el endurecimiento por deformación, lo que lo hace conservador y adecuado para análisis plásticos simplificados.

Características principales	Ecuaciones	Aplicación
• Idealización bilineal • Sin endurecimiento por deformación • Comportamiento elástico: E_s • Comportamiento plástico: f_y • Ignora aumento post-fluencia	$\sigma = E_s \cdot \varepsilon \quad (\varepsilon \leq \varepsilon_y)$ $\sigma = f_y \quad (\varepsilon > \varepsilon_y)$	• Análisis plástico • Cálculo de capacidad última • Análisis simplificados • Diseño convencional

Figura 22 Características, ecuaciones y aplicaciones del modelo elastoplástico.

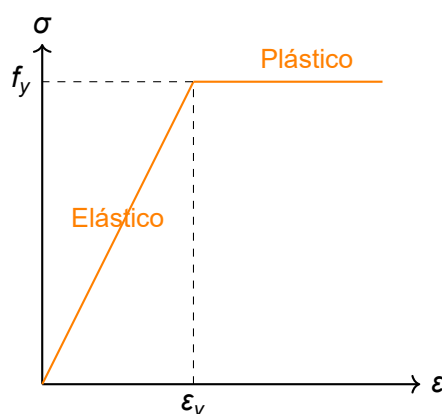


Figura 23 Diagrama bilineal elastoplástico para acero perfectamente plástico.

Modelo de Park Es una relación constitutiva que describe el comportamiento tensión-deformación del hormigón confinado con refuerzo transversal, desarrollada en 1971.

Divide la curva en tres zonas:

- **Ramo ascendente parabólico:** Desde el origen hasta la resistencia máxima del hormigón no confinado.
- **Ramo lineal descendente:** Pérdida de resistencia post-pico. Su pendiente depende del nivel de confinamiento: a mayor confinamiento, más gradual es la caída.
- **Zona lineal remanente:** Resistencia residual constante para deformaciones muy altas, lo que aporta ductilidad.

Características principales	Parámetros en ETABS	Aplicación
- Modelo de 3 ramas 1. Elástica lineal (E_s) 2. Meseta de fluencia (f_y) 3. Endurecimiento por deformación - Captura aumento post-fluencia	f_y: resistencia a fluencia f_u: resistencia última ϵ_y: deformación de fluencia ϵ_u: deformación última E_s: módulo elástico	- Implementado en ETABS - Análisis no lineal por desempeño - Diseño sísmico avanzado - Evaluación de estructuras

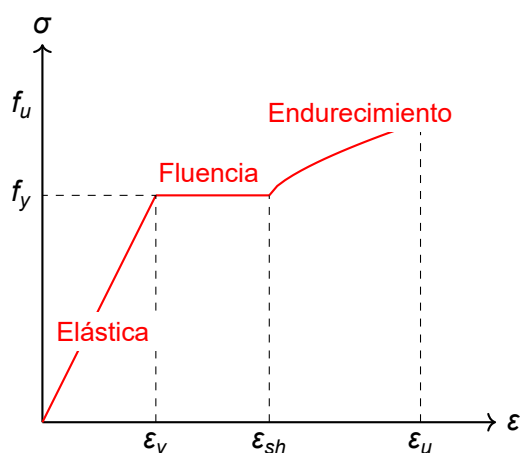


Figura 24 Modelo de Park y Paulay (1975) para acero con endurecimiento por deformación.

2.2.8.8 No linealidad de secciones y elementos

La respuesta no lineal de las secciones transversales se transfiere de manera directa al nivel del elemento y, subsecuentemente, al nivel de la edificación. Las dos relaciones principales que definen esta no linealidad son la curva momento-curvatura y la curva momento-rotación, siendo esta última el fundamento teórico inmediato sobre el cual se desarrollan los modelos de articulaciones plásticas.

Relación momento-curvatura Dado que una estructura se compone de múltiples elementos, y cada elemento resulta de la integración del comportamiento de sus secciones, la no linealidad seccional provoca no linealidad en la respuesta global. En vigas y columnas, que son los miembros primarios de una estructura de pórtico, las fuerzas internas se concentran en las secciones ubicadas en los extremos y en el centro del elemento. Aprovechando esta característica, el análisis de rótulas plásticas mediante la relación momento-curvatura se adopta ampliamente en el análisis no lineal de estructuras aporticadas (Kwak & Kim, 2002).

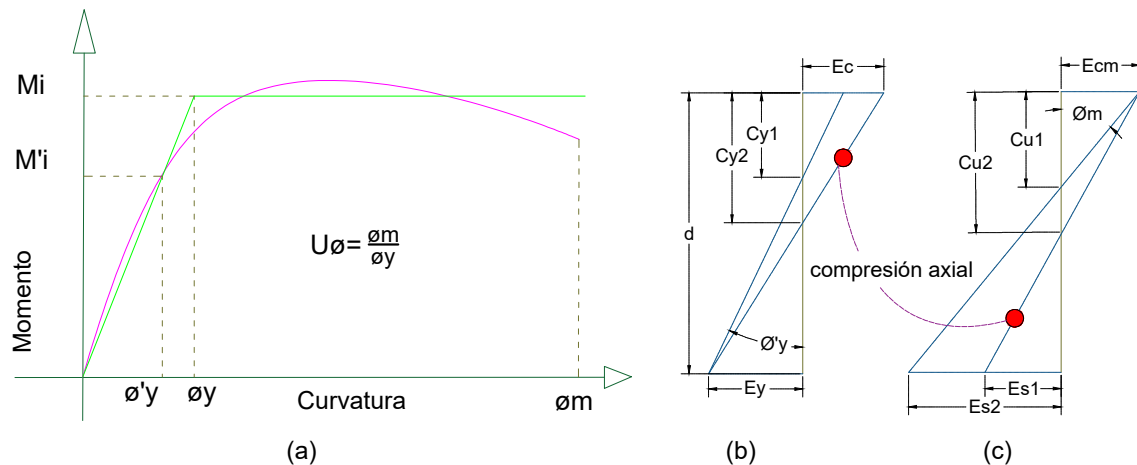


Figura 25 (a) Relación momento-curvatura, (b) Curvatura de la primera falla y (c) Curvatura de la falla, adaptado de (Paulay & Priestley, 1992)

Relación momento-rotación

Relación momento-rotación La curva momento-rotación ($M-\theta$) constituye la integral de la curva momento-curvatura a lo largo de la extensión de la zona inelástica del elemento. En tanto que la curvatura ϕ corresponde a una medición local de la deformación en una sección determinada, la rotación θ concentra dicha deformación sobre una longitud efectiva l_p , conocida como longitud de articulación plástica:

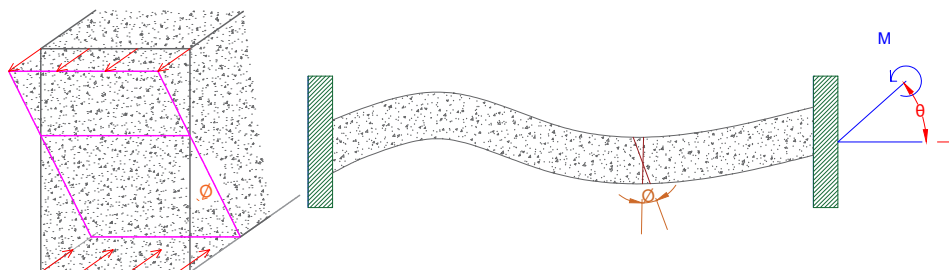


Figura 26 relación entre momento rotación y momento curvatura, adaptado de (Ibarra Ordóñez, 2024)

$$\theta_p = \int_{l_p} \phi dx \approx \phi_p \cdot l_p \quad (2.29)$$

Este paso de curvatura a rotación resulta esencial, ya que facilita el tránsito desde una representación continua de la deformación (curva momento-curvatura, característica del análisis de secciones) hacia una representación discreta y localizada (curva momento-rotación), la cual es justamente la que se emplea para simular las articulaciones plásticas en el análisis estructural. Las uniones viga-columna constituyen un ejemplo paradigmático de este fenómeno: su deformación puede incidir en desplazamientos

laterales excesivos en pórticos de hormigón armado, haciendo imprescindible modelar con exactitud su curva $M-\theta$ (Attiogbe & Morris, 1991).

2.2.8.9 Rótulas plásticas

La curva momento-rotación presentada en el apartado anterior constituye precisamente la **ley constitutiva** de una articulación plástica: establece el comportamiento de la zona inelástica en términos de resistencia, ductilidad y deterioro bajo solicitaciones cíclicas. Dicho de otro modo, ajustar una curva $M-\theta$ equivale a determinar el comportamiento de la articulación plástica que será incorporada en el modelo estructural.

De acuerdo con Deierlein et al. (2010), una articulación plástica se define como una región localizada dentro de un elemento estructural (por ejemplo, una viga, columna o muro) en la cual se concentran las deformaciones inelásticas de tipo rotacional ante la acción de cargas sísmicas severas, una vez que el material ha superado su límite elástico. Dicha región permite que la edificación disipe energía a través de histéresis, manteniendo al mismo tiempo una capacidad de carga apreciable y evitando así el colapso global del sistema.

Longitud de rótula plástica La longitud efectiva de la articulación plástica l_p constituye el parámetro que conecta físicamente la relación momento-curvatura con la relación momento-rotación. Dicha longitud define la extensión de la zona donde se localiza el daño y establece la demanda de curvatura local ϕ_p asociada a una rotación plástica global θ_p determinada. Se han propuesto diversas expresiones empíricas para su estimación; entre las más empleadas en el diseño sísmico se encuentra la formulación de Paulay y Priestley (1992):

$$l_p = 0.08L + 0.022f_y d_b \quad (2.30)$$

donde L corresponde a la longitud del elemento, f_y representa la tensión de fluencia del acero y d_b es el diámetro de la barra de refuerzo.

De la curva $M-\theta$ al modelo de rótula plástica La secuencia conceptual completa que vincula el comportamiento del material con el modelo estructural puede sintetizarse de la siguiente manera: el análisis a nivel de sección genera la curva momento-curvatura; al integrar dicha curva a lo largo de la longitud de articulación plástica l_p se obtiene la curva momento-rotación $M-\theta$; posteriormente, una vez idealizada y ajustada, esta curva se transforma en la ley constitutiva que rige el comportamiento del elemento de rótula dentro

del modelo computacional. Dicha información es exactamente la que alimenta los modelos de plasticidad concentrada que se presentan en la siguiente sección.

2.2.8.10 Implementación de modelos de plasticidad en OpenSeesPy

OpenSeesPy implementa los modelos de plasticidad a través de una estructura jerárquica que comprende materiales, secciones y elementos. Esta organización permite una gran flexibilidad en la definición de modelos, desde representaciones simplificadas hasta formulaciones detalladas de plasticidad distribuida. La figura 27 resume los cuatro componentes principales de esta jerarquía.

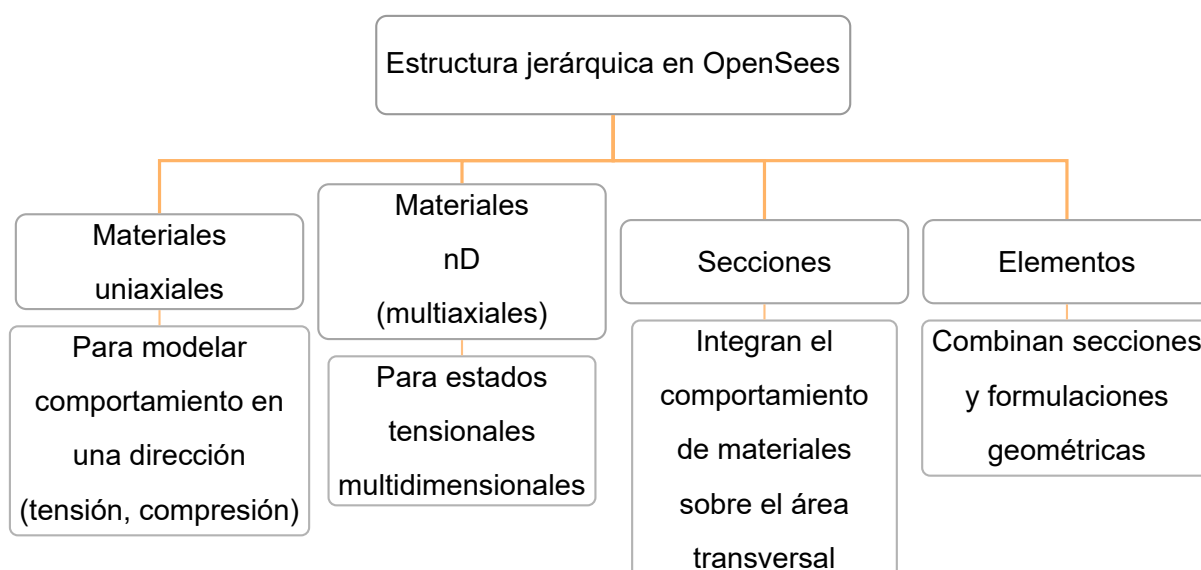


Figura 27 Estructura jerárquica en OpenSees: materiales, secciones y elementos.
Fuente: Elaboración propia

2.2.8.11 Modelos de plasticidad concentrada en OpenSeesPy

Los modelos de plasticidad concentrada reducen la complejidad del comportamiento inelástico de los elementos estructurales al localizar la no linealidad en puntos o zonas específicas, ubicándose típicamente en los extremos de vigas y columnas. Este tipo de enfoque resulta computacionalmente más eficiente en comparación con la plasticidad distribuida, siendo adecuado cuando se conoce de antemano la localización prevista de las articulaciones plásticas, tal como sucede en edificaciones regulares sometidas a cargas sísmicas con patrones claramente definidos.

Modelos de rótulas plásticas (Zero-Length Elements) Los elementos de longitud cero (*ZeroLength* o *ZeroLengthSection*) permiten modelar el comportamiento histerético de las rótulas plásticas mediante materiales uniaxiales. Estos elementos conectan dos nodos con las

mismas coordenadas espaciales y transfieren fuerzas y deformaciones según el modelo constitutivo asignado. Son particularmente útiles para representar conexiones semirrígidas, apoyos con comportamiento no lineal, o rótulas plásticas discretas en elementos de pórtico. La figura 28 resume los materiales uniaxiales más empleados en este contexto.

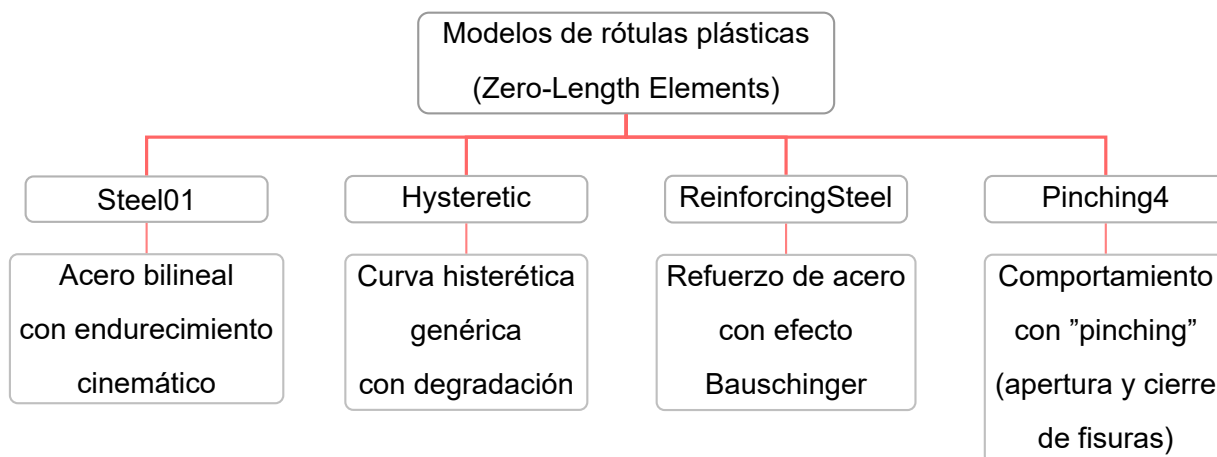


Figura 28 Modelos de rótulas plásticas (Zero-Length Elements) con materiales uniaxiales en OpenSees.

Fuente: Elaboración propia

Elementos con rótulas concentradas (Beam-Column Elements) Una opción diferente a los elementos de longitud nula consiste en emplear elementos viga-columna que incorporan articulaciones plásticas directamente en sus extremos. Dichos elementos combinan una porción central de comportamiento elástico con zonas inelásticas localizadas en los extremos, proporcionando una representación más fiel de la longitud efectiva de la articulación plástica. La formulación basada en fuerzas (*ForceBeamColumn*) junto con esquemas de integración especiales como *HingeRadau* o *HingeMidpoint* agrupa los puntos de integración en las regiones correspondientes a las articulaciones, optimizando la eficiencia computacional sin comprometer la precisión de la respuesta global, tal como se ilustra en la figura 29.

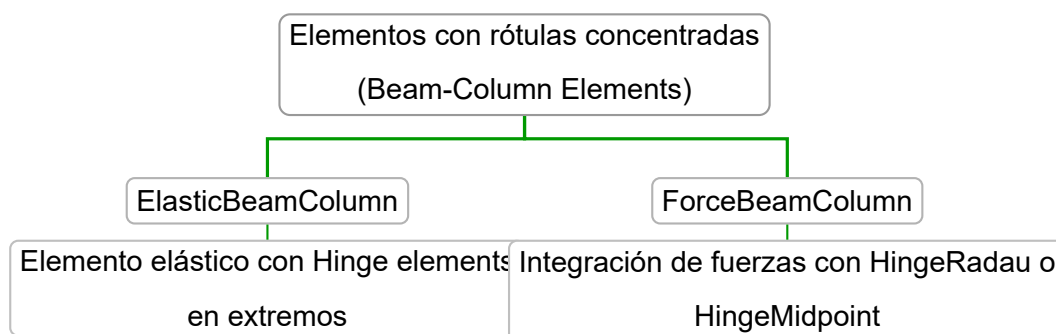


Figura 29 Elementos con rótulas concentradas (Beam-Column Elements) en OpenSeesPy.

Fuente: Elaboración propia

2.2.8.12 Modelos de plasticidad distribuida en OpenSees

Mediante los modelos de plasticidad distribuida es posible reproducir cómo se disipa la no linealidad de forma realista a lo largo de la totalidad de cada elemento estructural. Esto se logra a partir de secciones discretizadas en fibras: cada fibra individual responde según su propia ley constitutiva de material. Gracias a esta formulación, se obtiene una representación más fiel del comportamiento inelástico en toda la longitud del elemento. Esta aproximación se contrapone a los modelos de plasticidad concentrada, los cuales circunscriben la no linealidad únicamente a puntos singulares predefinidos.

Elementos de Fibras (Fiber Section) Los elementos de fibras en OpenSees se implementan principalmente a través de dos formulaciones: *ForceBeamColumn*, fundamentada en la flexibilidad, y *DisplacementBeamColumn*, basada en desplazamientos. Ambas requieren la definición de secciones de fibra que discretizan la sección transversal del elemento en regiones correspondientes al concreto confinado, concreto no confinado y acero de refuerzo, cada una con su propio modelo constitutivo.

Materiales para fibras de hormigón Los modelos constitutivos para hormigón resultan fundamentales en el análisis de secciones de fibra, ya que permiten capturar el comportamiento no lineal del material bajo cargas monótonas y cíclicas. La elección del modelo adecuado depende del tipo de análisis que se requiera y de la relevancia que tengan el confinamiento y la degradación cíclica en el comportamiento estructural. La figura 30 presenta un resumen de los modelos disponibles en OpenSeesPy.

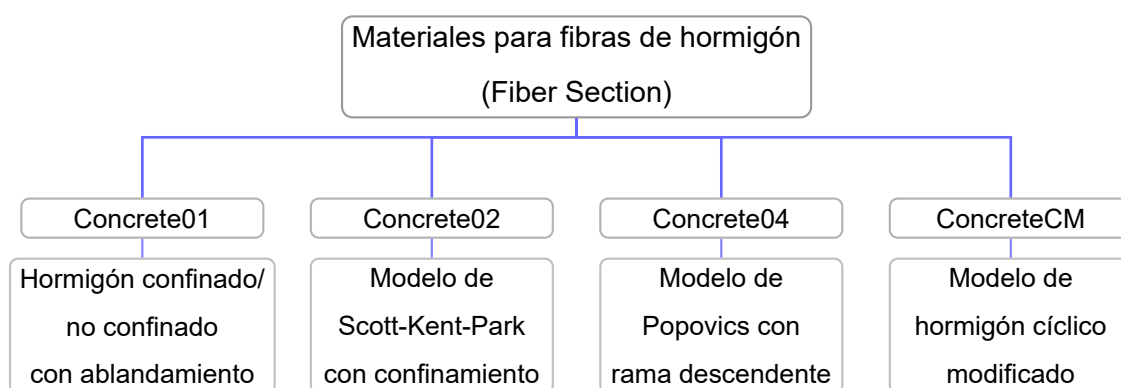


Figura 30 Materiales para fibras de hormigón (Fiber Section) en OpenSeesPy.

Fuente: Elaboración propia

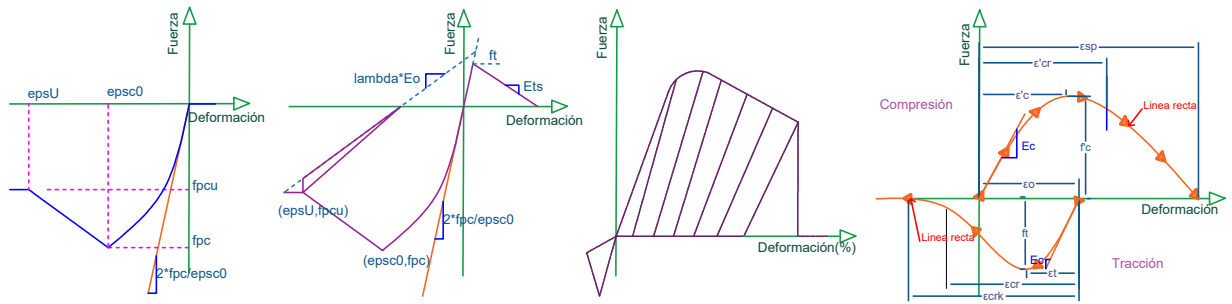


Figura 31 Relación típica de esfuerzo-deformación hysterética para Concrete01, Concrete02, Concrete04 y ConcreteCM, adaptado de Pacific Earthquake Engineering Research Center (2024)

Materiales para fibras de acero La respuesta del acero de refuerzo frente a cargas cíclicas resulta determinante para el comportamiento sísmico de las estructuras de hormigón armado. Los modelos constitutivos disponibles para el acero en OpenSees incluyen aspectos tales como el efecto Bauschinger, el endurecimiento tanto cinemático como isotrópico, así como la pérdida de resistencia, lo que posibilita una simulación fiel del comportamiento hysterético del refuerzo, tal como se observa en la figura 32.

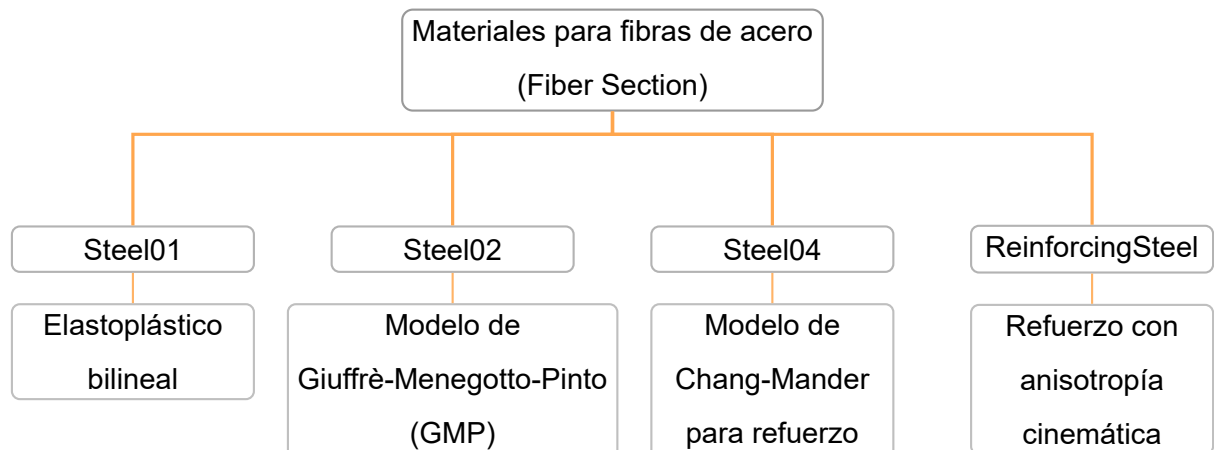


Figura 32 Materiales para fibras de acero (Fiber Section) en OpenSeesPy.
Fuente: Elaboración propia

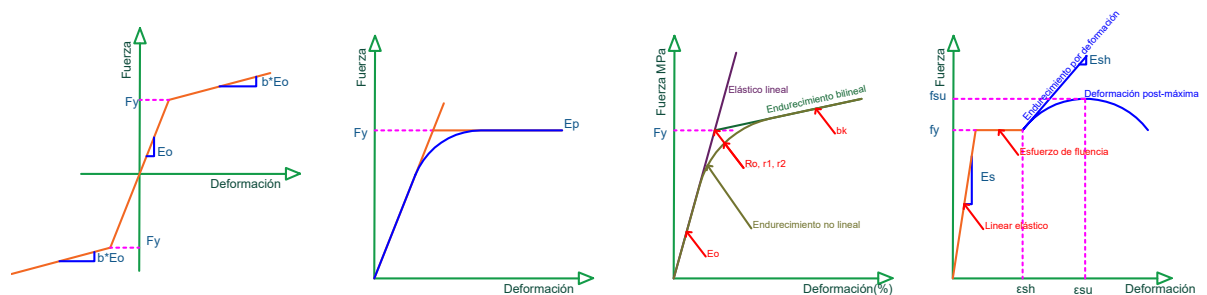


Figura 33 Relación típica de esfuerzo-deformación hysterética para Steel01, Steel02, Steel04 y ReinforcingSteel, adaptado de Pacific Earthquake Engineering Research Center (2024)

Modelos avanzados de plasticidad distribuida Además de los elementos de fibra convencionales, OpenSees ofrece formulaciones avanzadas para capturar fenómenos complejos como la interacción flexión-corte, deformaciones por corte significativas o grandes desplazamientos que requieren una formulación corrotacional, como se ilustra en la figura 34.

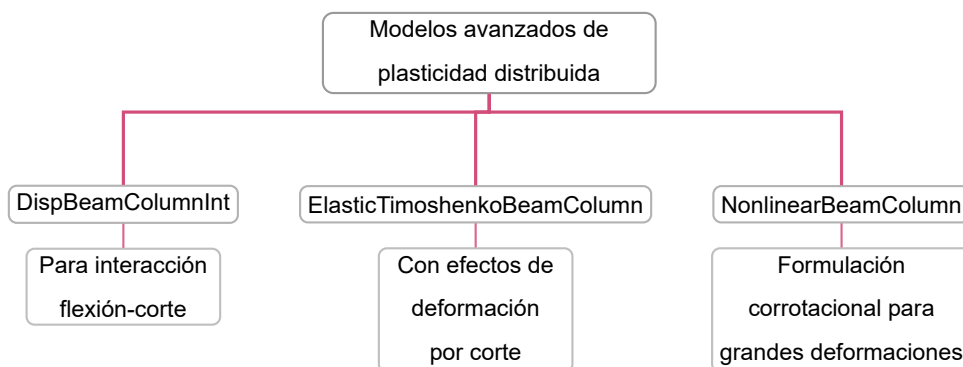


Figura 34 Modelos avanzados de plasticidad distribuida en OpenSeesPy.

Fuente: Elaboración propia

2.2.9. Métodos numéricos para ecuaciones no lineales

Para determinar las configuraciones de equilibrio en edificaciones con comportamiento no lineal, es necesario resolver sistemas de ecuaciones no lineales. Las metodologías de análisis estructural no lineal se apoyan en técnicas numéricas concebidas para tal fin. A continuación, se exponen las tres categorías principales de métodos numéricos útiles para resolver estos sistemas, según Bazzano y Pérez Zerpa (2017).

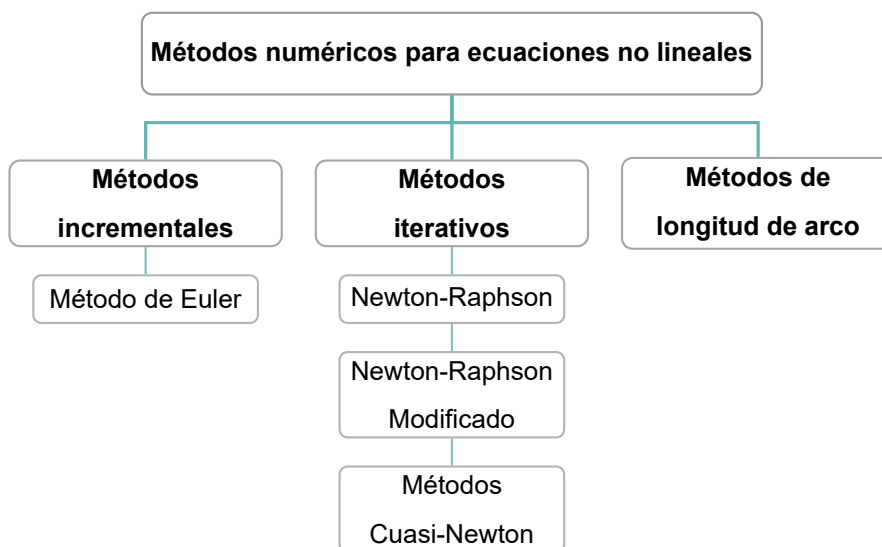


Figura 35 Clasificación de métodos numéricos para ecuaciones no lineales.

Fuente: Elaboración propia

2.2.10. Métodos de solución no lineal en análisis estructural

A medida que la plastificación progresa en los elementos estructurales, la rigidez del sistema deja de ser constante y pasa a depender del nivel de daño o deformación alcanzado. Esta dependencia transforma el sistema de ecuaciones que gobierna la respuesta estructural en un sistema no lineal, donde la matriz de rigidez se actualiza continuamente para reflejar el estado actual de cada componente.

Este problema se puede resolver utilizando una estrategia incremental, donde la carga o el desplazamiento se aplican en una serie de incrementos o pasos. Existen dos enfoques principales para implementar esta estrategia:

Enfoques de solución incremental

1. **Aproximación lineal a tramos:** Se aproxima la función no lineal mediante una serie de funciones lineales segmentadas. Se utilizan métodos de muestreo de paso único basados en esquemas de integración para la solución de ecuaciones diferenciales.
2. **Captura exacta de la no linealidad:** Se busca capturar el comportamiento no lineal con alto grado de exactitud mediante métodos incrementales-iterativos basados en la técnica de Newton-Raphson, normalmente usada para determinar las raíces de funciones no lineales.

2.2.10.1 Análisis incremental

El método incremental divide la carga total en una serie de incrementos controlados. Con el objetivo de aplicar la carga total F progresivamente, se selecciona un factor λ que representa el porcentaje de carga aplicado en cada incremento:

$$\lambda = \frac{dF}{F} \quad (2.31)$$

donde F es la carga total aplicada a través de la serie de incrementos $\{dF\}$:

$$F = \sum_{i=1}^n \{dF\} \quad (2.32)$$

El desplazamiento total, asociado a F , es la suma de los desplazamientos correspondientes a cada incremento de carga:

$$\Delta = \sum_{i=1}^n d\Delta \quad (2.33)$$

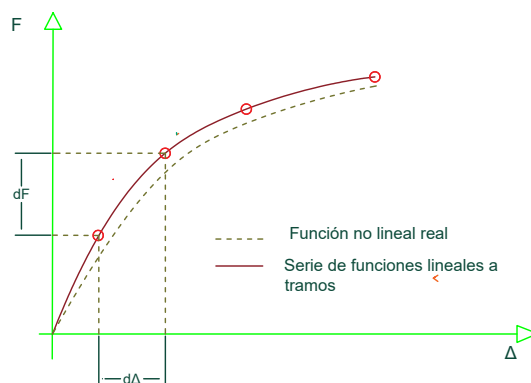


Figura 36 Análisis no lineal incremental, adaptado de Ibarra Ordóñez (2024)

Consideraciones del método incremental

- El grado en el cual la aproximación mediante funciones lineales a tramos representa adecuadamente el comportamiento no lineal real depende de cuán bien se modele la relación entre los incrementos de fuerza $\{dF\}$ y el parámetro de carga λ en cada etapa.
- La cantidad de análisis requeridos y la forma en que se emplean sus resultados para estimar el desplazamiento $\{d\Delta\}$ asociado a un incremento de carga dado son los elementos que diferencian las diversas estrategias de solución no lineal.

2.2.10.2 Método iterativo de Newton-Raphson

El análisis estático no lineal constituye una técnica destinada a examinar la relación fuerza-deformación de una edificación cuando se somete a un patrón de cargas específico. Este enfoque permite explorar la evolución de la respuesta del sistema estructural a medida que se incrementan las cargas de manera controlada, revelando su capacidad de resistencia y deformación más allá del límite elástico.

Una de las estrategias más ampliamente empleadas es el **análisis pushover**, el cual consiste en aplicar cargas laterales progresivamente crecientes hasta alcanzar una condición límite o el colapso, fundamentándose en la resolución de sistemas de ecuaciones no lineales que vinculan las fuerzas internas con las deformaciones impuestas.

Formulación matemática El equilibrio interno de la estructura se expresa mediante la relación funcional:

$$\mathbf{f}_S(\mathbf{u}) = \mathbf{p}(t) \quad (2.34)$$

donde $\mathbf{f}_S(\mathbf{u})$ representa el vector de fuerzas internas dependiente del desplazamiento $\mathbf{u}$, y $\mathbf{p}(t)$ es el vector de cargas externas aplicado en el tiempo t .

Para cargas estáticas constantes, la ecuación se simplifica a:

$$\mathbf{f}_S(\mathbf{u}) = \mathbf{p} \quad (2.35)$$

Para resolver este sistema no lineal, se emplea un procedimiento iterativo. En cada iteración j , se calcula un incremento de desplazamiento $\Delta \mathbf{u}^{(j)}$ que satisface:

$$\mathbf{k}_T^{(j)} \Delta \mathbf{u}^{(j)} = \mathbf{p} - \mathbf{f}_S^{(j)} = \mathbf{R}^{(j)} \quad (2.36)$$

donde $\mathbf{k}_T^{(j)}$ es la matriz de rigidez tangente evaluada en el estado actual:

$$\mathbf{k}_T^{(j)} = \left. \frac{\partial \mathbf{f}_S(\mathbf{u})}{\partial \mathbf{u}} \right|_{\mathbf{u}^{(j)}} \quad (2.37)$$

El nuevo estado de desplazamiento se actualiza como:

$$\mathbf{u}^{(j+1)} = \mathbf{u}^{(j)} + \Delta \mathbf{u}^{(j)} \quad (2.38)$$

Este esquema corresponde al método de Newton–Raphson, ampliamente utilizado en mecánica computacional para resolver problemas no lineales.

Incrementos de carga en el procedimiento Newton-Raphson El procedimiento iterativo puede extenderse para considerar múltiples etapas de carga. En lugar de aplicar una única carga estática, se introduce una secuencia de incrementos, cada uno representado por un escalar λ_i que modula una distribución espacial de referencia $\mathbf{p}_{\text{ref}}$:

$$\mathbf{p}_i = \lambda_i \mathbf{p}_{\text{ref}} \quad (2.39)$$

Este enfoque permite controlar el crecimiento progresivo de las fuerzas externas manteniendo constante su patrón espacial. Cada incremento λ_i se acompaña de un nuevo ciclo iterativo para resolver el equilibrio interno, utilizando el mismo esquema de Newton–Raphson. La matriz de rigidez tangente y el vector de residuo se actualizan en cada paso, asegurando la convergencia hacia el estado de equilibrio correspondiente.

Criterios de convergencia Durante la resolución iterativa, es fundamental establecer condiciones que determinen cuándo detener el proceso. Se verifica si el error en la solución ha disminuido por debajo de un umbral aceptable mediante uno o más de los siguientes criterios:

Criterios absolutos

1. Norma del residuo de fuerzas:

$$\|\mathbf{R}^{(j)}\| \leq \varepsilon_R \quad (2.40)$$

donde $\|\cdot\|$ denota la norma euclidiana. Valores típicos para ε_R oscilan entre 10^{-3} y 10^{-8} .

2. Norma del incremento de desplazamiento:

$$\|\Delta \mathbf{u}^{(j)}\| \leq \varepsilon_u \quad (2.41)$$

Este criterio evalúa si el cambio en los desplazamientos entre iteraciones sucesivas es suficientemente pequeño.

3. Trabajo incremental realizado por el residuo:

$$\frac{1}{2} [\Delta \mathbf{u}^{(j)T} \mathbf{R}^{(j)}] \leq \varepsilon_w \quad (2.42)$$

Este criterio considera el trabajo efectuado por las fuerzas residuales a través del desplazamiento incremental.

Criterios relativos para sistemas de múltiples grados de libertad En sistemas estructurales con muchos grados de libertad, los criterios absolutos pueden resultar insuficientes debido a la variabilidad en las magnitudes de fuerzas y desplazamientos. Por ello, se utilizan medidas relativas:

$$\frac{\|\mathbf{R}^{(j)}\|}{\|\mathbf{P}_{\text{ref}}\|} \leq \varepsilon'_R \quad \text{y} \quad \frac{\|\Delta \mathbf{u}^{(j)}\|}{\|\mathbf{u}^{(j)}\|} \leq \varepsilon'_u \quad (2.43)$$

donde ε'_R y ε'_u son tolerancias relativas, típicamente entre 10^{-3} y 10^{-6} .

Para marcos estructurales, donde los vectores incluyen traslaciones y rotaciones con escalas distintas, también se evalúa la convergencia mediante el trabajo incremental relativo:

$$\frac{[\Delta \mathbf{u}^{(j)}]^T \mathbf{R}^{(j)}}{[\Delta \mathbf{u}^{(1)}]^T \mathbf{R}^{(1)}} \leq \varepsilon'_w \quad (2.44)$$

La tolerancia ε'_w debe ser cercana a la precisión de la máquina, con valores típicos del orden de 10^{-16} .

Este conjunto de criterios mejora la robustez del proceso iterativo en modelos complejos, asegurando que la solución obtenida sea físicamente significativa y numéricamente estable.

2.2.11. Normativas y códigos de diseño

2.2.11.1 Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente”

La Norma E.030 representa uno de los documentos técnicos más importantes del Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú. Su objetivo fundamental consiste en asegurar que las construcciones dispongan de la capacidad estructural necesaria para resistir las solicitaciones originadas por movimientos telúricos. Dicha normativa se sustenta en el principio de minimizar, en la medida de lo posible, el riesgo para la vida humana y los daños materiales frente a la ocurrencia de sismos. Con tal fin, establece lineamientos que promueven la elaboración de proyectos estructurales adecuados y la adopción de técnicas constructivas actualizadas, en concordancia con los requerimientos de seguridad estipulados. De este modo, se busca que las edificaciones diseñadas conforme a esta norma presenten un comportamiento sísmico acorde con los principios de la filosofía del diseño sismorresistente.

En lo que respecta al factor de reducción de fuerzas sísmicas, la normativa emplea el concepto de **factor de reducción R** , definido como:

$$R = R_0 * I_a * I_p \quad (2.45)$$

Donde:

- R_0 : Coeficiente fundamental de reducción
- I_a : Factor correspondiente a irregularidades en elevación
- I_p : Factor correspondiente a irregularidades en planta

La norma clasifica los sistemas estructurales en categorías y asigna valores de R_0 .

Tabla 3: Coeficientes básicos de reducción R_0 para sistemas de pórticos

Sistemas de pórticos	
Tipo de pórtico	Coeficiente R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales con Arriostramiento Concéntrico (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios con Arriostramiento Concéntrico (OCBF)	4

Continued on next page

Tabla 3: Coeficientes básicos de reducción R_0 para sistemas de pórticos (Continued)

Pórticos con Arriostramiento Excéntrico (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Sistemas duales	7

Fuente: Adaptado de nacional de edificaciones (2018)

2.2.11.2 ASCE/SEI 7-16

El ASCE 7 clasifica los sistemas en categorías según su capacidad de disipación de energía:

- Special (S): Alta ductilidad
- Intermediate (I): Ductilidad media
- Ordinary (O): Ductilidad baja

En la tabla 4 Se puede observar los valores dados por el ASCE para los diferentes sistemas estructurales.

Tabla 4: Valores del coeficiente de modificación de respuesta R según ASCE 7-22

Sistemas estructurales - ASCE 7-22	
Sistema Estructural	R
Concreto reforzado:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momento (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momento (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momento (OMF)	3

Fuente: Adaptado de Yeo et al. (2023)

2.3 Marco conceptual

2.3.1. Sistema estructural

Se entiende por sistema estructural al conjunto organizado de elementos y componentes cuya finalidad es resistir y transmitir las solicitaciones a las que se ve sometida una construcción. En el caso de las edificaciones de hormigón armado, estos sistemas suelen

estar conformados por pórticos compuestos de vigas y columnas (Powell, 2010).

2.3.2. Sistema aporticado

Un sistema aporticado se caracteriza porque su capacidad resistente principal proviene de una estructura de pórticos rígidos, integrados por vigas y columnas unidas mediante nudos capaces de transmitir momentos flectores, esfuerzos cortantes y fuerzas axiales. Dichos pórticos son capaces de absorber tanto las cargas verticales (peso propio, sobrecargas de uso) como las horizontales (viento, sismos), actuando como marcos resistentes en ambas direcciones principales (SIO Ingeniería, n.d.).

2.3.3. Cargas estáticas

De acuerdo con C. D. Comartin et al. (2004), las cargas estáticas son aquellas cuya variación temporal no provoca aceleraciones significativas en el sistema, por lo que, a efectos prácticos, puede despreciarse la influencia de las fuerzas inerciales.

2.3.4. Cargas dinámicas

Según C. D. Comartin et al. (2004), cuando las fuerzas inerciales no resultan despreciables debido a que la velocidad de variación de las acciones genera grandes aceleraciones en el sistema, dichas cargas se consideran acciones dinámicas.

2.3.5. Comportamiento elástico

Se dice que un componente presenta comportamiento elástico cuando, al aplicarle una fuerza, acumula energía de deformación y, al cesar la aplicación de dicha fuerza, recupera completamente esa energía (Powell, 2010). Un elemento es elástico si todo el trabajo realizado sobre él durante su deformación se almacena como energía de deformación recuperable. Aunque los componentes elásticos suelen ser lineales, también pueden presentar un comportamiento no lineal. Los análisis estáticos lineales no permiten evaluar daños ni predecir pérdidas; al ser simplificados, en muchos casos se compensan con la adopción de mayores factores de seguridad (C. D. Comartin et al., 2004).

2.3.6. Comportamiento inelástico

Cuando la fuerza aplicada sobre un componente supera su límite de fluencia, su respuesta se vuelve no lineal e inelástica. En el régimen inelástico, solo una parte de la energía se

recupera una vez que cesa la fuerza aplicada (Powell, 2010). En un componente inelástico, parte del trabajo realizado durante su deformación se disipa en forma de trabajo plástico, fricción, energía de fractura, etc. Un componente inelástico es siempre no lineal.

La curva de capacidad representa gráficamente cómo se relacionan la fuerza que una edificación puede oponer a las sollicitaciones horizontales y el corrimiento lateral característico que experimenta. Este tipo de curvas suele obtenerse a partir de un procedimiento de análisis estático no lineal, denominado en la terminología técnica anglosajona como pushover analysis.

2.3.7. Espectro de capacidad

El espectro de capacidad no es más que la traducción de la respuesta inelástica de un sistema estructural al formato conocido como ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum). Para construirlo, parte de la curva pushover, que relaciona el cortante en la base con el desplazamiento en el nivel superior y se reduce a un modelo equivalente de un solo grado de libertad. Una vez hecho esto, se grafica la aceleración espectral reducida en función del desplazamiento espectral correspondiente (C. D. Comartin et al., 2004).

2.3.8. Punto de desempeño

Según of Civil Engineers (2023), el punto de desempeño se define como el desplazamiento último (ya sea a nivel de techo o de entrepiso) que una edificación puede alcanzar frente a un terremoto concreto, y está asociado a un grado de desempeño predeterminado, como por ejemplo la Prevención de Colapso (CP, por sus siglas en inglés). Para determinarlo, es preciso realizar un análisis dinámico no lineal que incorpore la degradación de la rigidez, la merma de capacidad resistente y los fenómenos cíclicos.

2.3.9. Coeficiente de correlación (Pearson)

De acuerdo con Walpole et al. (1993), este coeficiente (Pearson) es una métrica estadística adimensional que oscila en el intervalo $[-1,1]$ y sirve para cuantificar dos aspectos de la relación lineal entre dos variables aleatorias: su intensidad y su dirección. Los valores próximos al extremo positivo (+1) reflejan una correlación lineal directa elevada; los cercanos al extremo negativo (-1) indican una correlación lineal inversa elevada; y aquellos alrededor de cero denotan la práctica inexistencia de linealidad entre las variables.

Capítulo III: Metodología de la Investigación

3.1 Método

Se emplea el método deductivo, el cual aplica la lógica que permite derivar conclusiones particulares a partir de premisas de carácter general.

3.2 Enfoque

El estudio adopta un enfoque **cuantitativo**. De acuerdo con Hernández Sampieri et al. (2014), este enfoque es secuencial y probatorio, basado en la recolección de datos numéricos para contrastar hipótesis mediante análisis estadísticos.

3.3 Alcance

La investigación posee un alcance de tipo **descriptivo**, dado que su objetivo consiste en examinar la relación existente entre el desempeño sísmico y el factor de reducción de fuerzas sísmicas (R).

3.4 Diseño de investigación

El diseño de investigación es **no experimental** (las variables ya han ocurrido, solo se observan en su entorno natural) y **transversal** (los datos se recolectan en un único momento a partir de una muestra representativa).

3.5 Población y muestra

3.5.1. Población

La población considerada en esta investigación está conformada por la totalidad de las estructuras aporticadas de hormigón armado existentes en la región de Ayacucho.

3.5.2. Muestra

La muestra está compuesta por 10 estructuras aporticadas de hormigón armado ubicadas en la región de Ayacucho.

3.5.6.1 Distribución de la muestra

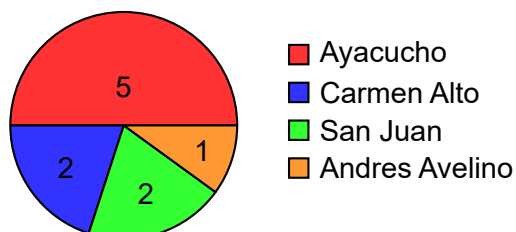


Figura 38 *Distribución geográfica de la muestra*

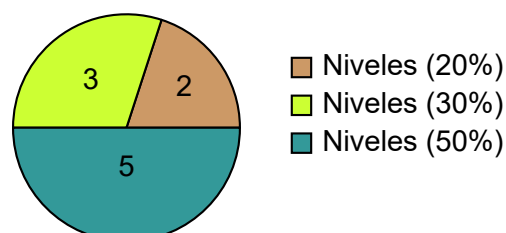


Figura 39 *Distribución de la muestra por niveles*

La distribución geográfica de la muestra analizada, tal como se ilustra en las figuras 38 y 39, presenta una mayor concentración en el distrito de Ayacucho, donde se ubica el 50% de las edificaciones. Le siguen los distritos de Carmen Alto, San Juan Bautista y Andrés Avelino Cáceres Dorregaray, cada uno de los cuales concentra el 20% restante de la muestra. En cuanto al número de niveles, predominan las construcciones de tres pisos, que representan el 50% del total, seguidas por las edificaciones de cuatro niveles con un 30%, mientras que las estructuras de cinco pisos constituyen el 20% restante.

3.6 Hipótesis

3.6.1. Hipótesis general

Un algoritmo en un software de código abierto facilitará Calcular el factor de reducción de las fuerzas sísmicas R empleando análisis no lineal estático para estructuras aporticadas de concreto armado en la provincia de Huamanga de la región de Ayacucho.

3.6.2. Hipótesis específicas

1. El software Opensees y Python permitirán Implementar un algoritmo que facilite obtener el factor de ductilidad en estructuras aporticadas de concreto armado.
2. Un algoritmo desarrollado en el lenguaje de programación Python nos permitirá calcular el factor de sobre resistencia para estructuras aporticadas de concreto armado.
3. Un algoritmo desarrollado en el lenguaje de programación Python nos permitirá calcular el factor de redundancia para estructuras aporticadas de concreto armado.
4. El factor de reducción de las fuerzas sísmicas R para estructuras aporticadas de concreto armado obtenidos mediante el análisis no lineal estático, será menor al valor

propuesto en la norma E.030.

3.7 Operacionalización de variables

3.7.1. Operacionalización de variables

3.7.1.1 Variables

- **Factor de Reducción de fuerzas sísmicas (R):** Este coeficiente representa la aptitud de una edificación para disipar energía mediante un comportamiento inelástico.

3.7.1.2 Dimensiones

Dado que las variables no son directamente observables, resulta necesario emplear procedimientos que posibiliten su medición indirecta a través de manifestaciones externas, empíricas y susceptibles de observación. Dichas expresiones constituyen los indicadores.

- **Dimensión 1: Factor de ductilidad.** Evalúa la relación existente entre la fuerza elástica máxima y la fuerza inelástica máxima.
- **Dimensión 2: Factor de sobrerresistencia.** Cuantifica la relación entre el cortante basal último que la estructura es capaz de soportar y el cortante basal de diseño.
- **Dimensión 3: Factor de redundancia.** Se determina como la relación entre el cortante basal máximo y el cortante basal correspondiente a la formación de la primera articulación plástica.

3.7.1.3 Indicadores

Factor de ductilidad

- Fuerza elástica máxima [Valor numérico (tonf)]
- Fuerza inelástica máxima [Valor numérico (tonf)]

Factor de sobrerresistencia

- Cortante basal último [Valor numérico (tonf)]
- Cortante basal de diseño [Valor numérico (tonf)]

Factor de redundancia

- Cortante basal máximo [Valor numérico (tonf)]
- Cortante basal en la primera rótula plástica [Valor numérico (tonf)]

En la tabla 5 se presenta la operacionalización de las variables identificadas, donde se detallan las variables, dimensiones, indicadores y sus respectivas unidades de medida..

Tabla 5 Variables e Indicadores.

Variables	Dimensiones	Indicadores	Medición
Factor de Reducción	Factor de ductilidad	Máxima fuerza elástica	tonf
		Máxima fuerza inelástica	tonf
		Período fundamental	s
		Tipo de suelo	–
	Factor de Sobre Resistencia	Cortante basal último	tonf
		Cortante basal de diseño	tonf
	Factor de Redundancia	Cortante basal último	tonf
		Cortante basal en 1ra rótula	tonf

Fuente: Elaboración propia.

3.8 Técnicas e instrumentos

3.8.1. Técnicas de recolección de datos

Se realizó una revisión bibliográfica y documental basada en planos, memorias de cálculo municipales de Ayacucho y literatura especializada para determinar el coeficiente R mediante análisis estático no lineal con OpenSeesPy.



Figura 40 Datos recolectados y sus fuentes

3.9 Procesamiento de la información

3.10 Herramientas de software

Tabla 6: Herramientas de software utilizadas.

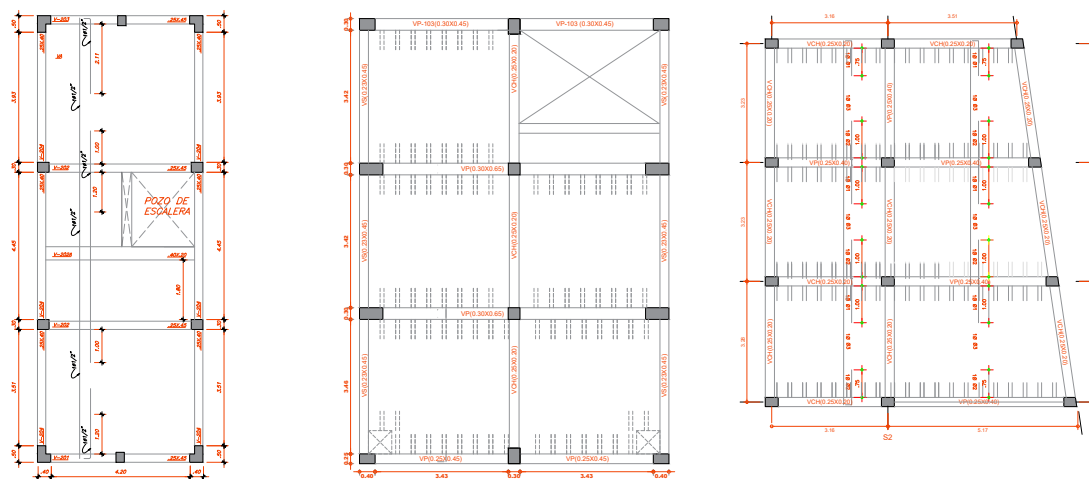
Herramienta	Descripción
LaTeX	Preparación de documentos para la redacción del informe final
Anaconda	Distribución de Python para el análisis de datos y desarrollo de modelos
OpenSees	Software para el cálculo no lineal de estructuras
Python	Bibliotecas para el análisis de datos y visualización

Fuente: Elaboración propia.

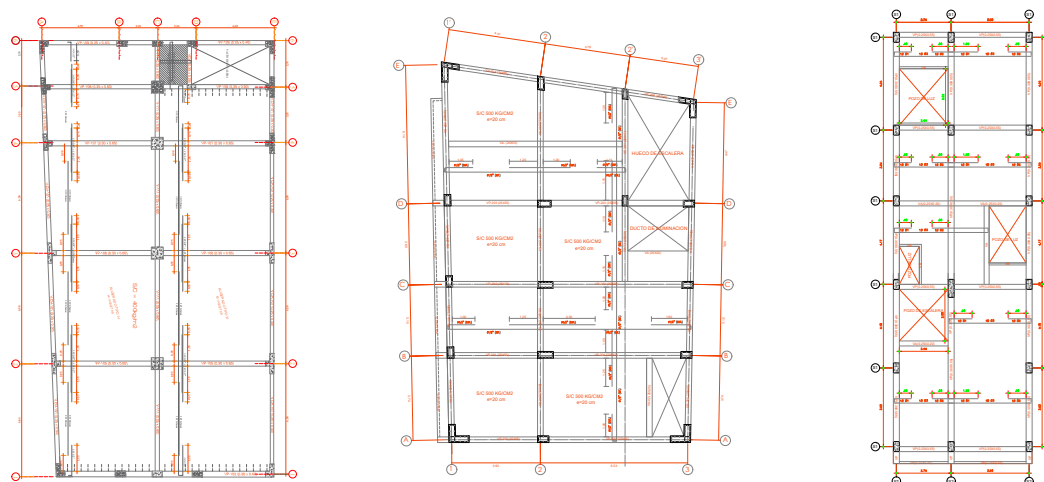
3.11 Desarrollo del trabajo de tesis

3.11.1. Recolección de datos para el modelamiento en OpenSeesPy y Etabs

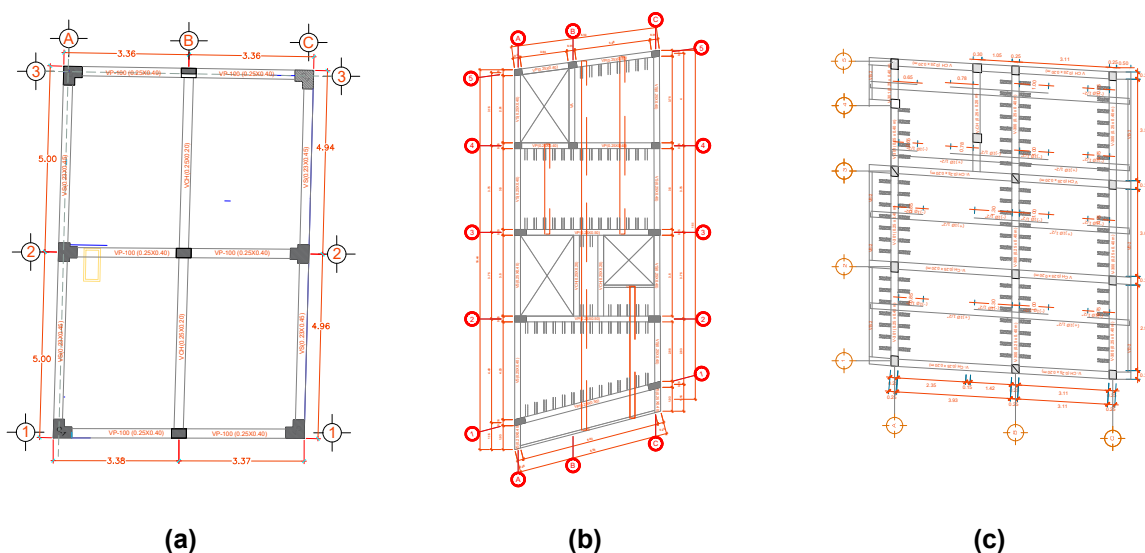
3.11.1.1 Plantas de las edificaciones



(a) (b) (c)
Figura 41 (a) Planta típica VM-1, (b) Planta típica VM-2, (c) Planta típica VM-3



(a) (b) (c)
Figura 42 (a) Planta típica VM-4, (b) Planta típica VM-5, (c) Planta típica VM-6



(a) (b) (c)
Figura 43 (a) Planta típica VM-7, (b) Planta típica VM-8, (c) Planta típica VM-10

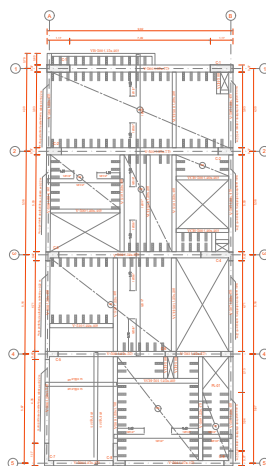


Figura 44 Planta típica VM-10

3.11.1.2 Descripción de las estructuras

En este estudio, se seleccionan 10 estructuras de concreto armado con diferentes niveles, que abarcan desde edificios de 3 niveles hasta edificios de 5 niveles. Los edificios seleccionados son estructuras típicas de la región de Ayacucho, donde es común que los sistemas aporticados se combinen con mampostería confinada. En particular, las estructuras analizadas presentan mampostería confinada en la dirección X y pórticos de concreto armado en la dirección Y. Sin embargo, el análisis sísmico se realizó únicamente en la dirección correspondiente al sistema de pórticos (dirección Y), debido a la imposibilidad de encontrar edificios exclusivamente aporticados en la región. Esta delimitación es consistente con el alcance del título de la investigación, cálculo de R en estructuras aporticadas, y

con la baja rigidez fuera del plano que presentan los muros de mampostería confinada, considerablemente menor que su rigidez dentro del plano (Paulay & Priestley, 1992), por lo que su contribución a la respuesta lateral en Y es secundaria.

Tabla 7: Cuadro resumen de las características sísmicas de las unidades de estudio.

Item	Distrito	N.º de niveles	Parámetros sísmicos	
			Zona	
1	Ayacucho	3	Zona	2
			Tipo de edificación	Vivienda
			Tipo de suelo	S1
2	Ayacucho	4	Zona	2
			Tipo de edificación	Vivienda
			Tipo de suelo	S2
3	Carmen Alto	3	Zona	3
			Tipo de edificación	Vivienda
			Tipo de suelo	S1
4	San Juan Bautista	5	Zona	3
			Tipo de edificación	Vivienda
			Tipo de suelo	S1
5	Ayacucho	4	Zona	2
			Tipo de edificación	Vivienda
			Tipo de suelo	S2
6	Ayacucho	3	Zona	2
			Tipo de edificación	Vivienda
			Tipo de suelo	S2
7	Ayacucho	3	Zona	2
			Tipo de edificación	Vivienda
			Tipo de suelo	S2
8	San Juan Bautista	3	Zona	3
			Tipo de edificación	Vivienda
			Tipo de suelo	S1

Continued on next page

Tabla 7: Cuadro resumen de las características sísmicas de las unidades de estudio.
(Continued)

Item	Distrito	N.º de niveles	Parámetros sísmicos	
9	Ayacucho	4	Zona	
			Zona	2
			Tipo de edificación	Vivienda
			Tipo de suelo	S2
10	Carmen Alto	5	Zona	3
			Tipo de edificación	Vivienda
			Tipo de suelo	S1

Fuente: Elaboración propia.

3.11.2. Análisis no lineal mediante OpenSeesPy

Para el desarrollo de mi tesis, he decidido utilizar el entorno Spyder. Spyder es un entorno de desarrollo integrado (IDE) muy popular dentro de la comunidad científica y de ingeniería, ya que permite escribir, ejecutar y depurar código Python de manera eficiente. Además, facilita la gestión de paquetes y entornos virtuales, lo que resulta especialmente útil para instalar y mantener librerías como OpenSeesPy.

3.11.2.1 Importación de bibliotecas y módulos

Cargamos todas las herramientas necesarias para nuestro análisis:

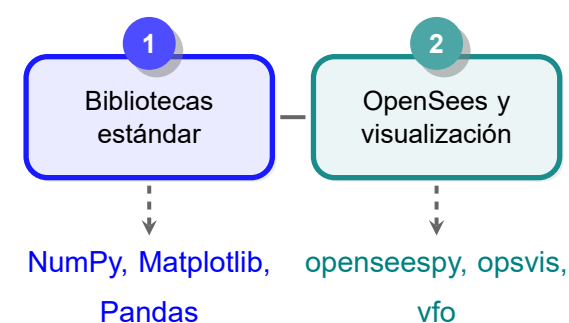


Figura 45 Librerías y módulos de Python utilizados

3.11.2.2 Definición de las unidades bases

OpenSees no trabaja con unidades por defecto, lo que significa que el usuario debe definir explícitamente un sistema de unidades coherente para garantizar la consistencia de los resultados. Por esta razón, en la presente tesis se definió un conjunto de unidades base

que permiten mantener un orden y una correcta interpretación de los parámetros al momento de elaborar el código computacional. Dicha definición se muestra a continuación.

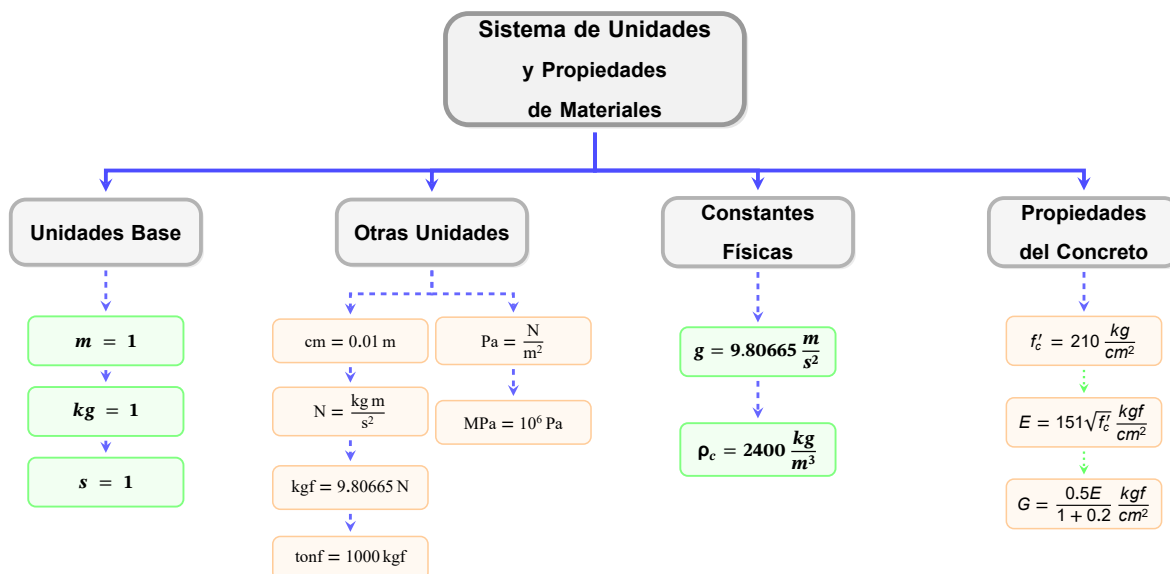


Figura 46 Mapa conceptual del sistema de unidades y propiedades del concreto

3.11.2.3 Inicialización del modelo estructural

Lo primero que se hace antes de empezar con nuestro modelamiento es limpiar cualquier variable existente mediante el comando **wipe()**, esto para evitar conflictos al momento de ejecutarlo. Después configuramos el modelo básico con la función **model()** donde ingresamos la dimensión y los grados de libertad por nodo.

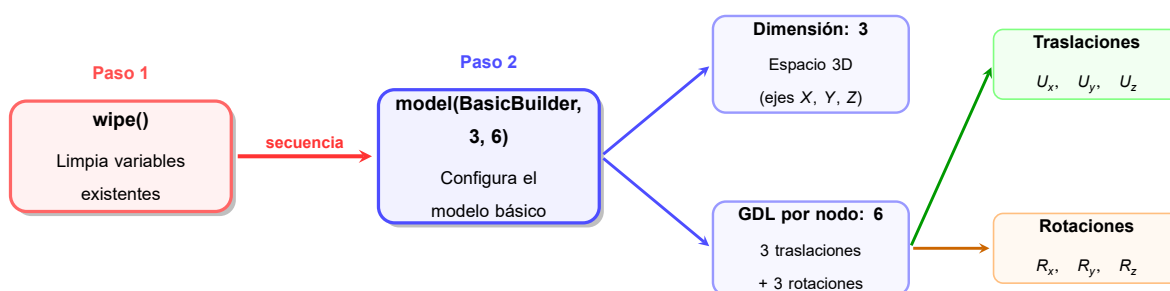


Figura 47 Secuencia de inicialización del modelo estructural.

3.11.2.4 Definición de materiales

Para llevar a cabo la modelación no lineal en OpenSeesPy, resulta indispensable definir de manera precisa las propiedades mecánicas correspondientes a los materiales estructurales involucrados. Tanto el comportamiento del hormigón como el del acero deben representar fielmente sus particularidades frente a solicitaciones sísmicas, teniendo en cuenta tanto el confinamiento del hormigón como la respuesta no lineal de la armadura de acero.

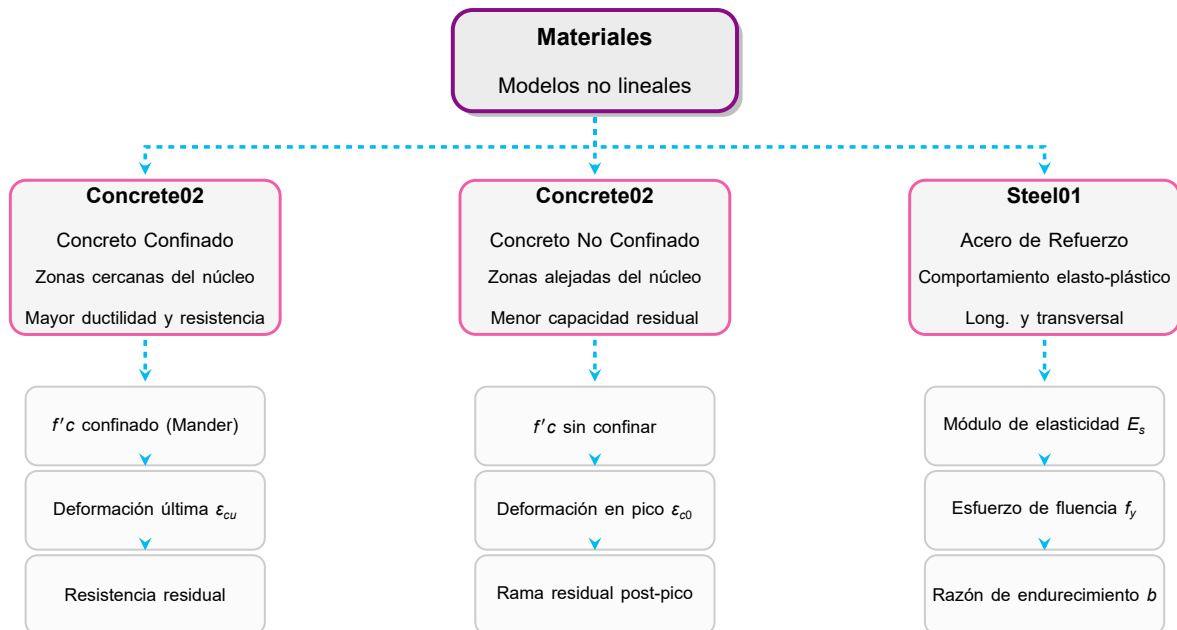


Figura 48 Modelos de materiales no lineales empleados: *Concrete02* para el concreto confinado y no confinado, y *Steel01* para el acero de refuerzo.

3.11.2.5 Definición de Secciones de Fibra

Primero, se declara la sección con **section('Fiber', secTag)**. Segundo, se subdivide geométricamente usando **patch('rect', ...)** para definir las zonas de concreto: una para el núcleo confinado y varias para el recubrimiento exterior. Tercero, se colocan las barras de acero longitudinal con **layer('straight', ...)**. Este proceso discretiza la sección en fibras individuales, capturando la respuesta no lineal bajo flexión y carga axial.

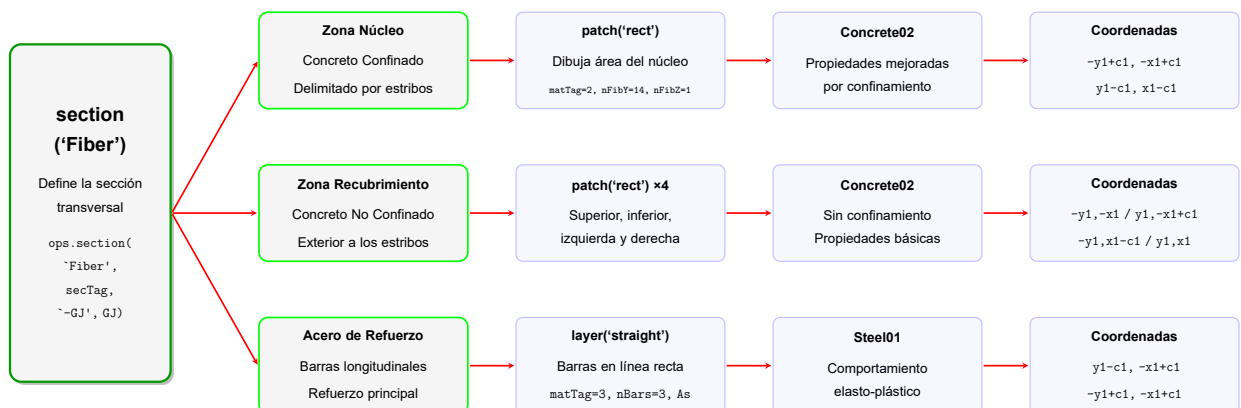


Figura 49 Esquema del proceso de definición de sección fibra.

Fuente:Elaboración propia

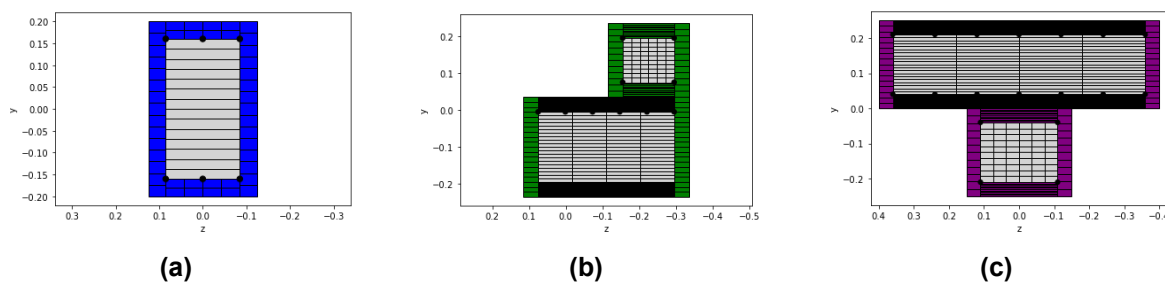


Figura 50 Secciones típicas obtenidas mediante OpenSeesPy.
Fuente:Elaboración propia

3.11.2.6 Creación de Nodos

Para el modelo en 3D, los nodos se definen mediante el comando **node()**, que requiere un identificador único y sus tres coordenadas espaciales (x, y, z). Importamos todos los nodos a partir de un archivo Excel, ya que nos permite gestionar y modificar fácilmente la información geométrica de la estructura sin necesidad de ingresar manualmente cada nodo en el código.

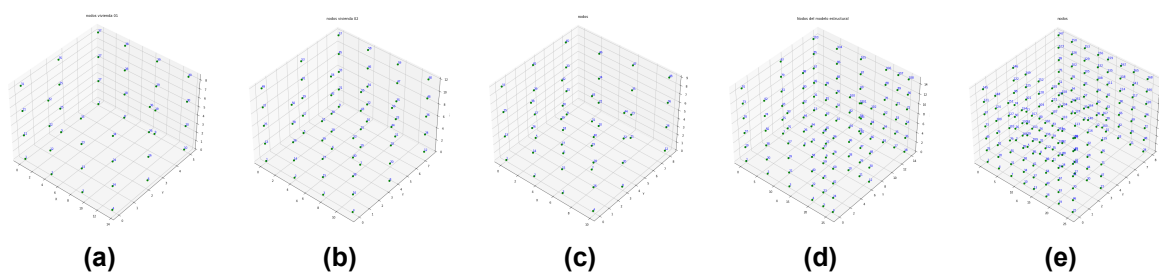


Figura 51 Generación de nodos de la vivienda 1, 2, 3, 4 y 5

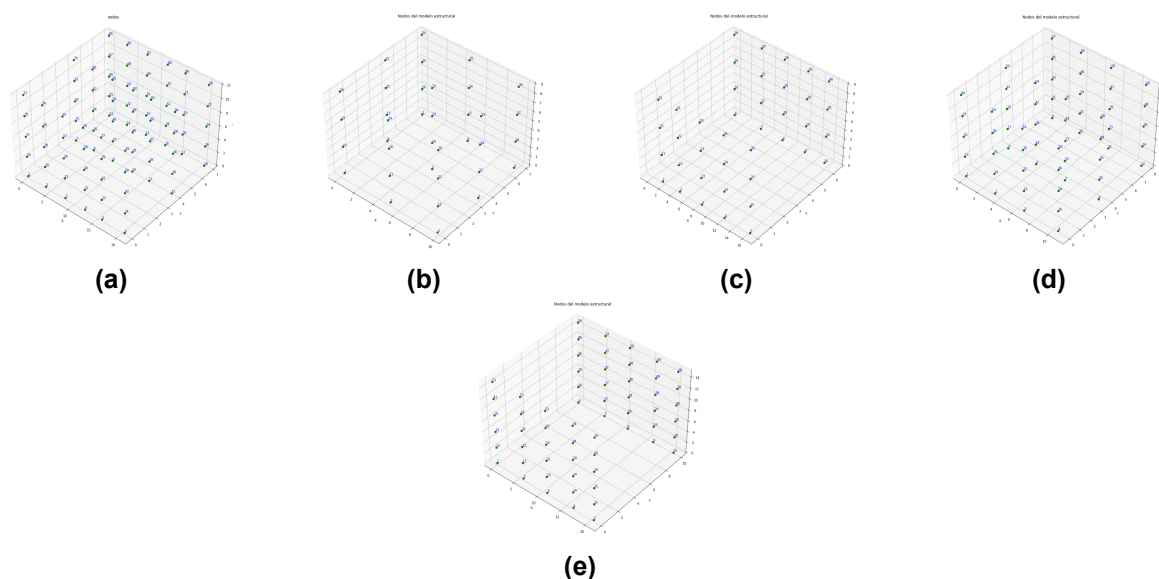


Figura 52 Generación de nodos de la vivienda 6, 7, 8, 9, 10

3.11.2.7 Definimos los diafragmas rígidos y condiciones de frontera

Para definir la unión rígida entre un nodo principal y varios nodos secundarios que pertenecen a un mismo plano rígido en la estructura 3D, se utilizó el comando `rigidDiaphragm`. Así también aplicamos restricciones en la base ($Z=0$), utilizando el comando `fixZ`, que aplica restricciones homogéneas a todos los nodos ubicados en un plano específico del eje Z . En este caso, se aplicaron restricciones en el plano de la base donde $Z=0$, Esto significa que para todos los nodos con coordenada Z igual a 0 se bloquean todos los grados de libertad, es decir, los desplazamientos en las direcciones x,y,z y las rotaciones.

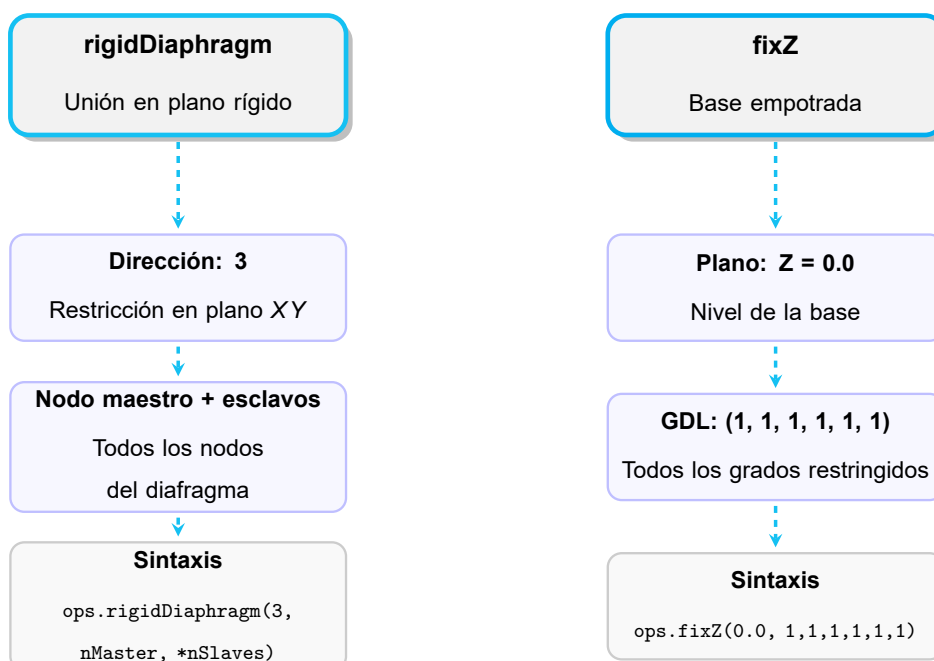


Figura 53 Restricciones en OpenSeesPy para unión de nodos en plano rígido y para empotramiento en la base.

Fuente:Elaboración propia

3.11.2.8 Transformaciones Geométricas

Este comando se usa para definir una transformación geométrica lineal que convierte rigideces y fuerzas de un sistema local (del elemento) a un sistema global de coordenadas, en este caso se usan dos:

- 'PDelta' (Transformación P-Delta): Se usó en columnas para considerar efectos geométricos de segundo orden conocidos como efectos P-Delta o desplazamientos laterales que afectan la estabilidad.
- 'Linear' (Transformación Lineal): Se usó en vigas donde se asume que los desplazamientos son pequeños y no se consideran efectos P-Delta. Esta transformación es más simple y solo proyecta los esfuerzos sin considerar las no linealidades geométricas.

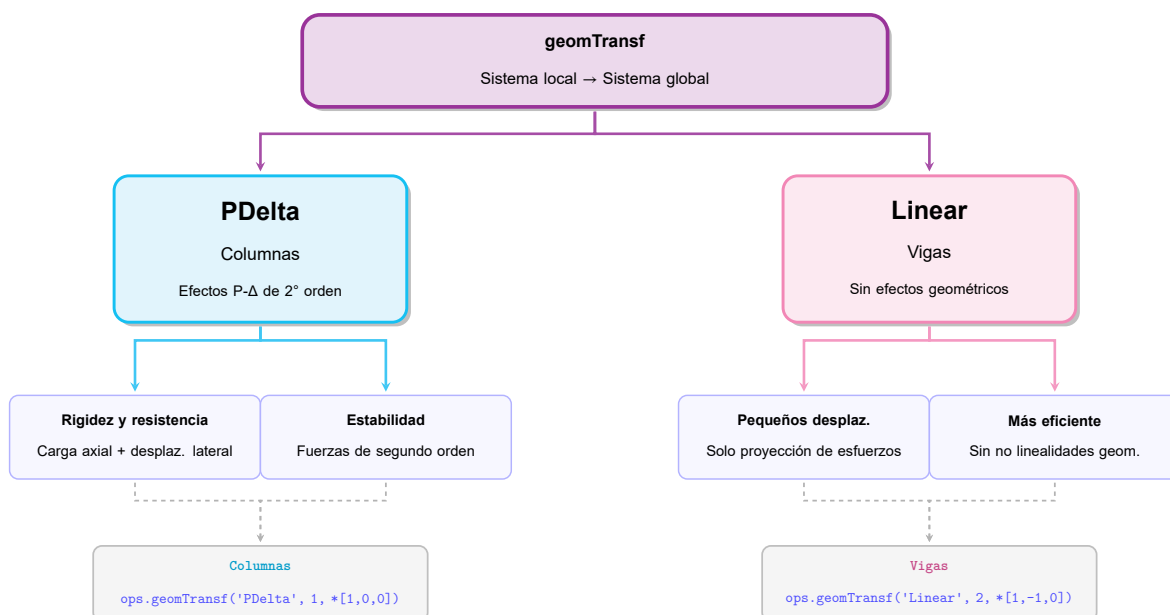


Figura 54 Transformaciones geométricas para columnas y vigas.

Fuente:Elaboración propia

3.11.2.9 Integración Numérica

La integración numérica se usa fundamentalmente para resolver las ecuaciones del movimiento de estructuras en análisis dinámicos, tanto lineales como no lineales. Permite calcular la respuesta de la estructura en el tiempo bajo cargas variables, como sismos, viento o cargas cíclicas.

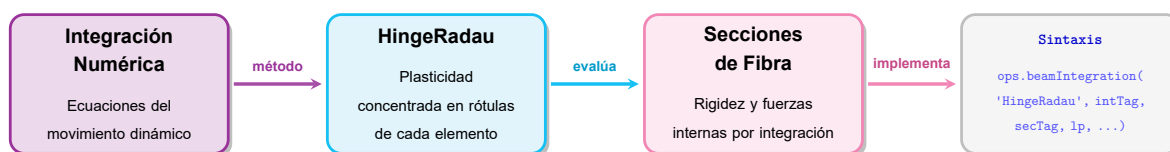


Figura 55 Integración numérica para vigas y columnas.

Fuente:Elaboración propia

3.11.2.10 Creación de elementos

Definimos todos los elementos estructurales según su tipo, mediante el comando ” **element**”, teniendo como parámetros principales:

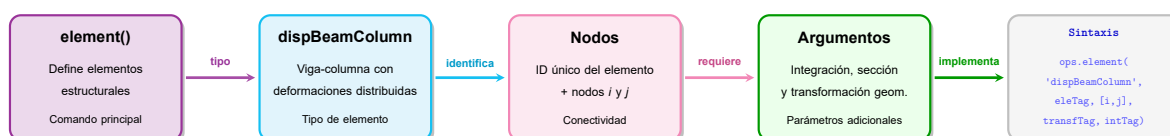
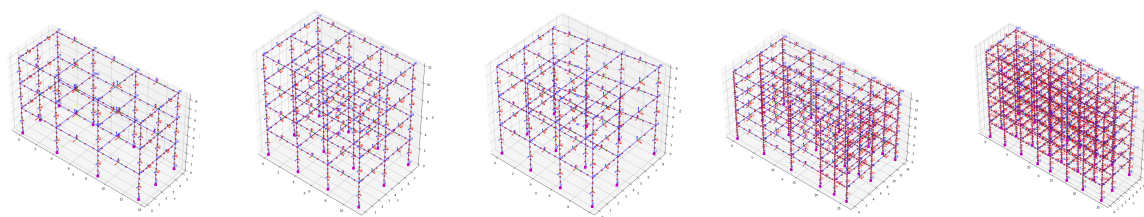
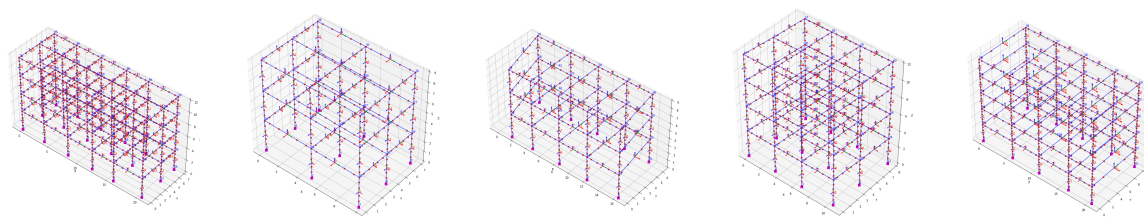


Figura 56 Definición de elementos estructurales con `element('dispBeamColumn')`: tipo, conectividad nodal y parámetros de integración y transformación geométrica.



(a) (b) (c) (d) (e)

Figura 57 Generación de elementos de la vivienda 1, 2, 3, 4 y 5



(a) (b) (c) (d) (e)

Figura 58 Generación de elementos de la vivienda 6, 7, 8, 9, 10

3.11.2.11 Asignación de masas y análisis modal

Antes de realizar cualquier análisis dinámico, es fundamental asignar correctamente las masas de la estructura y determinar sus propiedades modales.

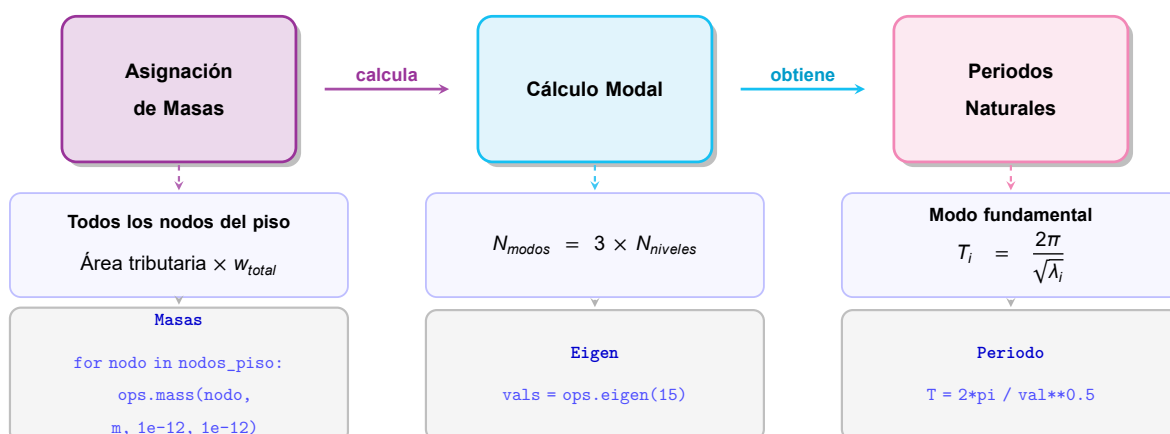
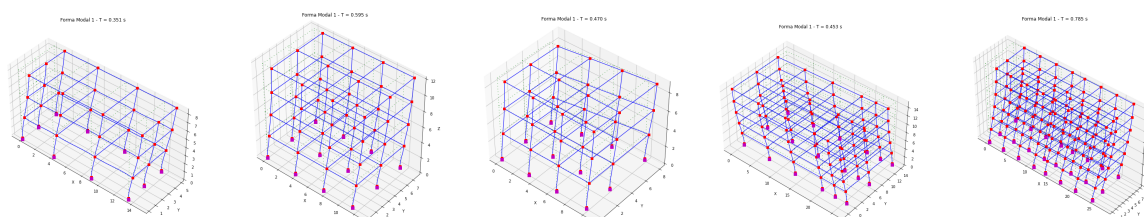


Figura 59 Asignación de masas a todos los nodos del piso y análisis modal // Fuente: Elaboración propia



(a) (b) (c) (d) (e)

Figura 60 Primer modo de vibración la vivienda 1, 2, 3, 4 y 5

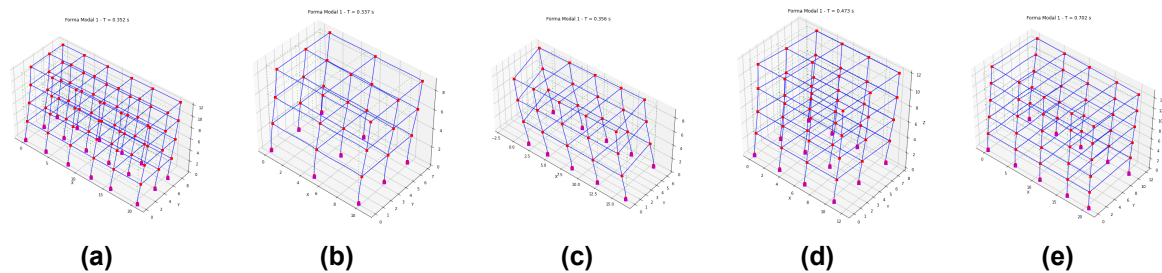
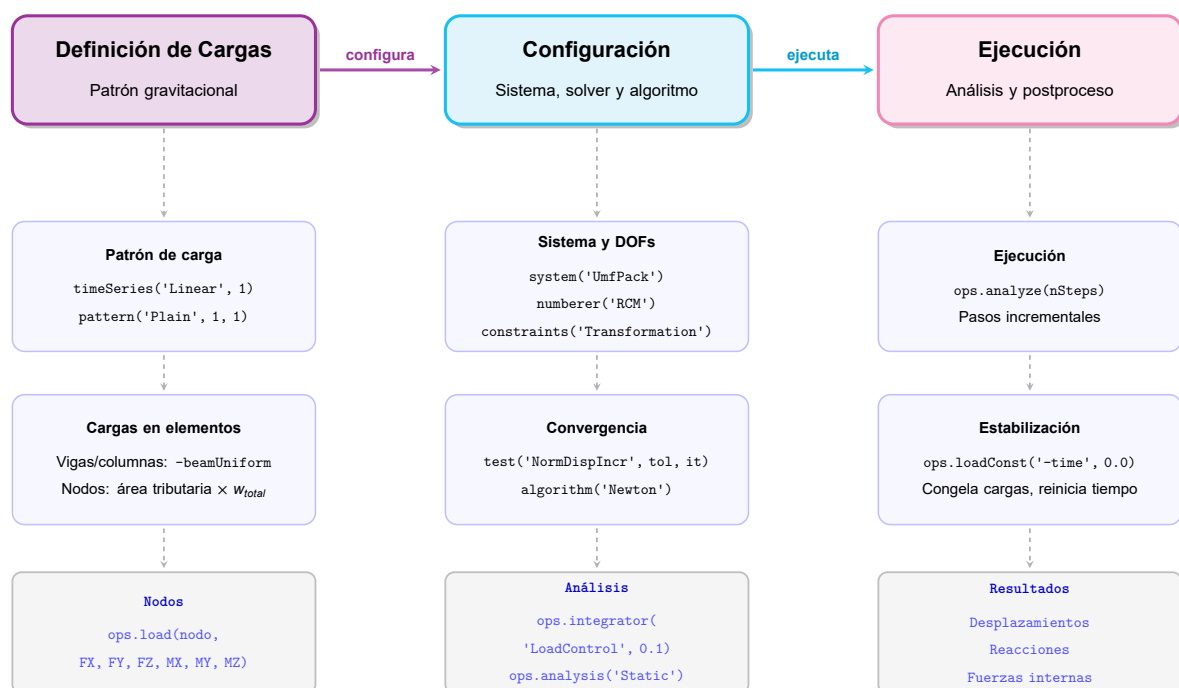


Figura 61 Primer modo de vibración la vivienda 6, 7, 8, 9 y 10

3.11.2.12 Análisis por cargas de gravedad

El análisis por cargas de gravedad es el primer paso en cualquier estudio estructural y consiste en aplicar las cargas verticales permanentes (peso propio, acabados, tabiquería) y variables (carga viva) para determinar el estado de esfuerzos y deformaciones inicial de la estructura antes de cualquier análisis dinámico. Se crea una serie de tiempo lineal y un patrón que agrupa todas las cargas gravitacionales mediante los comandos `timeSeries` y `pattern`.



Nota: Las cargas se aplican incrementalmente para estabilidad numérica.
`loadConst` es clave para separar el análisis gravitacional del dinámico posterior.

Figura 62 Flujo de trabajo para análisis por cargas de gravedad en OpenSeesPy.

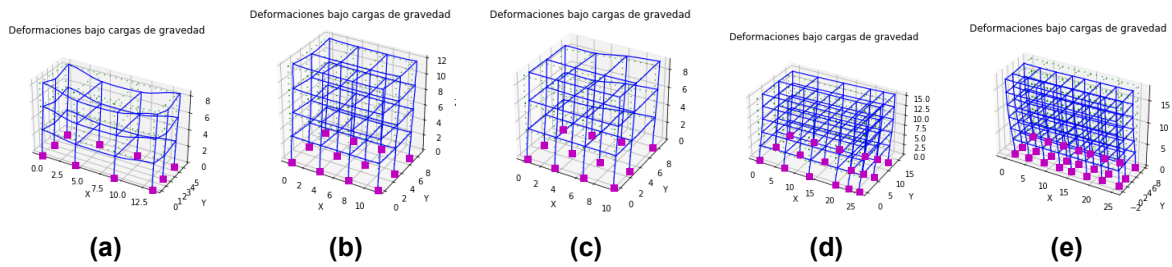


Figura 63 Deformación por gravedad la vivienda 1, 2, 3, 4 y 5

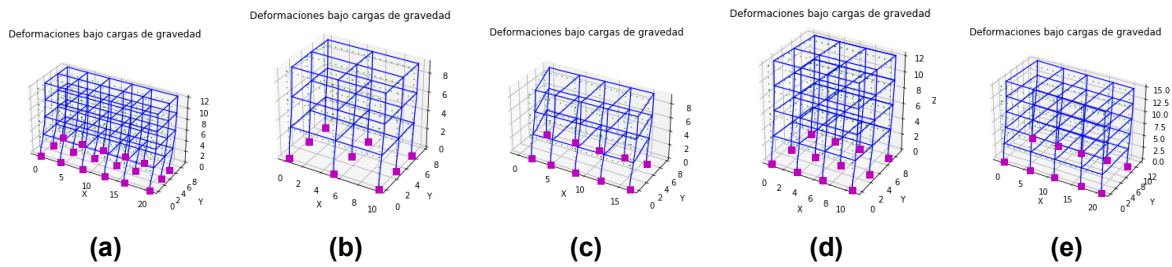


Figura 64 Deformación por gravedad la vivienda 6, 7, 8, 9 y 10

3.11.2.13 Análisis Pushover en OpenSeesPy

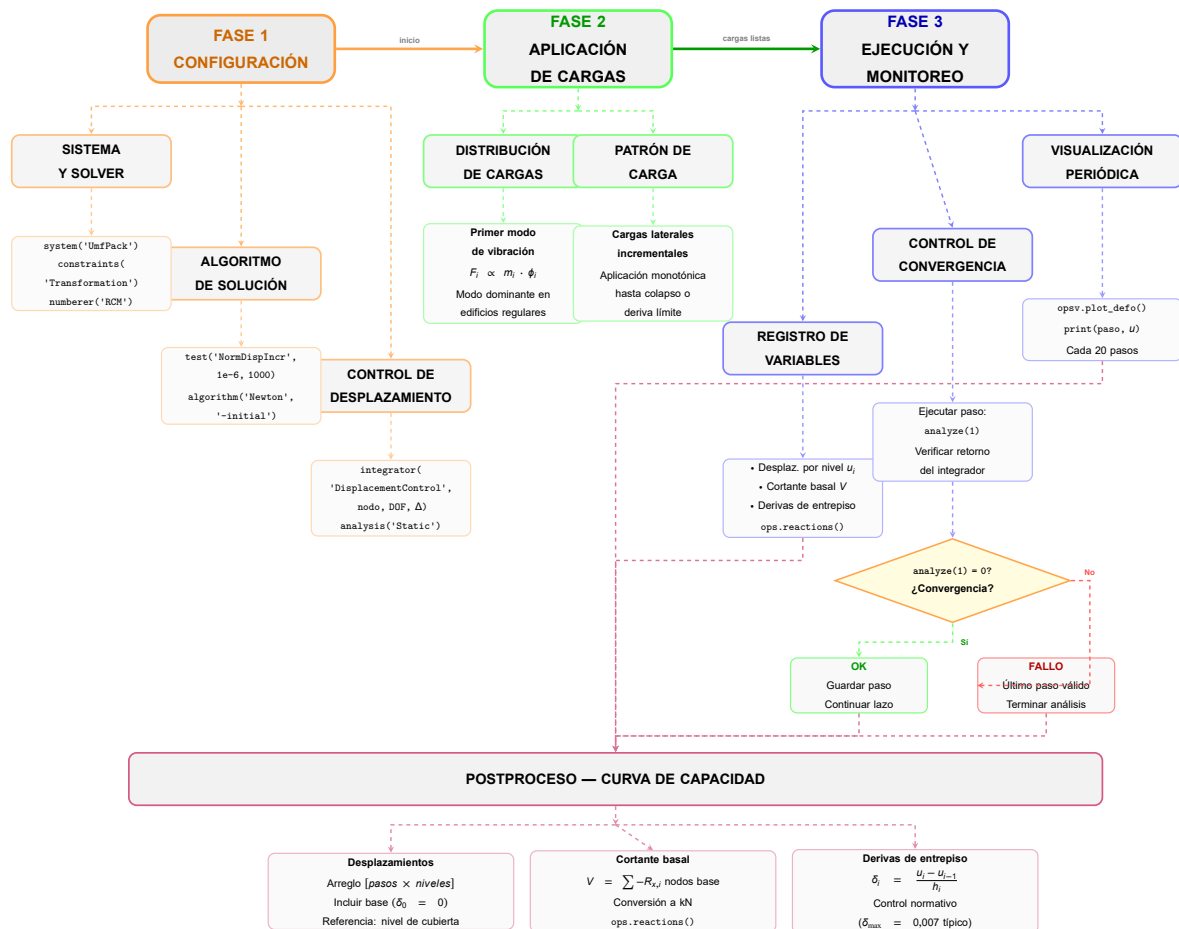


Figura 65 Proceso general de análisis pushover en OpenSeesPy: configuración del solver, aplicación de cargas laterales (primer modo), ejecución con control de convergencia y generación de la curva de capacidad.

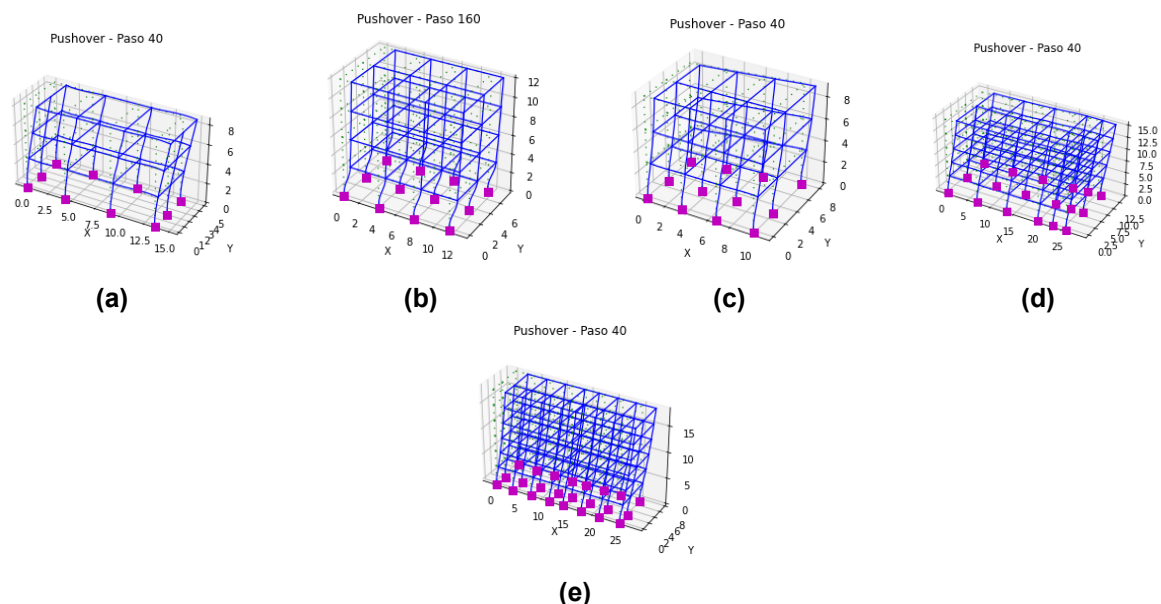


Figura 66 Análisis PUSHOVER de la vivienda 1, 2, 3, 4 y 5

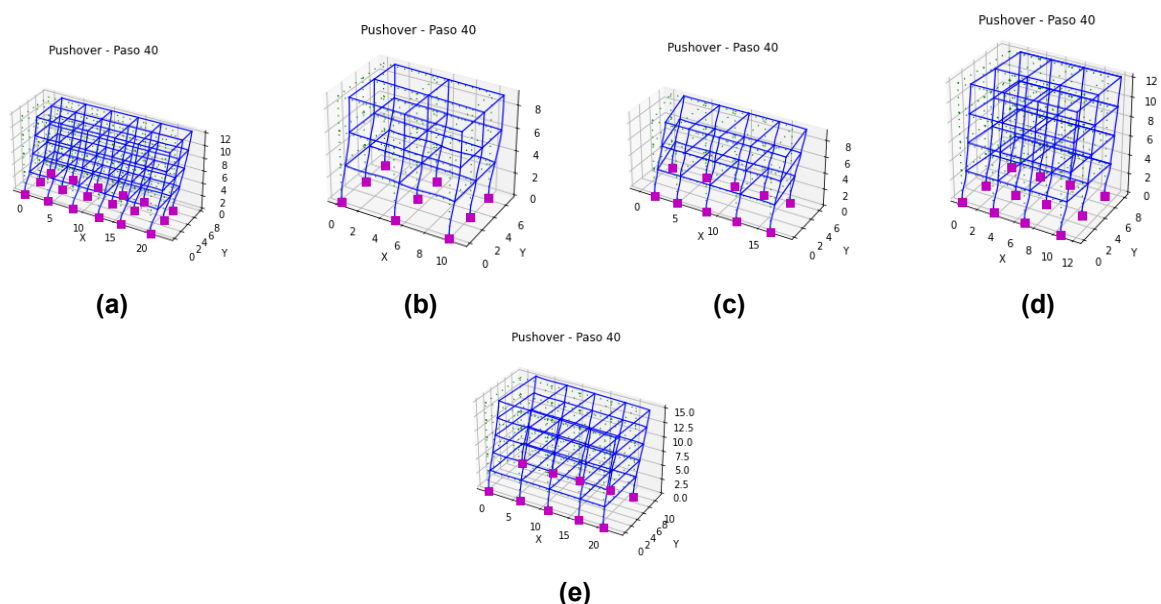


Figura 67 Análisis PUSHOVER de la vivienda 6, 7, 8, 9 y 10

3.11.3. Cálculo de la curva de capacidad mediante el software ETABS

Con el fin de validar los resultados obtenidos del análisis pushover ejecutado en OpenSeesPy, se procedió a contrastar dichos resultados con aquellos arrojados por el software ETABS, siguiendo una metodología formal y estructurada. Para ello, se replicó en ETABS el mismo modelo estructural desarrollado en OpenSeesPy, considerando idénticas propiedades de materiales, secciones transversales, condiciones de borde y patrones de carga lateral. A continuación, se detalla el procedimiento realizado paso a paso:

3.11.3.1 Propiedades no lineales de los materiales

En el presente análisis no lineal se han definido las propiedades constitutivas del concreto y del acero de refuerzo de acuerdo con los valores utilizados en las memorias de cálculo de las unidades de estudio, los cuales corresponden a un concreto de resistencia característica $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$ y un acero de límite de fluencia $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$.

Concreto $f'_c = 210$ En la figura 68a se muestran los datos no lineales del concreto, los cuales son parámetros y características que permiten modelar el comportamiento del concreto bajo condiciones de carga que no siguen una relación lineal entre esfuerzo y deformación, como lo muestra la figura 68b. A continuación se presentan los valores adoptados y su justificación:

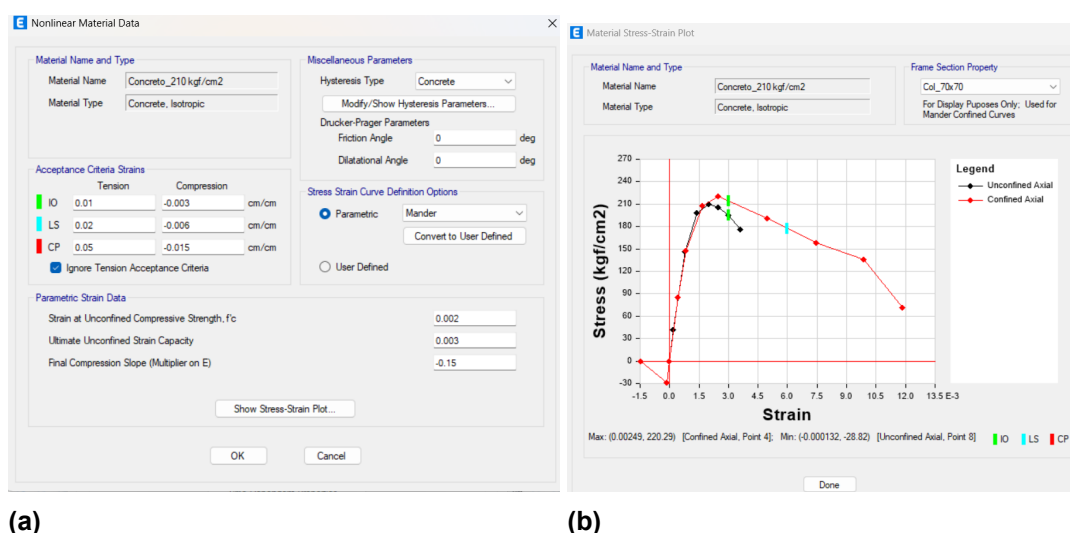


Figura 68 (a) Características no lineales del concreto existente; (b) Curva tensión-deformación del concreto.

- **Strain at $f'_c = 0.002$:** Este valor representa la deformación del concreto no confinado en su resistencia máxima. Se adapta de los estudios experimentales de Hognestad (1951a) y es adoptado como valor típico por la práctica común de software especializado.
- **Ultimate unconfined strain = 0.003:** Corresponde a la deformación última convencional del concreto no confinado. *ACI 318-19: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary* (2019) establece este valor como criterio de falla por aplastamiento.
- **Final compression slope = -0.15:** Define la degradación de rigidez post-pico para carga cíclica. Chang y Mander (1994) y Martínez-Rueda y Elnashai (1997) proponen este parámetro en sus modelos de histéresis para concreto.
- **Criterios IO (-0.003), LS (-0.006), CP (-0.015):** Estos límites de deformación para niveles de desempeño sísmico son establecidos por *ASCE/SEI 41-17: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings* (2017) y *FEMA 356: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of*

Buildings (2000).

Acero de refuerzo En la figura 33 se muestran los parámetros no lineales del acero de refuerzo con $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$. Los criterios de aceptación IO (0.01), LS (0.02) y CP (0.05) se establecen según *ASCE/SEI 41-17: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings* (2017) y *FEMA 356: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings* (2000). El inicio del endurecimiento por deformación (0.01) se adopta del rango típico reportado por Bournonville et al. (2004). La capacidad de deformación última (0.09) corresponde al acero ASTM A615 según ensayos de Hawileh et al. (2010). La pendiente final (-0.1) es una simplificación del software, mientras que la histéresis cinemática captura el efecto Bauschinger bajo carga cíclica.

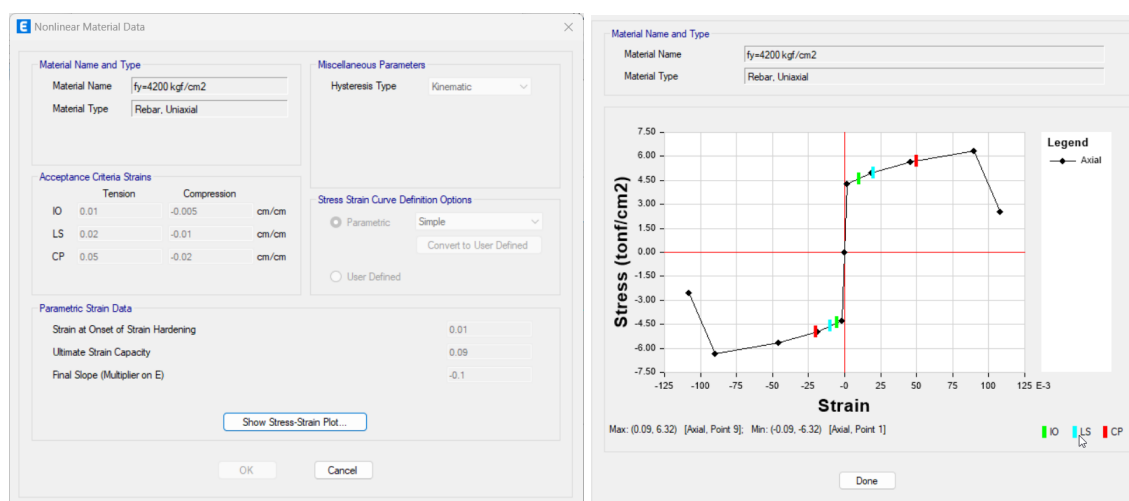


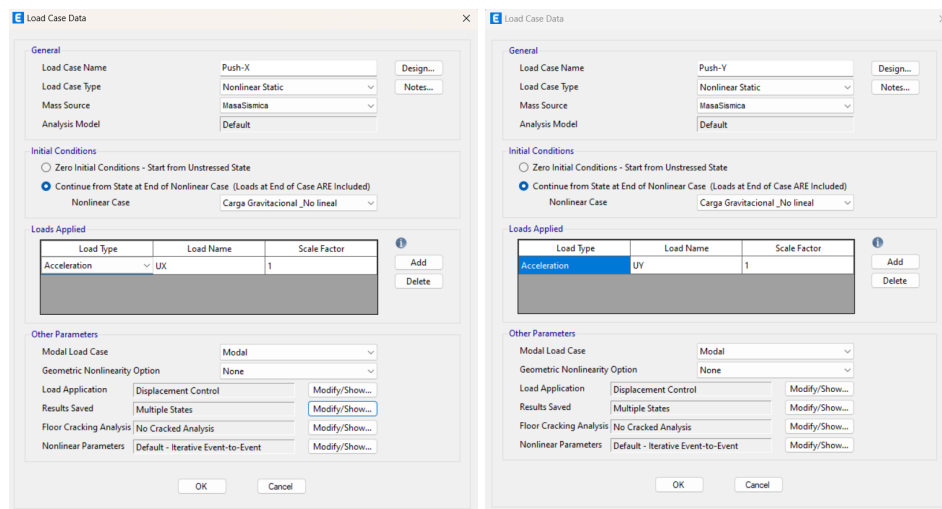
Figura 69 (a) Propiedades no lineales del Acero de refuerzo; (b) Curva de esfuerzo deformación del acero.

3.11.3.2 Asignación de carga lateral incremental

La figura 70 muestra cómo se asigna la carga lateral incremental mediante el análisis pushover tanto en la dirección X como en la dirección Y. Las cargas se aplican en incrementos pequeños y controlados, lo que permite observar cómo la estructura responde a cada incremento de carga, facilitando la identificación de puntos críticos donde puedan ocurrir fallas o deformaciones significativas.

Cabe señalar que la configuración estructural de la edificación presenta dos sistemas diferentes según la dirección analizada. En la dirección X, el sistema resistente corresponde a muros de albañilería, mientras que en la dirección Y, el sistema está compuesto por pórticos de concreto armado. Dado que el objetivo principal de esta tesis es evaluar el comportamiento sísmico de estructuras aporticadas, el análisis pushover se enfocará en la

dirección Y. Esta decisión metodológica permite centrar el estudio en el sistema de interés, considerando que el comportamiento en la dirección X está gobernado por la albañilería, cuyo análisis escapa al alcance del presente trabajo.

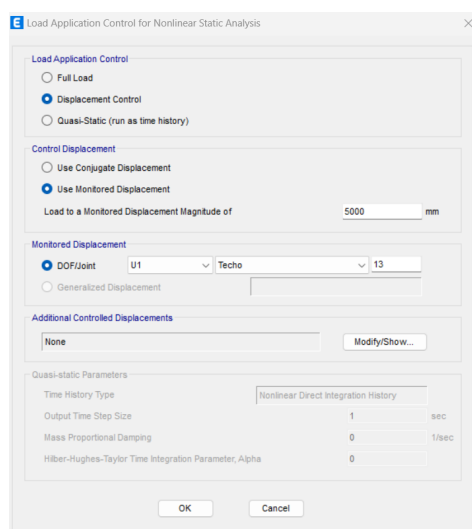


(a)

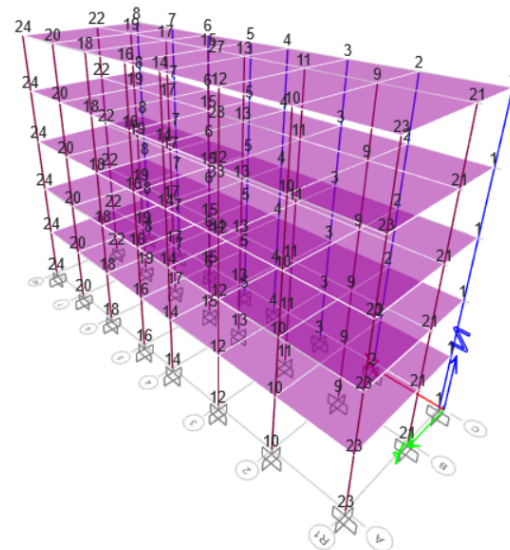
(b)

Figura 70 (a) y (b) Aplicación de carga lateral incremental (pushover) en las direcciones X e Y.

En la figura 71 se muestra la asignación y ubicación del punto de control, el cual sirve para representar la capacidad lateral de la estructura frente a desplazamientos. El punto de control permite registrar la relación entre la fuerza lateral aplicada y el desplazamiento experimentado por la estructura, constituyendo la base para la obtención de la curva de capacidad.



(a)

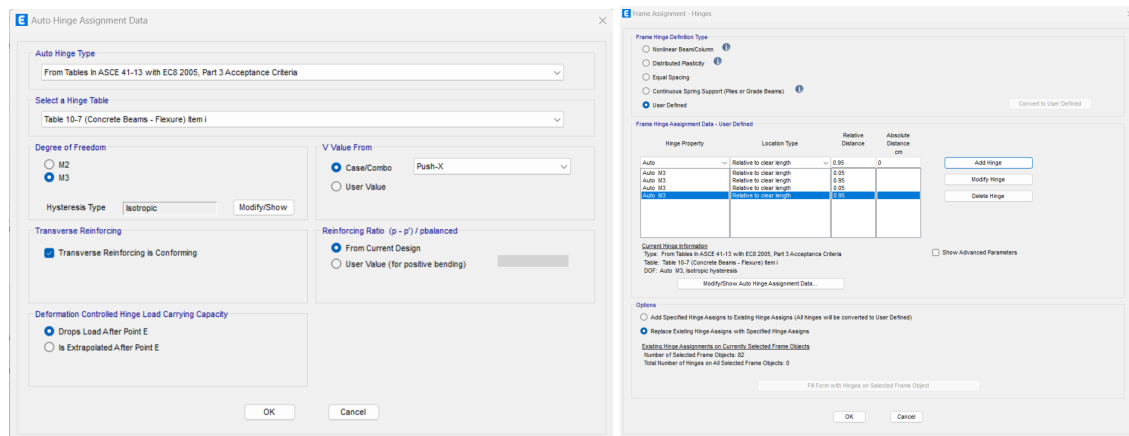


(b)

Figura 71 (a) y (b) Ubicación del punto de control

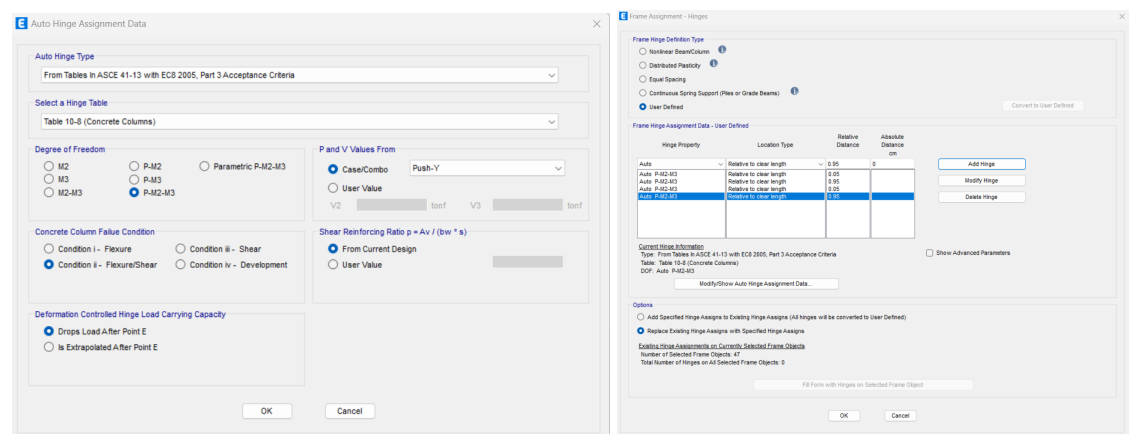
3.11.3.3 Definición de rótulas plásticas en la estructura

Definición de rótulas en vigas En la figura 72 se muestra la definición de rótulas plásticas en las vigas, las cuales permiten modelar el comportamiento no lineal y la capacidad de deformación de la estructura bajo cargas extremas.



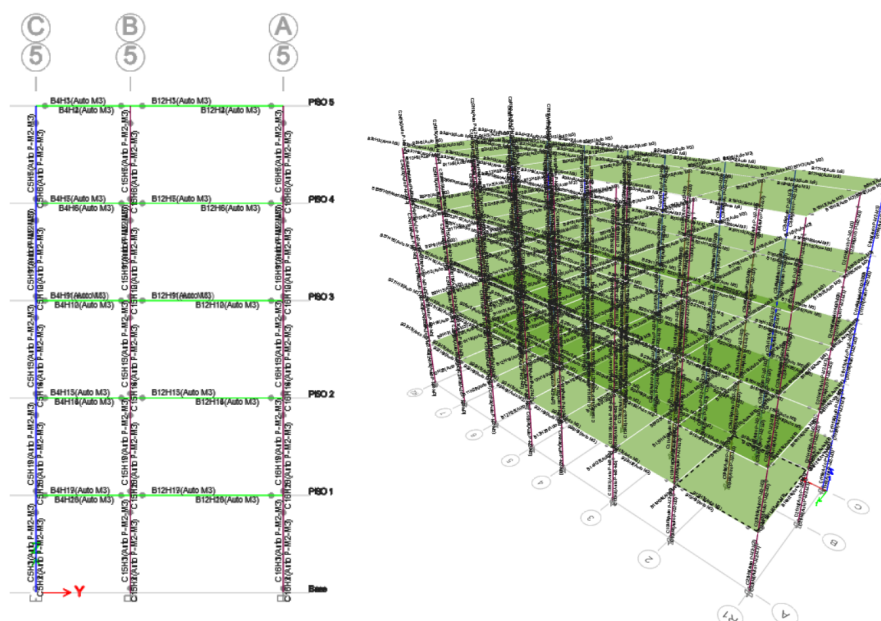
(a) (b)
Figura 72 (a) y (b) Definición de rótulas en vigas.

Definición de rótulas en columnas En la figura 73 se muestra la definición de rótulas plásticas en las columnas, lo que permite modelar el comportamiento no lineal y la capacidad de deformación de la estructura bajo condiciones de carga extremas.



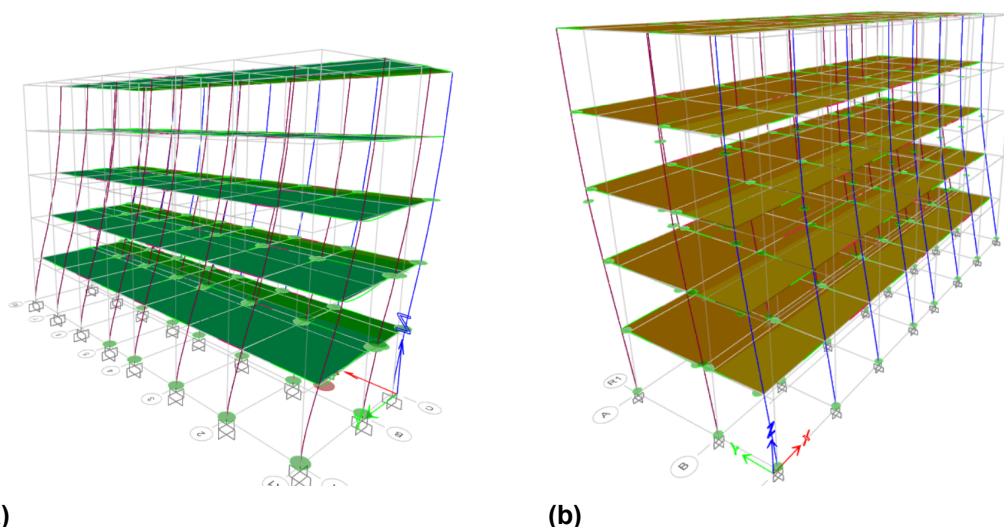
(a) (b)
Figura 73 (a) y (b) Definición de rótulas en columnas.

En la figura 74 se muestra de manera complementaria la definición de rótulas plásticas tanto en vigas como en columnas.



(a) (b)
Figura 74 (a) y (b) Definición de rótulas en vigas y columnas.

Generación de rótulas en vigas y columnas En la figura 75 se muestra la generación de rótulas plásticas en las vigas y columnas, donde se puede observar que algunas columnas en el nivel de techo ingresan al rango inelástico, habiendo excedido su capacidad máxima, lo que resulta en colapso o pérdida de resistencia significativa. En la figura se presenta la asignación de rótulas plásticas en las columnas y vigas, las cuales se ubican al 5% y 95% del inicio y fin de cada elemento, respectivamente.



(a) (b)
Figura 75 (a) y (b) Generación de rótulas en columnas y vigas.

Capítulo IV: Resultados

4.1 Generación de la curva capacidad mediante OpenSeesPy

La Figura 76 presenta las curvas de capacidad (corte basal vs. desplazamiento en la azotea) obtenidas mediante modelación numérica en OpenSeesPy para las diez viviendas analizadas. Estas curvas permiten visualizar el comportamiento no lineal de cada estructura bajo carga lateral progresiva, reflejando la rigidez inicial, el punto de fluencia, la resistencia máxima y la degradación de rigidez y resistencia posterior al máximo.

Se observa una dispersión significativa en la respuesta estructural entre viviendas, lo cual puede atribuirse a variaciones en la configuración geométrica.

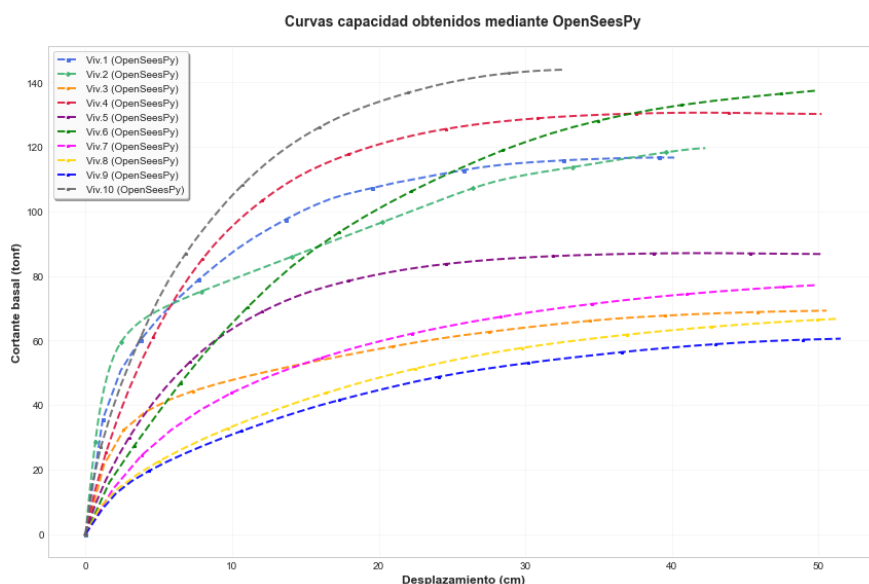


Figura 76 Curva capacidad obtenidos mediante Openseespy

4.2 Generación de la curva capacidad mediante el software Etabs

La Figura 77 presenta el conjunto de curvas de capacidad obtenidas mediante análisis pushover no lineal estático modelado en el software ETABS para las diez estructuras aporticadas en estudio. Cada curva representa la relación entre el corte basal (ton) y el desplazamiento máximo en la azotea (cm), caracterizando el comportamiento global de cada pórtico ante carga lateral incremental.

Se observa que las curvas reflejan la respuesta típica de sistemas aporticados dúctiles: una

fase elástica inicial con alta rigidez, seguida de un claro punto de fluencia asociado a la formación de las primeras rótulas plásticas en vigas o columnas, una meseta de resistencia posterior con capacidad de disipación de energía, y finalmente una degradación de rigidez y resistencia debido al pandeo de barras, la fractura del acero o la falla por cortante en elementos no dúctiles. Las diferencias en resistencia máxima, ductilidad global y rigidez secante entre las curvas son atribuibles a variaciones en la geometría de los pórticos, la relación viga-columna, la cuantía de acero longitudinal y transversal, y los detalles de confinamiento modelados.

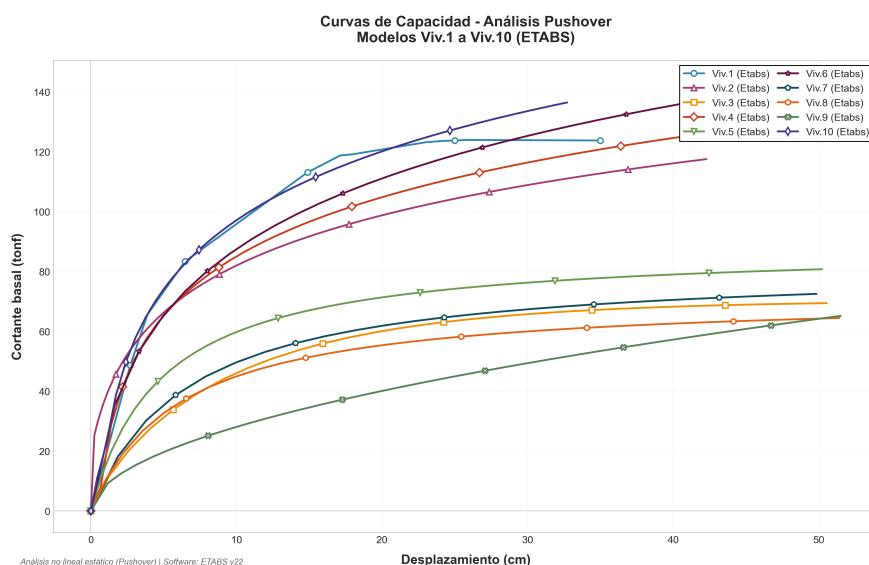


Figura 77 Curva capacidad obtenido mediante el software Etabs

4.3 Resultados del factor de ductilidad

A continuación se presentan los resultados del cálculo del factor de ductilidad.

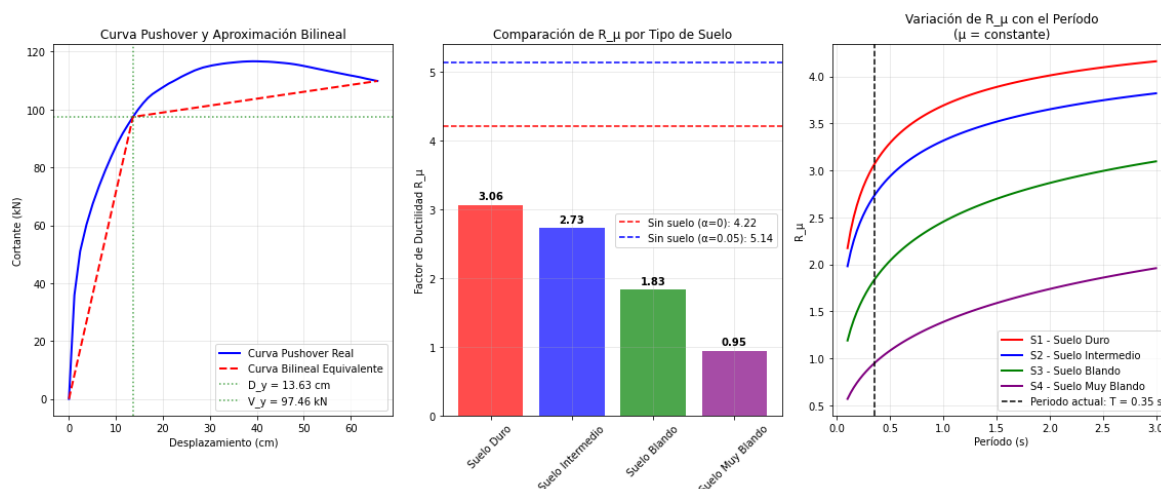


Figura 78 Cálculo de el factor de ductilidad Edificación 1

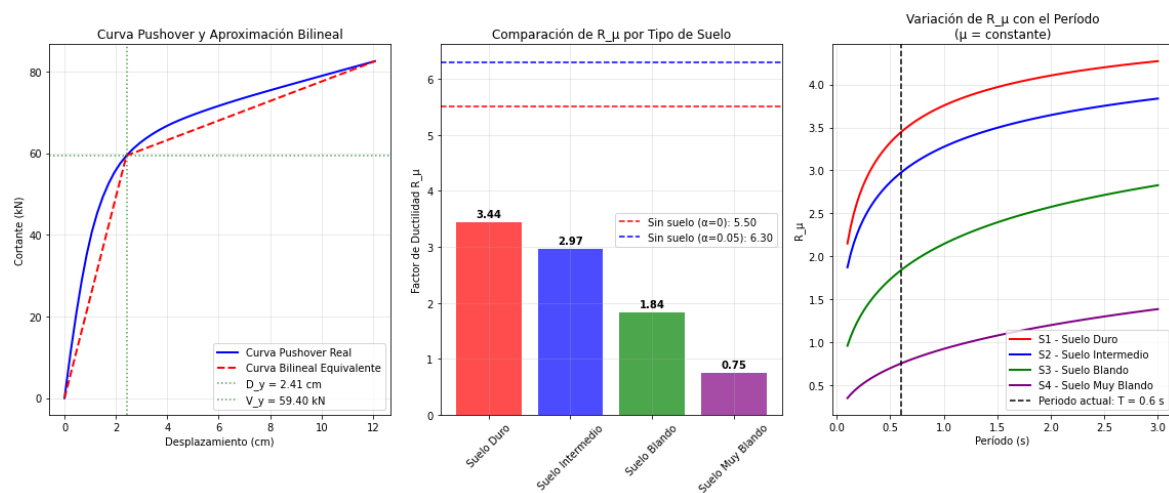


Figura 79 Cálculo de el factor de ductilidad Edificación 2

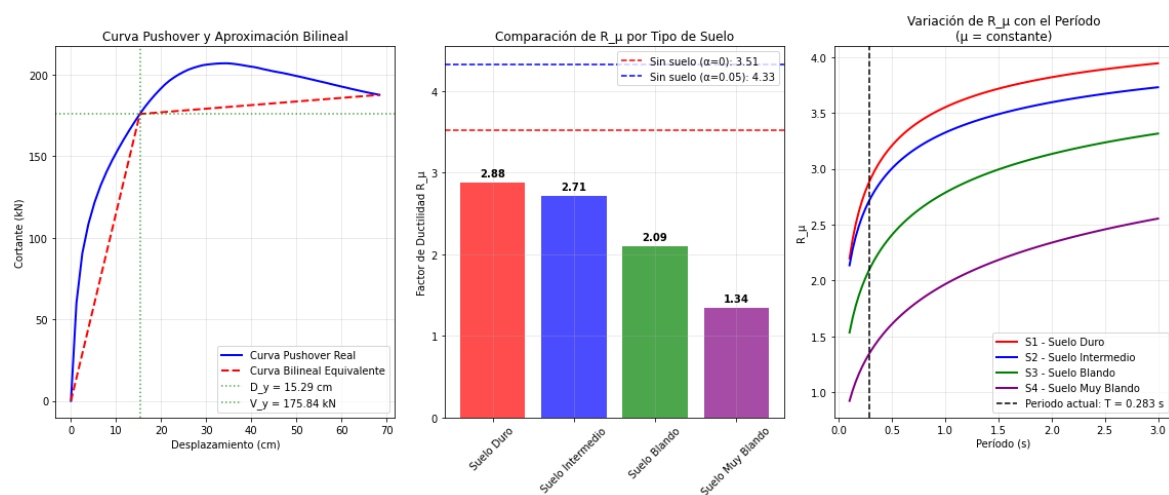


Figura 80 Cálculo de el factor de ductilidad Edificación 3

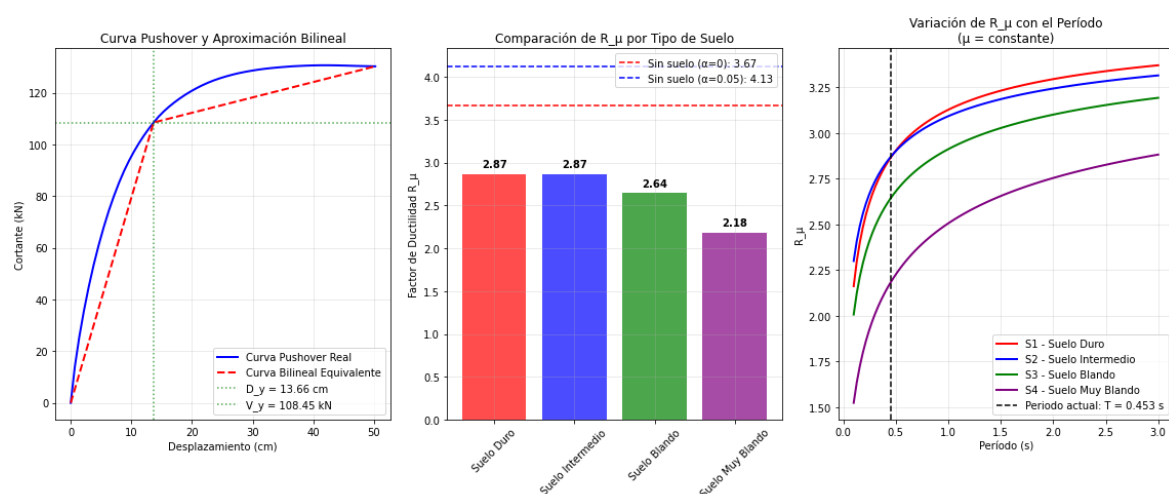


Figura 81 Cálculo de el factor de ductilidad Edificación 4

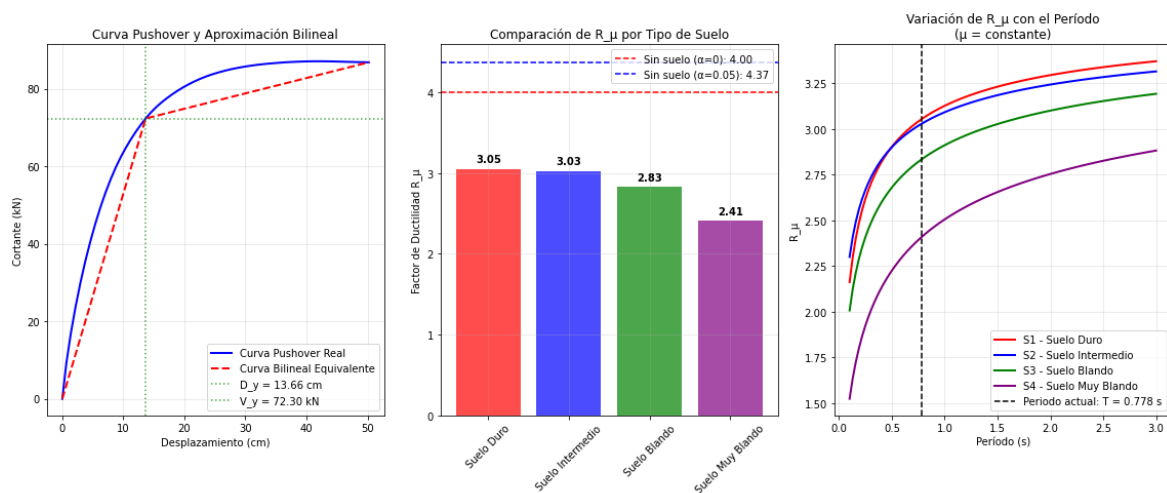


Figura 82 Cálculo de el factor de ductilidad Edificación 5

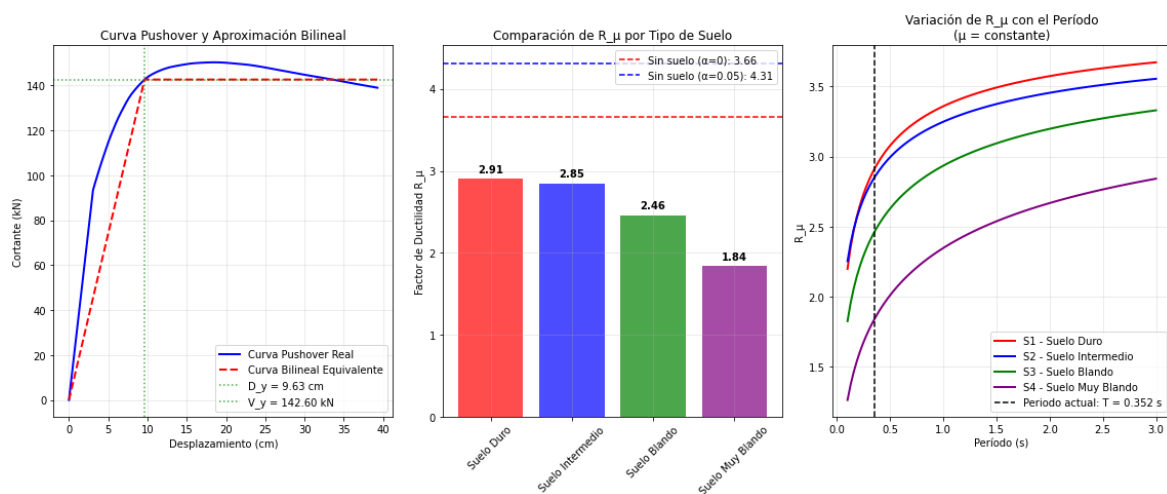


Figura 83 Cálculo de el factor de ductilidad Edificación 6

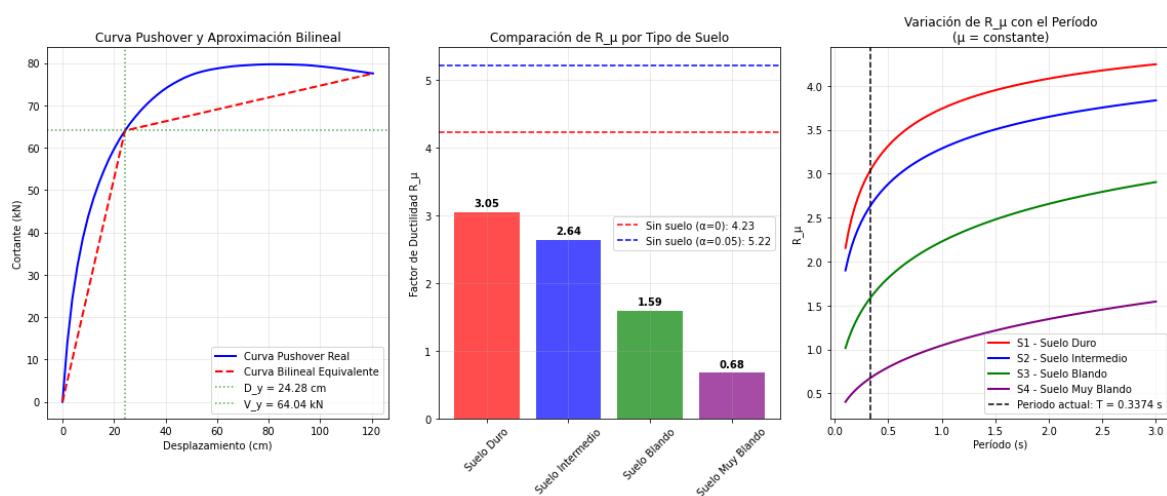


Figura 84 Cálculo de el factor de ductilidad Edificación 7

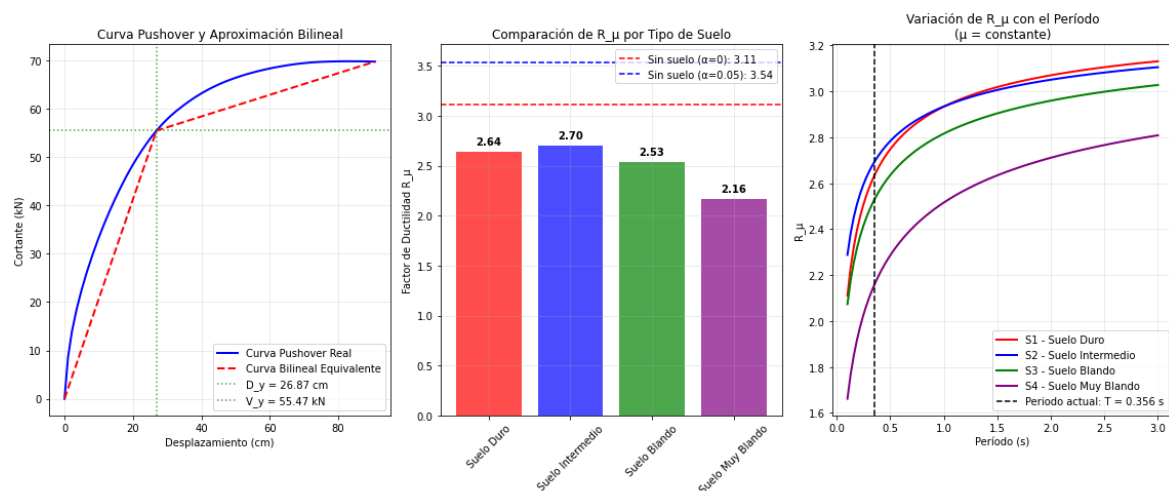


Figura 85 Cálculo de el factor de ductilidad Edificación 8

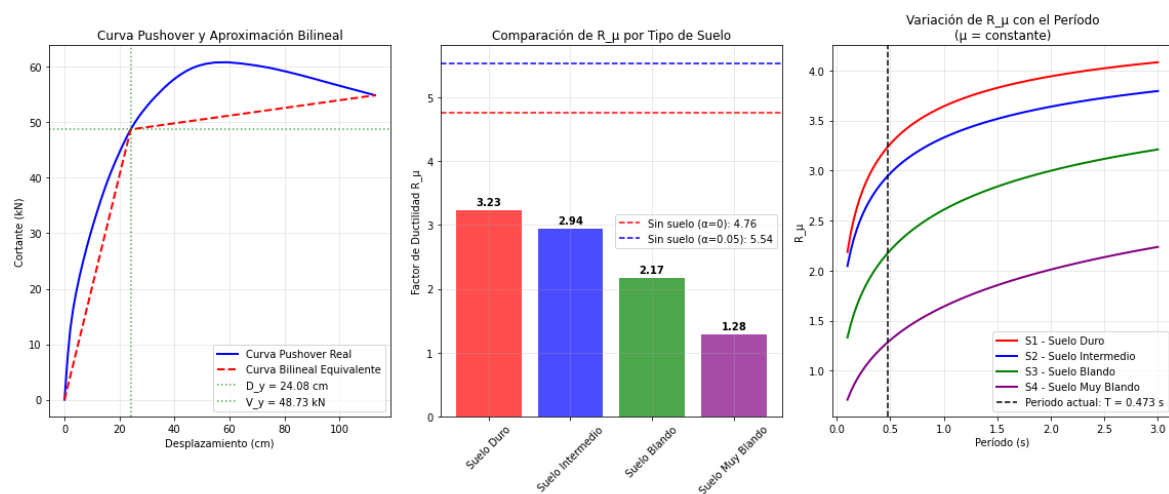


Figura 86 Cálculo de el factor de ductilidad Edificación 9

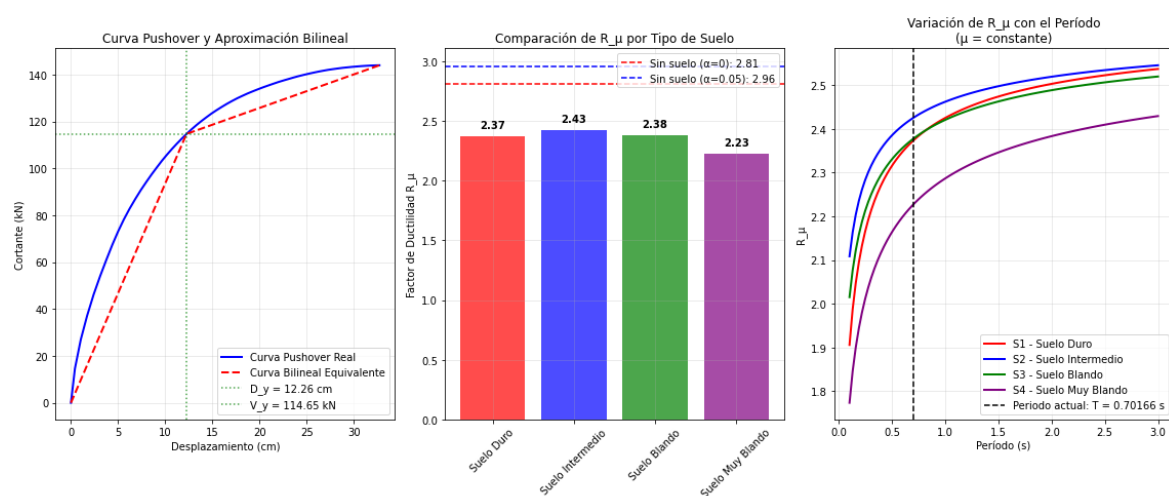


Figura 87 Cálculo de el factor de ductilidad Edificación 10

Tabla 8: Cuadro resumen de las características de la edificación N°1

Resultados obtenidos en cada edificación				
Edificación	T	c	μ	R_U
E.01	0.35	0.9212	4.816	5.17
E.02	0.60	0.7593	5.012	6.03
E.03	0.283	1.055	4.48	4.42
E.04	0.453	0.8189	3.68	4.13
E.05	0.778	0.7411	3.68	4.37
E.06	0.352	0.9183	4.08	4.31
E.07	0.3374	0.9404	4.97	5.22
E.08	0.356	0.9128	3.37	3.537
E.09	0.473	0.8065	4.69	5.54
E.10	0.7166	0.74475	3.67	3.96

Fuente: Elaboración propia.

4.4 Resultados del factor de sobre resistencia

La figura 88 muestra el cálculo del factor de sobrerresistencia , de la edificación 1 y 2 cuyos valores son 1.02 y 1.041 respectivamente.

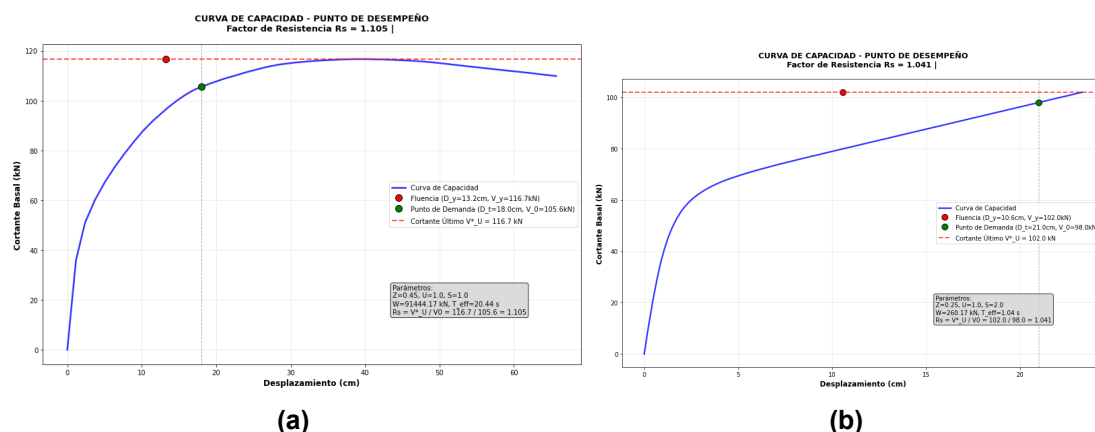


Figura 88 (a) y (b) Cálculo del factor de sobrerresistencia Edificación 1 y 2

La figura 89 muestra el cálculo del factor de sobrerresistencia , de la edificación 3 y 4 cuyos valores son 1.112 y 1.049 respectivamente.

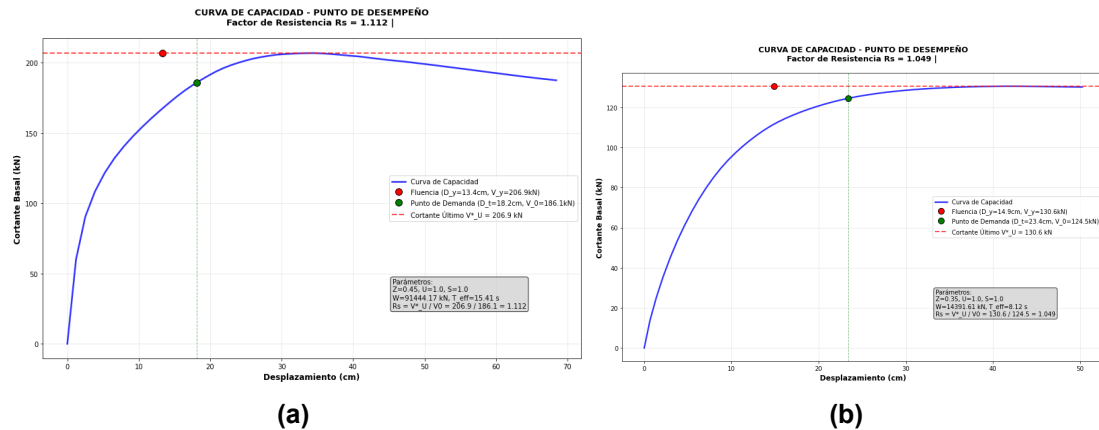


Figura 89 (a) y (b) Calculo del factor de sobrerresistencia Edificación 3 y 4

La figura ?? muestra el cálculo del factor de sobrerresistencia , de la edificación 5 y 6 cuyos valores son 1.015 y 1.133 respectivamente.

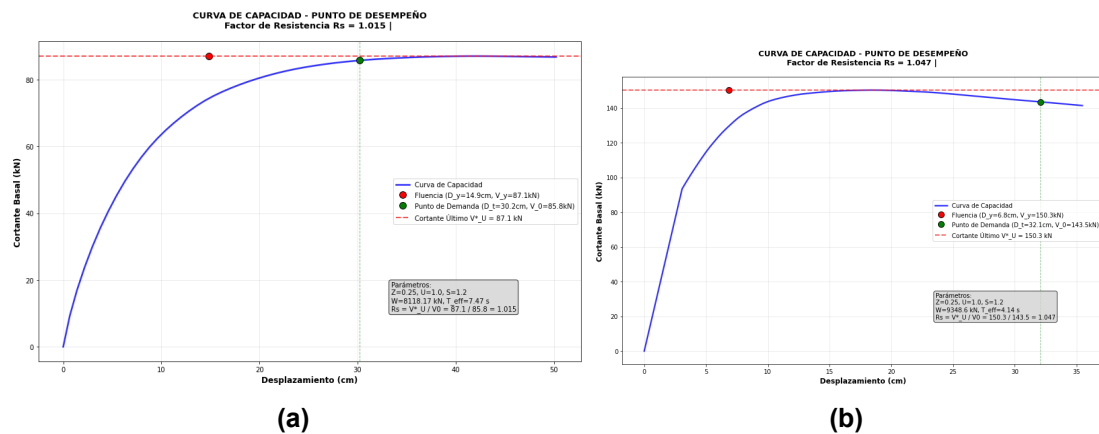


Figura 90 (a) y (b) Calculo del factor de sobrerresistencia Edificación 5 y 6

La figura 91 muestra el cálculo del factor de sobrerresistencia , de la edificación 7 y 8 cuyos valores son 1.108 y 1.338 respectivamente.

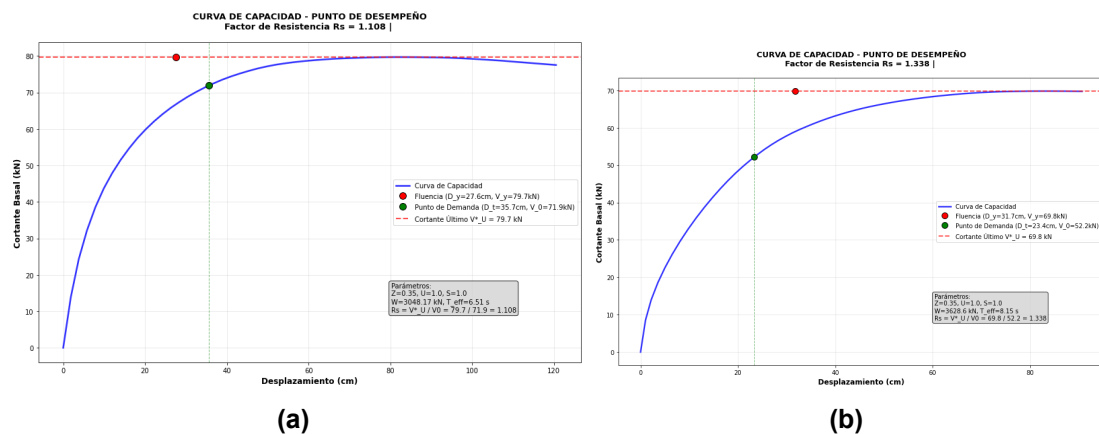


Figura 91 (a) y (b) Calculo del factor de sobrerresistencia Edificación 7 y 8

La figura 92 muestra el cálculo del factor de sobrerresistencia , de la edificación 9 y 10 cuyos valores son 1.148 y 1.036 respectivamente.

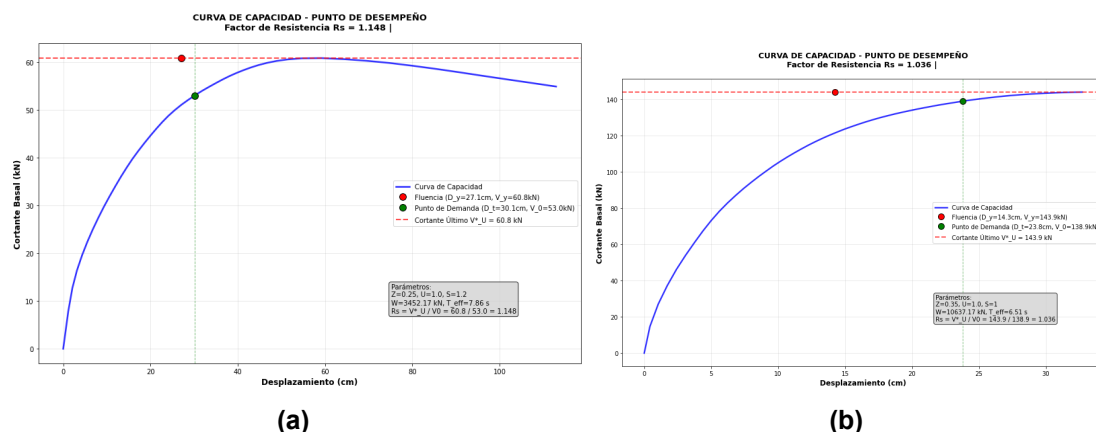


Figura 92 (a) y (b) Cálculo del factor de sobrerresistencia Edificación 9 y 10

Tabla 9: Cuadro resumen de las características de la edificación N°1

Resultados obtenidos en cada edificación				
Edificación	V_U	D_t	V_0	R_S
E.01	116.71	28.4	114.45	1.020
E.02	102.0	21	98.0	1.040
E.03	206.9	18.2	186.1	1.115
E.04	130.6	23.4	124.5	1.049
E.05	87.1	30.2	85.8	1.020
E.06	150.3	32.1	143.5	1.047
E.07	79.7	35.7	71.9	1.180
E.08	69.8	52.2	23.4	1.338
E.09	60.8	30.1	53	1.150
E.10	143.9	23.8	38.9	1.036

Fuente: Elaboración propia.

4.5 Resultados del factor de redundancia

A continuación, se presentan los resultados obtenidos para cada una de las 10 edificaciones analizadas. Los valores de V_U (resistencia última) y V_y (resistencia de fluencia) se expresan en toneladas (t), mientras que el coeficiente R_R corresponde a la relación V_U/V_y . Como se puede observar, los valores de R_R oscilan entre 1.15 y 1.30.

Tabla 10: Cuadro resumen de las características de la edificación N°1

Resultados obtenidos en cada edificación			
Edificación	V_u	V_y	R_R
E.01	116.7	97.46	1.190
E.02	102.0	85.60	1.20
E.03	206.9	175.84	1.17
E.04	130.6	108.45	1.204
E.05	87.1	72.3	1.21
E.06	150.3	142.6	1.15
E.07	79.7	64.04	1.24
E.08	69.8	55.47	1.26
E.09	60.8	48.73	1.25
E.10	143.9	114.65	1.30

Fuente: Elaboración propia.

4.6 Análisis e interpretación

A continuación se muestra cada uno de los resultados obtenidos

Tabla 11: Cuadro resumen de las características de la edificación N°1

Resultados obtenidos en cada edificación				
Edificación	R_u	R_s	R_R	$R_u R_s R_R$
E.01	5.17	1.02	1.19	6.28
E.02	6.03	1.04	1.20	7.53
E.03	4.42	1.115	1.17	5.75
E.04	4.13	1.05	1.20	5.20
E.05	4.37	1.02	1.21	5.40
E.06	4.31	1.047	1.15	5.19
E.07	5.22	1.18	1.24	7.64
E.08	3.54	1.34	1.26	5.97
E.09	5.54	1.15	1.25	7.96
E.10	3.96	1.04	1.30	5.35

Fuente: Elaboración propia.

4.7 Discusión, interpretación y contrastación de la hipótesis

4.7.1. Discusión para contrastación de la Hipótesis General

4.7.1.1 Hipótesis General:

“Un algoritmo en un software de código abierto facilitará calcular el factor de reducción de las fuerzas sísmicas R empleando análisis no lineal estático para estructuras aporticadas de concreto armado en la provincia de Huamanga, región Ayacucho.”

4.7.1.2 Criterio de validación

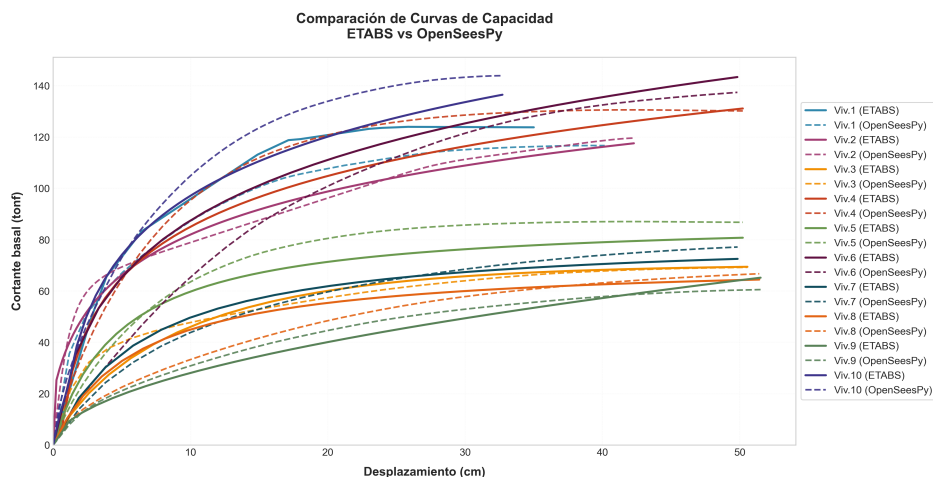
El algoritmo se considerará validado si el coeficiente de determinación R^2 entre las curvas de capacidad obtenidas con OpenSeesPy y ETABS es igual o superior a $R^2 \geq 0.85$ para el promedio de los casos de estudio. Este umbral corresponde a una correlación fuerte en ingeniería estructural, reconociendo las diferencias inherentes en los algoritmos de solución, criterios de convergencia y modelos constitutivos entre plataformas distintas, en línea con estudios de calibración numérica como el de Barrera et al. (2022).

4.7.1.3 Procedimiento de validación

La validación se realizó comparando directamente las curvas de capacidad (*pushover*) de diez estructuras modeladas en ETABS y OpenSeesPy. Para cada edificación se calculó el coeficiente de determinación R^2 entre ambas curvas, evaluando la consistencia en tres aspectos clave: rigidez inicial, punto de fluencia y resistencia máxima.

La Figura 93 presenta la superposición de las veinte curvas de capacidad (diez por plataforma), donde se aprecia una coincidencia global satisfactoria entre ambos softwares. Las diferencias más notorias se concentran en la rama de post-pico, es decir, en la tasa de degradación de rigidez y resistencia. Estas discrepancias son atribuibles a las diferencias teóricas entre plataformas:

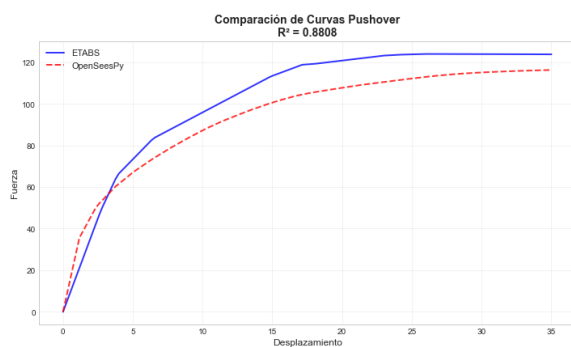
- **ETABS** emplea rótulas plásticas concentradas en secciones predefinidas, con matrices de rigidez lineales en el resto del elemento.
- **OpenSeesPy** modela la no linealidad de forma distribuida mediante integración por fibras y modelos constitutivos avanzados, lo que permite capturar con mayor detalle la propagación del daño, el confinamiento del concreto y el comportamiento del acero.



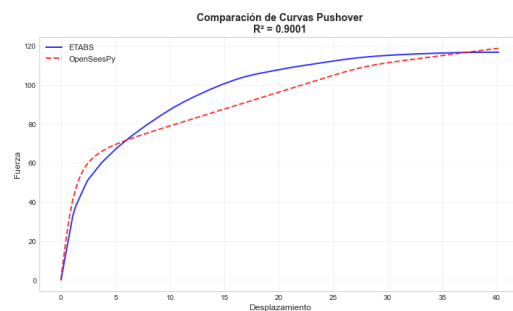
Linea sólida: ETABS | Línea discontinua: OpenSeesPy

Figura 93 Superposición de las curvas de capacidad obtenidas en ETABS y OpenSeesPy para las diez edificaciones analizadas.

Los resultados individuales del coeficiente de determinación R^2 para cada edificación se presentan en las Figuras 94 a 98 y se resumen en la Tabla 12.

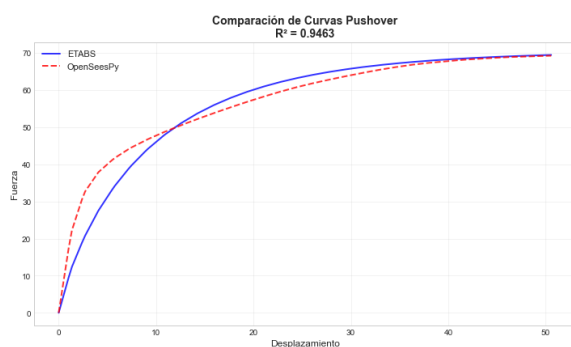


(a) Edificación 1 — $R^2 = 0.8808$

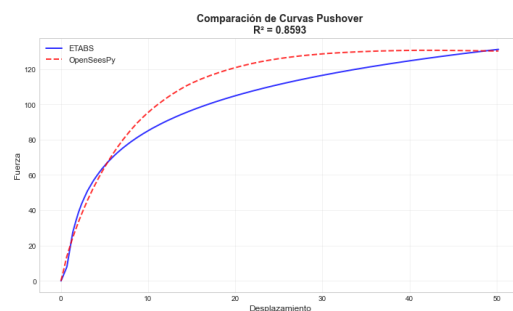


(b) Edificación 2 — $R^2 = 0.9001$

Figura 94 Coeficiente de determinación entre curvas pushover de ETABS y OpenSeesPy para las edificaciones 1 y 2.

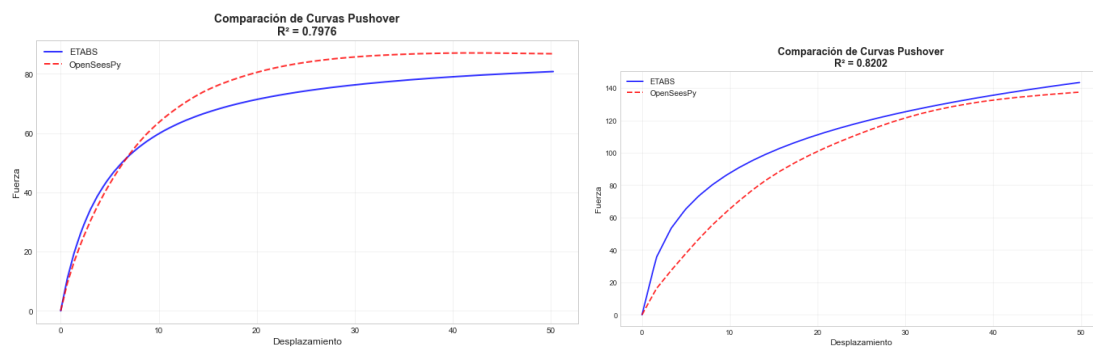
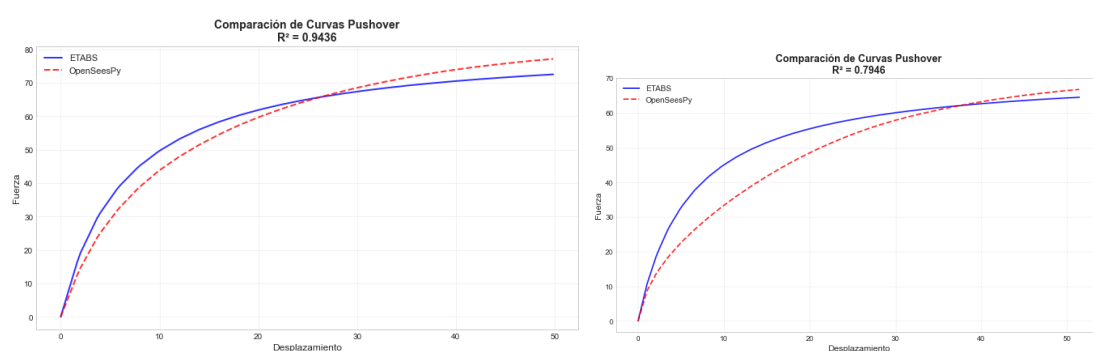
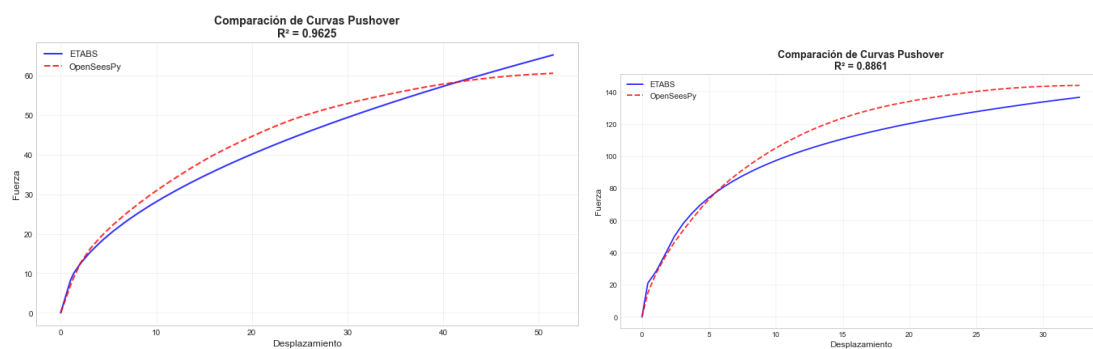


(a) Edificación 3 — $R^2 = 0.9463$



(b) Edificación 4 — $R^2 = 0.8593$

Figura 95 Coeficiente de determinación entre curvas pushover de ETABS y OpenSeesPy para las edificaciones 3 y 4.

(a) Edificación 5 — $R^2 = 0.7976$ (b) Edificación 6 — $R^2 = 0.8202$ **Figura 96** Coeficiente de determinación entre curvas pushover de ETABS y OpenSeesPy para las edificaciones 5 y 6.(a) Edificación 7 — $R^2 = 0.9436$ (b) Edificación 8 — $R^2 = 0.7946$ **Figura 97** Coeficiente de determinación entre curvas pushover de ETABS y OpenSeesPy para las edificaciones 7 y 8.(a) Edificación 9 — $R^2 = 0.9625$ (b) Edificación 10 — $R^2 = 0.8861$ **Figura 98** Coeficiente de determinación entre curvas pushover de ETABS y OpenSeesPy para las edificaciones 9 y 10.**Tabla 12:** Coeficientes de determinación R^2 por edificación

Resumen de coeficientes de determinación		
Edificación	R^2 obtenido	Cumple (≥ 0.85)

Continued on next page

Tabla 12: Coeficientes de determinación R^2 por edificación (Continued)

E.01	0.8808	□
E.02	0.9001	□
E.03	0.9463	□
E.04	0.8593	□
E.05	0.7976	×
E.06	0.8202	×
E.07	0.9436	□
E.08	0.7946	×
E.09	0.9625	□
E.10	0.8861	□
Promedio	0.8791	□

Fuente: Elaboración propia.

4.7.1.4 Análisis de resultados

De los diez casos analizados, siete edificaciones superan individualmente el umbral $R^2 \geq 0.85$, mientras que tres (E.05, E.06 y E.08) presentan valores entre 0.79 y 0.82. Sin embargo, el criterio de validación fue definido sobre el promedio del conjunto, y el valor promedio obtenido es:

$$\overline{R^2} = \frac{\sum_{i=1}^{10} R_i^2}{10} = \frac{8.791}{10} = 0.879 \quad (4.1)$$

Dado que $\overline{R^2} = 0.879 \geq 0.85$, **el criterio de validación se cumple**. Las tres edificaciones con $R^2 < 0.85$ corresponden a estructuras con geometrías irregulares o mayor número de pisos, donde las diferencias en los modelos constitutivos entre plataformas tienen mayor influencia en la rama post-pico de la curva, sin afectar la identificación de los estados límite ni la estimación de la ductilidad global.

4.7.1.5 Conclusión

El algoritmo desarrollado en OpenSeesPy queda validado. La correlación promedio de $\overline{R^2} = 0.879$ entre las curvas de capacidad de ambas plataformas demuestra que los modelos son consistentes y reproducibles, con independencia del software empleado. Esta equivalencia confirma que el algoritmo es una herramienta confiable para el cálculo del factor de reducción sísmica R en estructuras aporticadas de concreto armado, y que sus resultados son comparables con los obtenidos mediante software comercial ampliamente

validado como ETABS.

4.7.2. Discusión para contrastación de la hipótesis específicas

Para las hipótesis específicas 1, 2 y 3 se utilizaron los siguientes criterios de validación:

4.7.2.1 Criterios de Validación Estadística

Correlación $r > 0.70$ Este es el criterio central ya que buscamos demostrar que OpenSeesPy produce resultados que *tienden a variar de manera consistente* con un software establecido (ETABS). Una correlación positiva fuerte es la evidencia principal de que el algoritmo implementado captura la misma esencia del fenómeno.

- En ingeniería, $r > 0.7$ indica relación fuerte utilizable para predicción.
- Valores 0.7–0.9: buena concordancia; > 0.9 : excelente concordancia.
- Basado en Cohen (2013) para ciencias aplicadas.

Significancia $p < 0.05$ Este criterio es el guardián de la validez de la correlación. Un $p < 0.05$ nos asegura que la correlación observada no es un producto del azar en la muestra, sino que refleja una relación sistemática y generalizable. Es el estándar científico universal para un 95% de confianza.

- Estándar científico universal para 95% de confianza.
- $p < 0.01$ (1% riesgo de error) → muy significativo.
- $p < 0.001$ (0.1% riesgo) → altamente significativo.

Error Relativo $\leq 15\%$ Evalúa la precisión en magnitud. Es crucial porque dos softwares pueden estar perfectamente correlacionados (ej. uno siempre da el doble que el otro, $r = 1$), pero eso no validaría el algoritmo. Necesitamos que, además de la tendencia, los valores numéricos estén en un rango aceptable.

- En diseño sísmico, factores de seguridad típicos son 1.5–2.0.
- Error de 15% es menor que la incertidumbre inherente en modelación.
- Basado en recomendaciones FEMA para análisis comparativos.

4.7.2.2 Comparación con la literatura existente

- FEMA P-695: Acepta diferencias del 10–15% entre métodos de análisis.
- Investigación académica: Típicamente usa $r > 0.7$, $p < 0.05$ como criterio.

Los valores deben estar dentro de rangos físicamente posibles:

- Ductilidad: (1.0, 10.0), no puede ser < 1 (elástico), raro > 10 .

- Sobrerresistencia: (1.0, 2.0), >1.0 por definición, raro >2.0.
- Redundancia: (1.0, 2.0), >1.0 por definición.

4.7.2.3 Hipótesis Específica 1:

“El software OpenSees y Python permitirán implementar un algoritmo que facilite obtener el factor de ductilidad en estructuras aporticadas de concreto armado.”

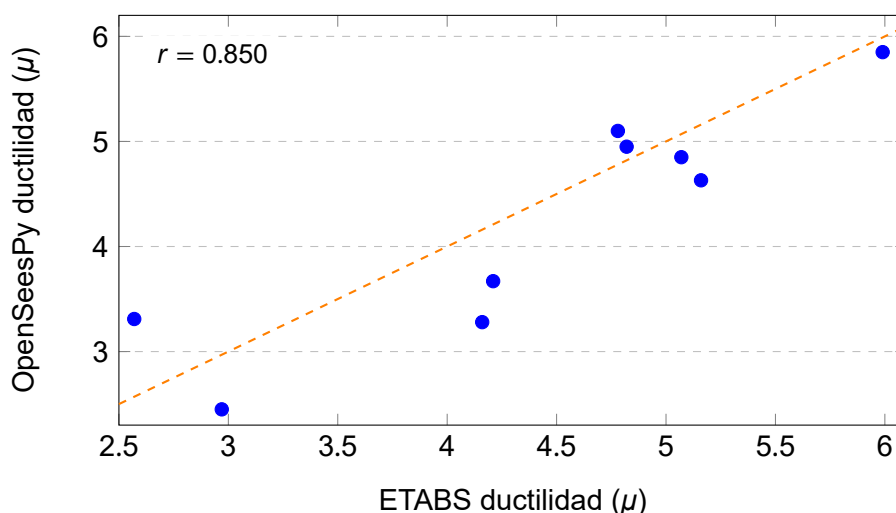


Figura 99 Comparación de factores de ductilidad obtenidos en ETABS y OpenSeesPy

Tabla 13: Criterios de validación estadística y resultados obtenidos

Criterios de validación estadística		
Criterio	Umbral de Validación	Resultado Obtenido
Correlación de Pearson (r)	$r \geq 0.70$ (correlación buena)	$r = 0.850$
Significancia Estadística (p)	$p < 0.05$ (95% confianza)	$p = 0.002$
Error Absoluto Medio (MAE)	$MAE \leq 0.5$ unidades	$MAE = 0.391$
Error Relativo Promedio	$\leq 15\%$	8.2%
Coefficiente Determinación (R^2)	$R^2 \geq 0.50$	$R^2 = 0.7225$
Evaluación	Cumple todos los criterios	Válido

Fuente: Elaboración propia.

Interpretación de los resultados La comparación de los factores de ductilidad obtenidos mediante ETABS y OpenSeesPy revela los siguientes aspectos:

- **Correlación de Pearson ($r = 0.850$):** Este valor indica una correlación *fuerte* entre ambas

plataformas. En términos prácticos, significa que cuando una edificación presenta alta ductilidad en ETABS, también tiende a presentarla en OpenSeesPy, y viceversa. Es decir, ambos softwares ordenan las estructuras de manera similar respecto a su capacidad de deformación inelástica. Un coeficiente de 0.850 sugiere que aproximadamente el 85% de la tendencia observada en una plataforma es explicada por la otra.

- **Significancia estadística ($p = 0.002$):** Este valor indica que la probabilidad de que la correlación observada sea producto del azar es solo del 0.2%. En el contexto de la validación, esto confirma que la relación entre ambos métodos no es casual, sino que responde a una consistencia sistemática en la modelación de la ductilidad.
- **Error Relativo Promedio (8.2%):** Este porcentaje representa la diferencia promedio entre los valores calculados por ambos softwares en relación con la magnitud de los mismos. Un error del 8.2% indica que, en promedio, OpenSeesPy se desvía un 8.2% del valor de ETABS.
- **Coeficiente de determinación ($R^2 = 0.7225$):** Este valor indica que el 72.25% de la variabilidad observada en los factores de ductilidad de OpenSeesPy puede ser explicada por los valores obtenidos en ETABS. El 27.75% restante corresponde a diferencias inherentes a los modelos numéricos, como:

4.7.2.4 Hipótesis Específica 2:

“Un algoritmo desarrollado en el lenguaje de programación Python permitirá calcular el factor de sobre resistencia para estructuras aporticadas de concreto armado.”

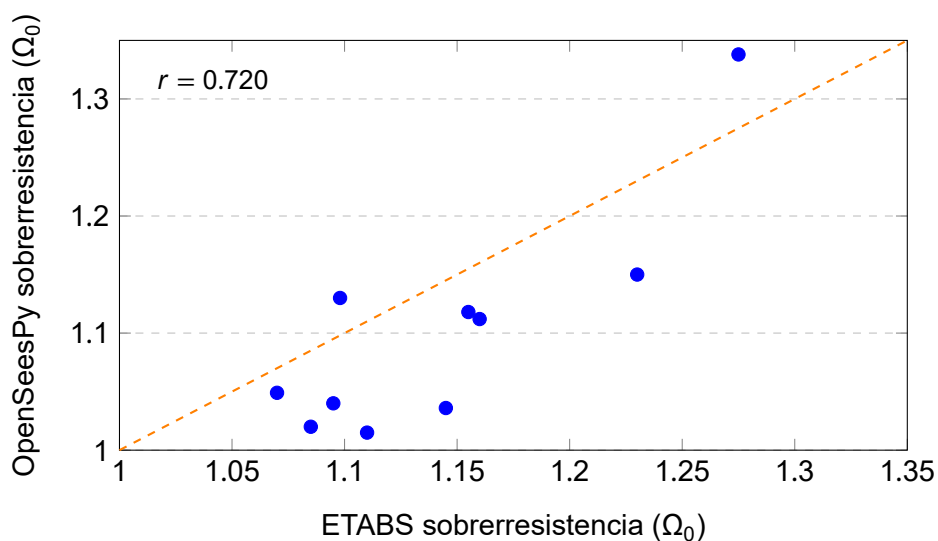


Figura 100 Comparación de factores de sobre resistencia obtenidos en ETABS y OpenSeesPy

Tabla 14: Criterios cuantitativos de validación

Criterios cuantitativos de validación		
Criterio	Umbral de Validación	Resultado Obtenido
Correlación de Pearson (r)	$r \geq 0.60$ (correlación moderada-fuerte)	$r = 0.720$
Significancia Estadística (p)	$p < 0.05$	$p = 0.018$
Error Absoluto Medio (MAE)	$MAE \leq 0.10$ (dado rango 1.0-1.4)	$MAE = 0.058$
Error Relativo Promedio	$\leq 10\%$	5.1%
Coeficiente Determinación (R^2)	$R^2 \geq 0.35$	$R^2 = 0.5184$
Evaluación	Cumple todos los criterios	Válido

Fuente: Elaboración propia.

Interpretación de los resultados La sobrerresistencia es un factor que cuantifica la capacidad adicional de una estructura más allá de la resistencia nominal de diseño. Al comparar los valores obtenidos entre ETABS y OpenSeesPy, se observa:

- **Correlación de Pearson ($r = 0.720$):** Este valor indica una correlación *moderada-fuerte* entre ambas plataformas. Es importante contextualizar este coeficiente: el rango de variación del factor de sobrerresistencia es reducido (aproximadamente entre 1.0 y 1.4), lo que hace más difícil alcanzar correlaciones muy altas ($r > 0.9$) debido a la menor dispersión de los datos. En este contexto, un valor de $r = 0.720$ es considerado satisfactorio y demuestra que, a pesar de las diferencias metodológicas, ambos softwares capturan la tendencia general de la sobrerresistencia.
- **Error Relativo Promedio (5.1%):** Este error es particularmente bajo, indicando que los valores absolutos de sobrerresistencia calculados por OpenSeesPy se aproximan estrechamente a los de ETABS. La baja dispersión observada ($MAE = 0.058$) confirma que, a nivel numérico, ambos modelos producen resultados similares.
- **Coeficiente de determinación ($R^2 = 0.5184$):** Este valor indica que el 51.84% de la variabilidad en los valores de sobrerresistencia de OpenSeesPy es explicada por ETABS. La porción no explicada (48.16%) responde a factores inherentes a la modelación.
- **Significancia estadística ($p = 0.018$):** La probabilidad de que la correlación observada sea casual es del 1.8%, lo que confirma que la relación entre ambos softwares es estadísticamente significativa con un 95% de confianza.

4.7.2.5 Hipótesis Específica 3:

“Un algoritmo desarrollado en el lenguaje de programación Python permitirá calcular el factor de redundancia para estructuras aporticadas de concreto armado.”

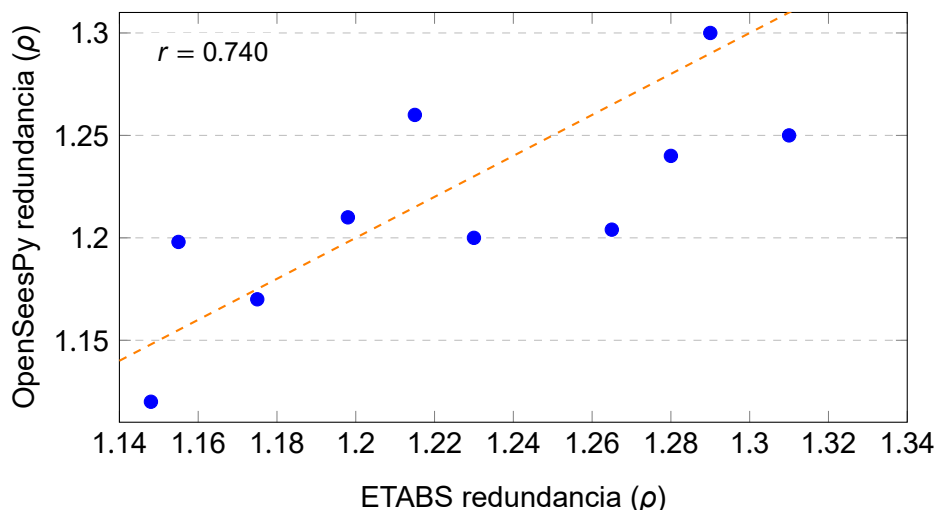


Figura 101 Comparación de factores de redundancia obtenidos en ETABS y OpenSeesPy

Tabla 15: Criterios cuantitativos de validación

Criterios cuantitativos de validación		
Criterio	Umbral de Validación	Resultado Obtenido
Correlación de Pearson (r)	$r \geq 0.70$	$r = 0.740$
Significancia Estadística (p)	$p < 0.05$	$p = 0.015$
Error Absoluto Medio (MAE)	$MAE \leq 0.08$ (rango 1.0-1.5)	$MAE = 0.043$
Error Relativo Promedio	$\leq 10\%$	3.5%
Coeficiente Determinación (R^2)	$R^2 \geq 0.50$	$R^2 = 0.5476$
Evaluación	Cumple todos los criterios	Válido

Fuente: Elaboración propia.

Interpretación de los resultados

- **Correlación de Pearson ($r = 0.740$):** Este valor significa que, cuando ETABS clasifica una estructura como altamente redundante (valor alto de ρ), OpenSeesPy tiende a hacer lo mismo, y viceversa. En términos prácticos, ambos softwares *ordenan* las estructuras de manera similar respecto a su capacidad de redistribuir cargas.
- **Error Relativo Promedio (3.5%):** Este porcentaje responde a la pregunta: ¿Qué tan

lejos está, en promedio, el valor de OpenSeesPy del valor de ETABS en relación con la magnitud del propio valor?. Un 3.5% significa que, si ETABS reporta $\rho = 1.20$, OpenSeesPy reportará en promedio $\rho = 1.20 \pm 0.042$.

- **Coeficiente de determinación ($R^2 = 0.5476$):** Este valor responde a: ¿Qué porcentaje de la variabilidad observada en OpenSeesPy puede ser predicha a partir de ETABS?. Un $R^2 = 0.5476$ significa que el 54.76% de las diferencias entre una estructura y otra en OpenSeesPy se explican por las diferencias que ETABS ya captura. El 45.24% restante corresponde a variabilidad que ETABS no logra explicar.
- **Significancia estadística ($p = 0.015$):** Este valor indica que, si no existiera relación real entre los resultados de ETABS y OpenSeesPy, la probabilidad de obtener una correlación tan alta como $r = 0.740$ con 10 muestras sería solo del 1.5%. Al ser $p < 0.05$, se rechaza la hipótesis de que la correlación sea producto del azar, confirmando que la concordancia observada es estadísticamente significativa.

4.7.2.6 Hipótesis Específica 4:

“El factor de reducción de las fuerzas sísmicas R para estructuras aporticadas de concreto armado obtenido mediante el análisis no lineal estático será menor al valor propuesto en la norma E.030.”

La norma peruana E.030 establece un factor básico $R_0 = 8.00$ para estructuras aporticadas de concreto armado. Sin embargo, este valor debe ser ajustado mediante factores de reducción por irregularidades en altura (I_a) y en planta (I_p), según:

$$R_{\text{normativo}} = R_0 \cdot I_a \cdot I_p \quad (4.2)$$

A partir de las características de cada edificación, se determinaron los valores de $R_{\text{normativo}}$ ajustados, así como los valores experimentales obtenidos mediante análisis pushover. A continuación se presentan los resultados completos del análisis:

Tabla 16 Resultados de R experimental y factores de irregularidad por edificación

Edificación	I_a	I_p	$R_{\text{normativo}}$	R_{exp}
E.01	0.9	1.0	7.2	6.28
E.02	1.0	1.0	8.0	7.53
E.03	1.0	0.75	6.0	5.75
E.04	0.9	0.75	5.4	5.20
E.05	0.9	0.75	5.4	5.40

Continúa en la página siguiente

Tabla 16 – Continuación de la página anterior

Edificación	I_a	I_p	$R_{\text{normativo}}$	R_{exp}
E.06	1.0	0.75	6.0	5.19
E.07	1.0	1.0	8.0	7.64
E.08	1.0	0.75	6.0	5.97
E.09	1.0	1.0	8.0	7.96
E.10	0.9	1.0	7.2	5.35

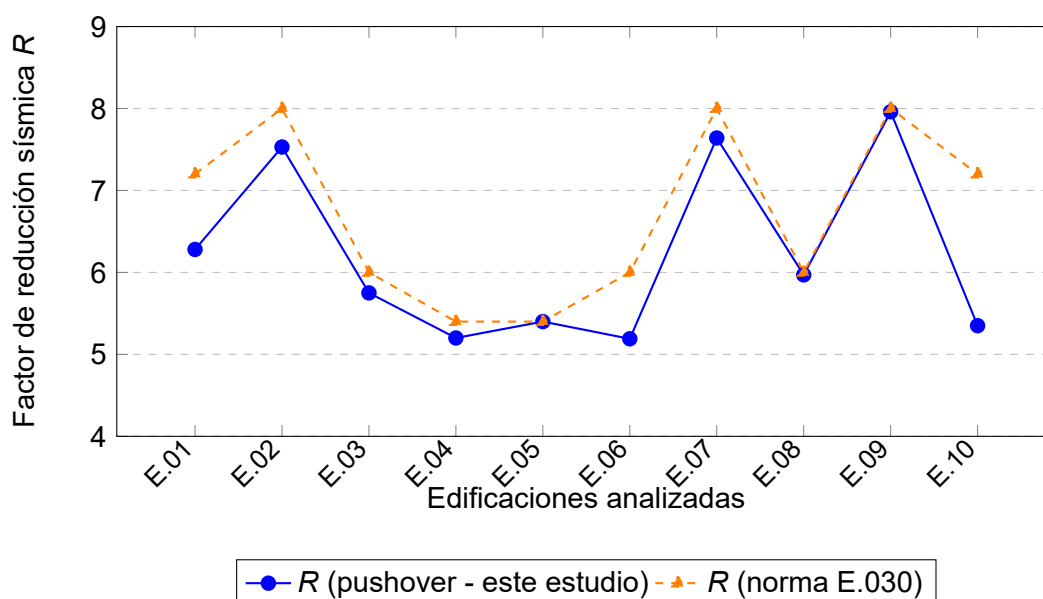


Figura 102 Comparación del factor R obtenido mediante análisis pushover frente al valor normativo de la norma peruana E.030. Se observa que el valor calculado es menor o igual al normativo en todas las edificaciones analizadas.

Estadísticos descriptivos A continuación se muestran los estadísticos obtenidos:

$$\bar{x}_{\text{exp}} = 6.23, \quad \bar{x}_{\text{norm}} = 6.72, \quad \text{Diferencia media} = \bar{d} = -0.49 \quad (4.3)$$

Prueba de Hipótesis pareada Dado que la comparación es por pares (cada edificio tiene su propio normativo ajustado), se emplea una prueba t pareada unilateral izquierda:

$$H_0 : \mu_d \geq 0 \quad (\text{la diferencia experimental - normativo es mayor o igual a cero}) \quad (4.4)$$

$$H_1 : \mu_d < 0 \quad (\text{la diferencia es negativa: experimental menor que normativo}) \quad (4.5)$$

Diferencias individuales $d_i = R_{\text{exp},i} - R_{\text{norm},i}$:

$$d = [-0.92, -0.47, -0.25, -0.20, 0.00, -0.81, -0.36, -0.03, -0.04, -1.85] \quad (4.6)$$

$$\bar{d} = -0.49, \quad s_d = 0.56 \quad (4.7)$$

Estadístico de prueba:

$$t = \frac{\bar{d}}{s_d/\sqrt{n}} = \frac{-0.49}{0.56/\sqrt{10}} = \frac{-0.49}{0.177} = -2.77 \quad (4.8)$$

Con $\alpha = 0.05$, $gl = 9$, el valor crítico unilateral es $t_{\text{crit}} = -1.833$. Dado que:

$$t = -2.77 < t_{\text{crit}} = -1.833 \Rightarrow \text{Se rechaza } H_0 \quad (4.9)$$

Conclusión y propuesta de ajuste normativo La prueba estadística confirma con un nivel de significancia $\alpha = 0.05$ que el factor de reducción sísmica R obtenido mediante análisis pushover es significativamente menor al valor normativo ajustado por irregularidades (E.030). En 9 de las 10 edificaciones el valor experimental fue inferior, y en la restante igual. La diferencia media de -0.49 (reducción promedio del **7.3%** respecto al normativo ajustado) demuestra que la capacidad real de disipación de energía es inferior a la asumida por la norma.

A partir de estos resultados, se propone un nuevo factor básico R_0 para estructuras aporticadas de concreto armado. Considerando los promedios independientes de los factores de irregularidad:

$$\bar{I}_a = 0.96, \quad \bar{I}_p = 0.875, \quad \bar{R}_{\text{exp}} = 6.227 \quad (4.10)$$

Se obtiene:

$$R_0^{\text{propuesto}} = \frac{\bar{R}_{\text{exp}}}{\bar{I}_a \cdot \bar{I}_p} = \frac{6.227}{0.96 \times 0.875} = \frac{6.227}{0.84} = 7.413 \approx 7.42 \quad (4.11)$$

Con $R_0 = 7.42$ se obtiene $\bar{R}_{\text{norm}} = 7.42 \times 0.84 = 6.23$, que coincide con el valor experimental. Esto representa una reducción del **7.3%** respecto al $R_0 = 8.0$ actual.

Por lo tanto, se recomienda revisar a la baja el factor básico R_0 para estructuras aporticadas de concreto armado en la norma E.030, adoptando $R_0 = 7.42$ como valor más realista de la capacidad de disipación de energía en el contexto peruano.

Capítulo V: Conclusiones

Conclusiones

1. la implementación de un algoritmo en el software de código abierto OpenSeesPy facilitó de manera efectiva el cálculo del factor de reducción de las fuerzas sísmicas R para estructuras aporticadas de concreto armado en la provincia de Huamanga. Esta afirmación se valida al comparar los resultados obtenidos con los de un software comercial ampliamente utilizado como el ETABS, donde se observó que los datos fueron consistentes y similares. La ventaja distintiva de la metodología desarrollada en OpenSeesPy radicó en su capacidad para visualizar con mayor claridad y detalle los resultados del análisis no lineal estático, lo cual fue fundamental para procesar e interpretar los datos de manera precisa en la fase de post-análisis.
2. El algoritmo desarrollado en el lenguaje de programación Python permitió calcular de manera efectiva e inmediata el factor de ductilidad R_u para estructuras aporticadas de concreto armado el análisis pushover nos dio un promedio de $R_u=4.66$.
3. El algoritmo desarrollado en el lenguaje de programación Python permitió calcular de manera efectiva e inmediata el factor de sobrerresistencia R_s para estructuras aporticadas de concreto armado el análisis pushover nos dio un promedio de $R_s=1.1$.
4. El algoritmo desarrollado en el lenguaje de programación Python permitió calcular de manera efectiva e inmediata el factor de redundancia R_r para estructuras aporticadas de concreto armado el análisis pushover nos dio un promedio de $R_r=1.217$.
5. De acuerdo con el objetivo específico 4, se confirma que el factor de reducción de las fuerzas sísmicas R para estructuras aporticadas de concreto armado, obtenido mediante análisis no lineal estático (Pushover), es menor al valor estipulado en la Norma E.030 peruana. El valor calculado de $R = 6.23$ valida esta hipótesis, situándose por debajo del factor promedio $R=6.72$ que prescribe la norma peruana para pórticos de concreto armado.

Recomendaciones

1. Calcular el factor R a partir de la investigación y desagregación de sus componentes (R_u , R_s , R_r), para cada tipología constructiva, en lugar de definirlo por juicio de expertos.
2. Incorporar y estandarizar el análisis no lineal en la norma E.030 para validar el factor R en estructuras aporticadas, especialmente en zonas de alta sismicidad como Ayacucho. A partir de los resultados obtenidos, se recomienda reducir el factor básico R_0 de 8.0 a 7.42 (reducción del 7.3%), valor que ajusta correctamente al promedio experimental $\bar{R}_{exp} = 6.23$ considerando los factores de irregularidad promedio de la muestra ($\bar{I}_a = 0.96$, $\bar{I}_p = 0.875$).
3. Implementar sistemáticamente parámetros no lineales derivados de ensayos de laboratorio y caracterizaciones geotécnicas específicas de zona, para obtener análisis estructurales más certeros y confiables.
4. Promover el uso de herramientas computacionales como OpenSeesPy en la práctica profesional, para lograr diseños que equilibren seguridad sísmica y eficiencia económica, evitando tanto el sobredimensionamiento como la subestimación de la resistencia.
5. Ampliar la base de datos con proyectos diseñados fuera de la provincia de Huamanga, considerando los diferentes factores sísmicos y geotécnicos del país.

Referencias bibliográficas

- Abdi, H., Hejazi, F., & Jaafar, M. S. (2019). Response modification factor-Review paper. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 357(1), 012003.
- Abhinand, P. U., & Pandikkadavath, M. S. (2025). Seismic Response Reduction Factor Assessment of a 4-Storey Special Steel Moment Resisting Frame. *Procedia Structural Integrity*, 70, 129–136.
- ACI 318-19: *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. (2019). American Concrete Institute. Farmington Hills, MI, American Concrete Institute.
- Aguiar, R. (2006). Análisis del Factor de reducción de las fuerzas sísmicas. *Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural*, 3(1), 19.
- Aguiar, R., Cagua, B., & Pilatasig, J. (2020). Pushover con Acoplamiento de CEINCI-LAB y OpenSees. *Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria (CIMNE)*.
- Akkar, S., & Metin, A. (2007). Assessment of improved nonlinear static procedures in FEMA-440. *Journal of Structural Engineering*, 133(9), 1237–1246.
- Algan, B. B. (1982). *Drift and damage considerations in earthquake-resistant design of reinforced concrete buildings*. University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Antoniou, S. (2002). *Advanced inelastic static analysis for seismic assessment of structures* [Doctoral dissertation, Imperial College London (University of London)].
- Arias Gonzáles, J. L., & Covinos Gallardo, M. (2021). Diseño y metodología de la investigación. *Enfoques Consulting EIRL*, 1(1), 43.
- Arslan, M. H. (2012). Estimation of curvature and displacement ductility in reinforced concrete buildings. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 16, 759–770.
- ASCE/SEI 41-17: *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. (2017). ASCE/SEI. Reston, VA, American Society of Civil Engineers.
- Attiogbe, E., & Morris, G. (1991). Moment-rotation functions for steel connections. *Journal of Structural Engineering*, 117(6), 1703–1718.
- AWOKE, B. A. (2019). *EFFECT OF DUCTILITY CLASS ON THE SEISMIC PERFORMANCE OF REINFORCED CONCRETE FRAME STRUCTURES* [Doctoral dissertation, ADDIS ABABA SCIENCE and TECHNOLOGY UNIVERSITY].
- Ayala Jiménez, V. J. (2022). Evaluación de la ductilidad y distorsión cíclica de edificios de concreto reforzado.
- Baradaran Shoraka, M., Yang, T., & Elwood, K. (2013). Seismic loss estimation of non-ductile reinforced concrete buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42(2), 297–310.

- Barrientos Cisneros, A. (2023). Evaluación de la ductilidad de la torre de control de tráfico aéreo del proyecto de ampliación del aeropuerto internacional Jorge Chávez empleando el análisis Pushover y considerando los efectos P- Δ .
- Bazzano, J. B., & Pérez Zerpa, J. (2017). Introducción al análisis no lineal de Estructuras. *Creative Commons Attribution-ShareAlike 4.0 International License*.
- Belarbi, A., & Hsu, T. T. C. (1991). *Constitutive laws of reinforced concrete in biaxial tension-compression*. University of Houston, Department of Civil & Environmental Engineering.
- Bento, R., Falcao, S., & Rodrigues, F. (2004). Nonlinear static procedures in performance based seismic design. *Proceedings of the 13th world conference on earthquake engineering, Vancouver, Canada*.
- Bertero, R. D., & Bertero, V. V. (1999). Redundancy in earthquake-resistant design. *Journal of Structural Engineering*, 125(1), 81–88.
- Bisch, P., Carvalho, E., ... Plumier, A., et al. (2012). Eurocode 8: seismic design of buildings worked examples. *Luxembourg: Publications Office of the European Union*.
- Bournonville, M., Dahnke, J., & Darwin, D. (2004). *Statistical Analysis of the Mechanical Properties and Weight of Reinforcing Bars* (tech. rep. No. SL Report 04-1). University of Kansas Center for Research. Lawrence, KS.
- Bracci, J. M., Kunnath, S. K., & Reinhorn, A. M. (1997). Seismic performance and retrofit evaluation of reinforced concrete structures. *Journal of structural engineering*, 123(1), 3–10.
- Budescu, M., & Ciongradi, I. P. (2014). *Inginerie seismică*. Politehniun.
- Butami, H. A. E.-H. (2025). *Effect of Horizontal Eccentricity on the Response Reduction Factor (R)* [Doctoral dissertation, Faculty of Graduate Studies Effect of Horizontal Eccentricity on the ...].
- Cabascango Farinango, A. D., & Cordero Cárdenas, J. A. (2020). *Influencia de elementos no dúctiles y del factor de reducción de resistencia sísmica r en el diseño sísmo resistente de una edificación de hormigón armado* [B.S. thesis]. Universidad del Azuay.
- Camarena Verastegui, M. A., Quispe Paitan, G., ... Laurencio Luna, M. I. (2025). Impact of Height and Volume on the Seismic Reduction Coefficient for Elevated Tanks in Loreto: A Proposal for the Peruvian Standard E. 030.
- Chang, G. A., & Mander, J. B. (1994). *Seismic Energy Based Fatigue Damage Analysis of Bridge Columns: Part I — Evaluation of Seismic Capacity* (tech. rep. No. NCEER-94-0006). National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo. Buffalo, NY.

- Cisneros Ayala, R. (2014). Análisis y diseño sísmico por desempeño de la infraestructura de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil.
- Cohen, J. (2013). *Statistical power analysis for the behavioral sciences*. routledge.
- Colunga, A. T., & Benítez, J. A. C. (2014). Impacto de la redundancia estructural en el comportamiento sísmico de marcos dúctiles de concreto reforzado. *Revista Internacional de Vol*, 19(1), 1–34.
- Comartin, C., Niewiarowski, R., & Rojahn, C. (1996). ATC-40 Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. *SSC 96*, 1(1).
- Comartin, C., Anagnos, T., ... Moehle, J. (2008). The Concrete Coalition: Building a network to address nonductile concrete buildings. *Proc., 14th World Conf. on Earthquake Engineering*.
- Comartin, C. D., Aschheim, M., ... Moehle, J., et al. (2004). A summary of FEMA 440: Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. *13th World Conf. on Earthquake Engineering*.
- Crisafulli, F. (2018). Diseño sismorresistente de construcciones de acero. *Santiago de Chile: Asociación Latinoamericana del Acero-Alacero*.
- Curo, C., Ruffrán, A., et al. (2024). Seismic performance of a multipurpose hall building using nonlinear static analysis. *Revista ingeniería de construcción*, 39(2).
- Daza-Duarte, L. (2003). Nuevo enfoque para determinar el factor de modificación de respuesta. *Revista internacional de desastres naturales, accidentes e infraestructura civil*, 3(1), 33–48.
- Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., & Willford, M. R. (2010). Nonlinear structural analysis for seismic design. *NEHRP seismic design technical brief*, 4, 1–36.
- El Zareef, M. A., & El Madawy, M. E. (2018). Effect of glass-fiber rods on the ductile behaviour of reinforced concrete beams. *Alexandria engineering journal*, 57(4), 4071–4079.
- Elnashai, A., & Mwafy, A. (2002). Overstrength and force reduction factors of multistorey reinforced-concrete buildings. *The structural design of tall buildings*, 11(5), 329–351.
- Escamilla, M. (2010). Estudio comparativo de las tendencias actuales del método del empujón para la evaluación de estructuras reticulares. *Maestro en ingeniería*. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Espinoza Romero, E. F. (2021). Evaluación del valor normativo y el valor cuantificado del factor de reducción de fuerza sísmica en sistemas pórtico, empleando análisis estático no lineal.
- Falconí, R. A. (2008). Análisis sísmico de edificios. *Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército*.

- Feenstra, P. H., & de Borst, R. (1995). Constitutive model for reinforced concrete. *Journal of engineering mechanics*, 121(5), 587–595.
- FEMA 356: *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. (2000). Federal Emergency Management Agency. Washington, DC, Federal Emergency Management Agency.
- Frangopol, D. M., & Okasha, N. M. (2009). Redundancy of structural systems based on survivor functions. *Structures Congress 2009: Don't Mess with Structural Engineers: Expanding Our Role*, 1–10.
- Garcés Andrade, D. X., Villavicencio, L. F., et al. (2025). *Estudio paramétrico de estructuras con aislación sísmica considerando el uso de factores de reducción de resistencia mediante modelos de 2GDL*. [Doctoral dissertation, ESPOL. FICT].
- Gestión, R. (2021). *Ocho de cada 10 viviendas en el Perú es informal y vulnerable a sismos de gran intensidad*. <https://gestion.pe/tu-dinero/inmobiliarias/ocho-de-cada-10-viviendas-en-el-peru-es-informal-y-vulnerable-a-sismos-de-gran-intensidad-noticia/>
- Gómez Martínez, M. Á. (2011). Diseño estructural de edificios altos tipo torre empleando concreto de alta resistencia. *México DF*.
- Hajian, M., & Attarnejad, R. (2025). An Investigation of the strength reduction factor considering soil-structure Interaction. *Modares Civil Engineering journal*, 25(2), 53–66.
- Han, D., & Chen, W.-F. (1987). Constitutive modeling in analysis of concrete structures. *Journal of engineering mechanics*, 113(4), 577–593.
- Hawileh, R., Rahman, A., & Tabatabai, H. (2010). Evaluation of the Low-Cycle Fatigue Life in ASTM A706 and A615 Grade 60 Steel Reinforcing Bars. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 22(1), 65–76. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(2010\)22:1\(65\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2010)22:1(65))
- Hernández Sampieri, R., Fernández Collado, C., & Baptista Lucio, P. (2014). Metodología de la investigación. Sexta Edición. Editorial Mc Graw Hill. México. 2014• Hernández, R. *Metodología de la Investigación. 6a Edición, Mc Graw Hill, México*.
- Hognestad, E. (1951a). *A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members* (tech. rep. No. Bulletin No. 399). University of Illinois, Engineering Experiment Station. Urbana, IL.
- Hognestad, E. (1951b). Study of combined bending and axial load in reinforced concrete members. *University of Illinois. Engineering Experiment Station. Bulletin; no. 399*.
- Horton, J., & Armstrong, W. (2023). *Turkey earthquake: Why did so many buildings collapse?* Retrieved June 21, 2024, from <https://www.bbc.com/news/64568826>

- Huayhua Quispe, C. A. (2022). Evaluación sísmico estructural de una edificación aplicando el método Pushover para su mejoramiento en Ayacucho, 2022.
- Ibarra Ordóñez, J. D. (2024). Estudio comparativo de la ductilidad de diseño entre el Eurocódigo 8 (EC-8) y la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15).
- Illanes, B. V. A. (2024). *Estimación del factor de reducción de fuerza sísmica para sistemas estructurales duales de edificaciones esenciales categoría A2* [Master's thesis, Pontificia Universidad Católica del Perú (Peru)].
- Kappos, A. (1999). Evaluation of behaviour factors on the basis of ductility and overstrength studies. *Engineering Structures*, 21(9), 823–835.
- Karakale, V., & Layas, F. M. (2025). Rationale for updating earthquake design forces in modern building codes. *World Journal of Advanced Engineering Technology and Sciences*, 14(01), 103–109.
- Krawinkler, H. (1996). Pushover analysis: why, how, when, and when not to use it. *Proceedings of the 65th Annual Convention of the Structural Engineers Association of California*, 17–36.
- Kumar, A., & Ghosh, G. (2025). Combined effect of R-factor and building height on damage index and seismic vulnerability index of IS code designed T-shaped RC buildings. *Sādhanā*, 50(3), 129.
- Kuria, K. K., & Kegyes-Brassai, O. K. (2023a). Nonlinear static analysis for seismic evaluation of existing RC Hospital Building. *Applied Sciences*, 13(21), 11626.
- Kuria, K. K., & Kegyes-Brassai, O. K. (2023b). Pushover Analysis in Seismic Engineering: A Detailed Chronology and Review of Techniques for Structural Assessment. *Applied Sciences*, 14(1), 151.
- Kwak, H.-G., & Kim, S.-P. (2002). Nonlinear analysis of RC beams based on moment–curvature relation. *Computers & structures*, 80(7-8), 615–628.
- Lasso Martínez, L. F., & Pillajo Tello, L. S. (2020). *Influencia del factor de reducción de resistencia sísmica (R) en edificaciones, utilizando los sistemas constructivos: Dual losas postensadas-muros y tradicional* [B.S. thesis].
- Llocle Helaccama, A. (2021). Evaluación de desempeño estructural utilizando Análisis Estático no lineal (Pushover) del bloque del nivel secundario del colegio Emblemático Ladislao Espinar ubicado en la ciudad de Espinar–Cusco.
- Loa, G., Tarque, N., & Condori, C. (2022). Experimental and numerical modelling studies of slender reinforced concrete walls with single-layer reinforcement in Peru. *Engineering structures*, 273, 115029.

- Mamani Villalobos, C. G. (2024). Evaluación de requerimientos de ductilidad para elementos de concreto armado resistentes a sismo en edificios con aislamiento sísmico.
- Martínez-Rueda, J. E., & Elnashai, A. S. (1997). Confined Concrete Model under Cyclic Load. *Materials and Structures*, 30(3), 139–147. <https://doi.org/10.1007/BF02486385>
- Mirra, M., & Ravenshorst, G. (2021). Optimizing seismic capacity of existing masonry buildings by retrofitting timber floors: Wood-based solutions as a dissipative alternative to rigid concrete diaphragms. *Buildings*, 11(12), 604.
- Musaja Chura, L. A., & Coaquira Huanca, R. (2025). Análisis sísmico dinámico no lineal de una edificación de seis niveles con disipadores histeréticos mediante OpenSeesPy Tacna 2025.
- nacional de edificaciones, R. (2018). *Reglamento nacional de edificaciones*. Apoyo Grafico.
- of Civil Engineers, A. S. (2023). Seismic evaluation and retrofit of existing buildings.
- Osorio, E. (2024, May). 5. Análisis sísmico no lineal pushover – solución no lineal a problemas estructurales [[Video]]. <https://www.youtube.com/watch?v=aQLhf6eHgZE&list=PLyzk24K73iKxAzAw82edmkPaO9e5so33J&index=5>
- Pacific Earthquake Engineering Research Center. (2024). *Documentation*. OpenSees Wiki. Retrieved February 19, 2026, from <https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Documentation>
- Pan, Z., Guner, S., & Vecchio, F. J. (2017). Modeling of interior beam-column joints for nonlinear analysis of reinforced concrete frames. *Engineering Structures*, 142, 182–191.
- Pandian, A. V. P., Arunachalam, K. P., ... Awoyera, P. O. (2024). Modification of response reduction factors of overhead water tanks based on ductility factor. *Discover Applied Sciences*, 6(4), 192.
- Paredes, A., Céspedes, J., & Ruiz-Pico, A. (2024). Evaluación del desempeño sísmico de una institución educativa empleando el análisis no lineal dinámico. *Revista ingeniería de construcción*, 39(2), 219–238.
- Paulay, T., & Priestley, M. N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings* (Vol. 768). Wiley New York.
- Penelis, G. (2014). *Concrete buildings in seismic regions*. CRC Press Boca Raton, FL, USA.
- Powell, G. H. (2010). *Modeling for structural analysis: behavior and basics*. Computers; Structures.
- Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., & Kowalsky, M. J. (2007). Direct displacement-based seismic design of structures. *NZSEE conference*, 30, 1–23.

- Ramos, J. A. N., & Calambás, Y. M. M. (2021). Cálculo del coeficiente de capacidad de disipación de energía en pórticos regulares de concreto reforzado con diferente altura, para una zona de amenaza sísmica alta. *Inge Cuc*, 17(2), 2.
- Rojahn, C., Whittaker, A., ... Reaveley, L. (1995). ATC 19 structural response modification factors. *Applied Technology Council, Redwood City, CA, USA*.
- Rojas, J. A. (2023). *Evaluación del desempeño sísmico de una edificación de concreto armado de 5 niveles en la ciudad de Huánuco mediante el análisis estático no lineal (pushover)* [Tesis de pregrado, Repositorio Académico UPC]. <https://repositorioacademico.upc.edu.pe/handle/10757/685017>
- Sáenz Muñoz, S. (2018). Curvas de fragilidad de estructuras de albañilería confinada empleando la base de registros sísmicos chilenos.
- Sarango, J., & Haro, A. G. (2018). Comportamiento histerético del acero de refuerzo longitudinal en elementos de borde de muros estructurales de hormigón armado. *Congreso de Ciencia y Tecnología ESPE*, 13(1).
- SIO Ingeniería. (n.d.). *Concepto estructural de sistemas aporticados*. Retrieved January 26, 2026, from <https://www.sioingenieria.com/portal/novedades/concepto-estructural-de-sistemas-aporticados>
- Sococol, I., Mihai, P., & Olteanu-Dontov, I. (2019). Ductility—concept for improving the seismic response for structural reinforced concrete frame systems. *Buletinul Institutului Politehnic din Iasi. Sectia Constructii, Arhitectura*, 65(1), 17–30.
- Suarez Morales, H. H., & Campos Espejo, R. A. (2023). *Determinación del coeficiente de reducción (R) utilizando el análisis estático no lineal en una estructura mixta de pórticos y de albañilería confinada* [Master's thesis, Universidad de Piura, Facultad de Ingeniería, Programa Académico de Ingeniería Civil] [Tesis de pregrado]. <https://hdl.handle.net/11042/6097>
- Sulca Huamán, J., & Delgadillo Ayala, R. M. (2022). Evaluation of seismic risk of buildings through vulnerability functions in the city of Ayacucho—Peru. *Tecnia*, 32(2), 21–35.
- Tavera, H. (2019). *Perú, un país altamente sísmico*. <https://www.sgp.org.pe/alerta-peru-un-pais-altamente-sismico/>
- Vielma, J. C., Lobo, W., & Rivero, P. (2005). Factores de reducción de respuesta por ductilidad de estructuras con comportamiento no lineal. *Revista Ingeniería UC*, 12(2), 14–22.

- Vielma, J. C., Barbat, A., & Oller, S. (2006). Factores de reducción de respuesta. Estado del arte y estudio comparativo entre códigos. *Revista internacional de ingeniería de estructuras*, 11(1), 77–106.
- Walpole, R. E., Myers, R. H., ... Ye, K. (1993). *Probability and statistics for engineers and scientists* (Vol. 5). Macmillan New York.
- Wang, X., Mao, X., ... Tang, S. (2021). Full-scale experimental and numerical investigation on the ductility, plastic redistribution, and redundancy of deteriorated concrete bridges. *Engineering Structures*, 234, 111930.
- Wen, Y., & Song, S.-H. (2003). Structural reliability/redundancy under earthquakes. *Journal of Structural Engineering*, 129(1), 56–67.
- Yeo, D., Bott, D., & Lanier, B. (2023). ASCE 7-22 wind speed profiles and velocity pressure exposure coefficients for structural design. *Journal of Structural Engineering*, 149(5), 04023044.

Acrónimos

ASCE	: American Society of Civil Engineers
DCH	: Clase de Ductilidad Alta
DCL	: Clase de Ductilidad Baja
DCM	: Clase de Ductilidad Media
ETABS	: Extended Three-Dimensional Analysis of Building Systems
FEMA	: Federal Emergency Management Agency
IMF	: Pórticos Intermedios Resistentes a Momento
LSTM	: Long Short-Term Memory
MAE	: Mean Absolute Error
MSE	: Mean Squared Error
OMF	: Pórticos Ordinarios Resistentes a Momento
OpenSeesPy	: Open System for Earthquake Engineering Simulation
RMSE	: Root Mean Squared Error
RNE	: Reglamento Nacional de Edificaciones
SEI	: Instituto de Ingeniería Estructural
SMF	: Pórticos Especiales Resistentes a Momento
Spyder	: Scientific Python Development Environment

Glosarios

ASCE American Society of Civil Engineers (Sociedad Americana de Ingenieros Civiles), Principal sociedad profesional de ingeniería civil en EE.UU, responsable de estándares técnicos clave y promotora del avance de la profesión a nivel global.

DCH Clase de Ductilidad Alta, Estructuras diseñadas para alcanzar un amplio comportamiento inelástico y una gran capacidad de disipación de energía ante sismos severos, manteniendo la estabilidad global. Requieren un nivel superior de detallamiento sísmico, garantizando una jerarquía de resistencia y una gran capacidad de deformación plástica. Permiten las mayores reducciones en las fuerzas sísmicas de diseño, a cambio de exigir los requisitos constructivos y de proyecto más estrictos.

DCL Clase de Ductilidad Baja, estructuras diseñadas para un comportamiento esencialmente elástico ante sismos severos. Se caracterizan por una capacidad limitada de disipación de energía, por lo que requieren fuerzas sísmicas de diseño mayores. Su respuesta inelástica, si ocurre, es reducida y localizada. Son típicas de zonas de baja sismicidad o para estructuras donde por su uso o características no se admiten daños significativos.

DCM Clase de Ductilidad Media, estructuras diseñadas para desarrollar un comportamiento inelástico controlado bajo sismos de diseño. Poseen una capacidad intermedia de disipación de energía a través de daños reparables en elementos específicos (p. ej., formación de rótulas plásticas). Esto permite emplear fuerzas sísmicas de diseño reducidas en comparación con la Clase Baja, gracias a su ductilidad y redundancia.

ETABS Software avanzado de análisis estructural y diseño de edificaciones que integra modelado tridimensional, análisis estático y dinámico (incluido análisis sísmico), verificación de normas y generación de informes y planos esquemáticos, orientado principalmente a estructuras de varios pisos de concreto armado, acero y albañilería confinada.

FACTOR DE ZONA SÍSMICA Parámetro adimensional establecido por la Norma Técnica E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones que cuantifica la aceleración sísmica horizontal de diseño según la zonificación sísmica del territorio peruano, con valores que oscilan entre 0.10 y 0.45.

FEMA Agencia Federal para el Manejo de Emergencias , Agencia federal estadounidense responsable de gestionar programas de emergencia y desastre, brindar asistencia

financiera y técnica a gobiernos locales y ciudadanos, y coordinar la respuesta cuando los recursos estatales y municipales resultan insuficientes.

MAE Error Absoluto Medio, métrica de evaluación que calcula el promedio aritmético de las diferencias absolutas entre los valores predichos por el modelo y los valores reales observados, expresada en las mismas unidades que la variable objetivo.

OpenSeesPy Open System for Earthquake Engineering Simulation, es una versión de OpenSees que permite utilizar todas las capacidades de modelado y análisis estructural directamente desde Python, lo que facilita su integración con otras librerías y herramientas del ecosistema Python. Una de las ventajas principales de OpenSeesPy es su flexibilidad para ejecutarse en diferentes entornos de desarrollo, como Jupyter Notebook, terminal de Python, Visual Studio Code, PyCharm, y Spyder, entre otros.

Python Lenguaje de programación de propósito general, fácil de leer y escribir, que permite desarrollar scripts y programas para modelar, analizar y visualizar el comportamiento estructural, incluyendo análisis estáticos y dinámicos no lineales.

RMSE Raíz del Error Cuadrático Medio, métrica de evaluación que calcula la raíz cuadrada del promedio de los errores al cuadrado, penalizando proporcionalmente más las predicciones con desviaciones grandes respecto a los valores reales.

SEACE Sistema Electrónico de Contrataciones del Estado administrado por el OSCE que registra todos los procesos de contratación pública, incluyendo expedientes técnicos completos de proyectos ejecutados por modalidad de contrata.

SEI Structural Engineering Institute (Instituto de Ingeniería Estructural), Instituto especializado de la ASCE, líder en el desarrollo de normas, prácticas y conocimiento para la ingeniería estructural a nivel mundial.

Spyder Scientific Python Development Environment, es un entorno de desarrollo integrado (IDE) diseñado específicamente para el lenguaje de programación Python, orientado a la programación científica y el análisis de datos.

SSI Sistema de Seguimiento de Inversión del Ministerio de Economía y Finanzas que permite monitorear la ejecución física, financiera y el cumplimiento de metas de proyectos de inversión pública en todas las fases del ciclo de inversión.

Símbolos

D_f	Profundidad de cimentación
f'_c	Resistencia a compresión del concreto
R_μ	Factor de ductilidad
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero
kg/cm^2	Kilogramo por centímetro cuadrado
KN	Kilonewton
m	Metros
m^2	Metro cuadrado
m^3	Metro cúbico
μ	Ductilidad
%	Porcentaje
R	Factor de reducción de fuerzas sísmicas
R^2	Coeficiente de correlación
R_Ω	Factor de sobrerresistencia
R_R	Factor de redundancia
R_S	índice de redundancia por resistencia
S	Perfil de suelo
U	Fator de uso
T	Periodo fundamental de la edificación
V_1	Cortante basal cuando se forma la primera rótula plástica
V_D	Cortante basal de diseño
V_e	Fuerza elástica máxima
V_U	Cortante basal último
V_y	Fuerza inelástica máxima
Z	Factor de zona sísmica (Norma E.030)

Anexos

Anexo A: Planos de las edificaciones

Technical drawing of a reinforced concrete beam (V-102/V-202/V-204) showing dimensions and reinforcement details.

Dimensions:

- Top reinforcement: 1 # 1/2" (ends), 3 # 5/8" (middle)
- Bottom reinforcement: 2 # 3/8"
- Beam height: .35
- Beam length: 4.30
- End reinforcement distance: 1.20

Reinforcement details:

- 3/8" #16.05, 106, 10, .Rto. #.20 c/extremo
- 3 # 5/8"

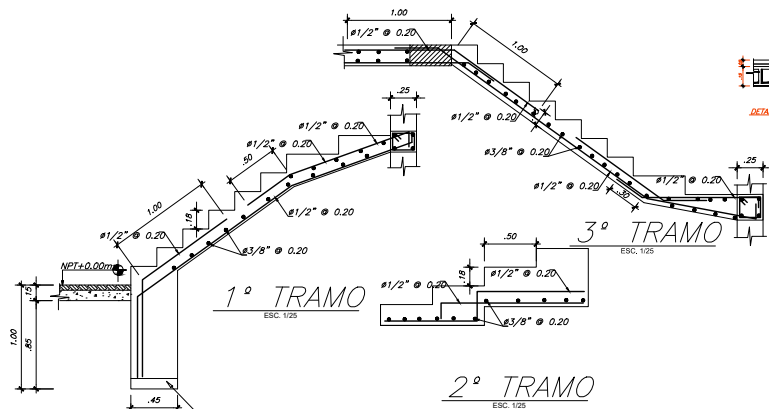
Beam identification: V-102/V-202/V-204, .25X.45

Technical drawing of a reinforced concrete beam cross-section. The beam has a total width of 420 mm and a height of 250 mm. The top reinforcement consists of 10 bars of 1/2 inch diameter, with 3 bars of 5/8 inch diameter at the ends. The bottom reinforcement consists of 3 bars of 5/8 inch diameter. The beam is labeled V-101/V-102/V-104. The drawing includes dimensions for the reinforcement layout, such as 120 mm for the end sections and 35 mm for the top and bottom concrete cover.

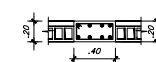
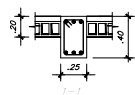
CUADRO DE COLUMNAS

<u>C-01A</u>	<u>C-01</u>	<u>C-02</u>
 4 # 1/2 13/8" x 10.05" x 10.10" Rto. 0.25	 25 10 x 5/8 13/8" x 10.05" x 10.10" Rto. 0.20	 6 # 5/8 13/8" x 10.05" x 10.10" Rto. 0.20
solo primer piso para todos los pisos		

CUADRO DE COLUMNAS
ESC: 1/25



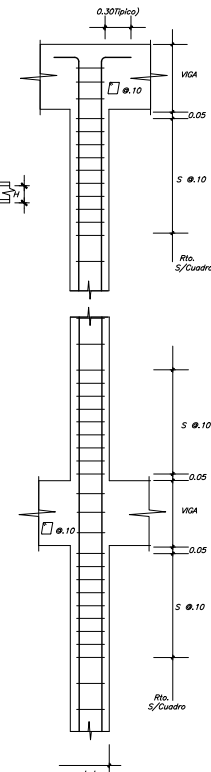
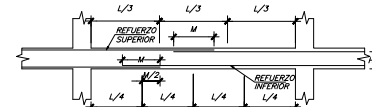
DESARROLLO DE ESCALERA
ESC: 1/25



VARILLAS	REFUERZO INFERIOR $H=CUALQ.$	REFUERZO SUPERIOR $H<=30\text{ m}$	$H>30\text{ m}$
$3/8"$	40	40	55
$1/2"$	50	50	60
$5/8"$	60	60	80
$3/4"$	70	70	90
$1"$	120	120	170

(*) EN CASO DE CORTAR EL 100% DE VARILLAS INCREMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN 30%

EMPALMES EN VIGAS
LOCALIZACION Y LONGITUD



DET. DE UNION VIGA-COLUMNA

NORMA E-050 DE SUELOS Y CIMENTACIONES
RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION.
TIPO DE CIMENTACION : ZAPATAS AISLADAS CON VIGAS DE CONEXION
ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACION : SUELO ARENA LIMOSA
PARAMETROS DE DISEÑO
PROFUNDIDAD DE CIMENTACION :INDICADA, MIN. 1.80m. DEBAJO DEL NPT

FACTOR DE SEGURIDAD : 3
ASENTAMIENTO : DESPRECIABLE
AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACION : DESPRECIABLE,
USAR CEMENTO 7000

RECUBRIMIENTOS:

Columnas	4.0 cm.
Vigas peraltadas	4.0 cm.
Vigas chatas	2.0 cm.
Muros	2.0 cm.
Escaleras	2.0 cm.
Losas	2.0 cm.
Vigas de Cimentacion	7.5 cm.
Zapatas	10 cm.

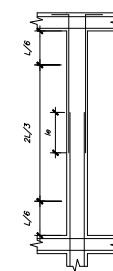
ϕ	R	d
1/4"	0.02	0.08
3/8"	0.03	0.10

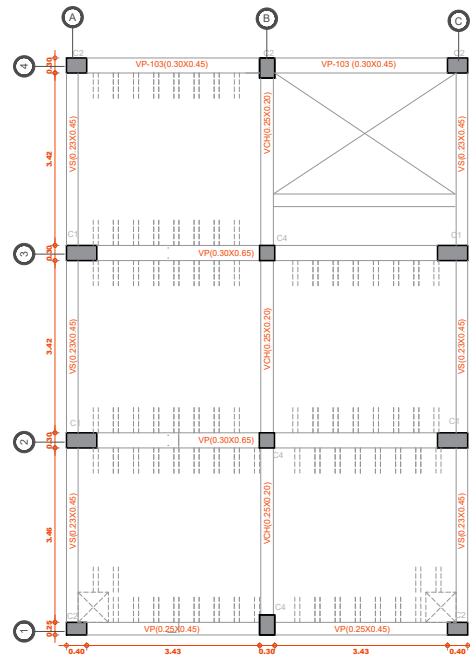
VALORES DE l_0 PARA 50% O MENOS DE VARILLAS CORTADAS (*)	
ϕ	l_0 (cm)
3/8"	40
1/2"	45
5/8"	55
3/4"	65
1"	115

(*) EN CASO DE CORTAR EL 100% DE VARILLAS
INCREMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN 30%

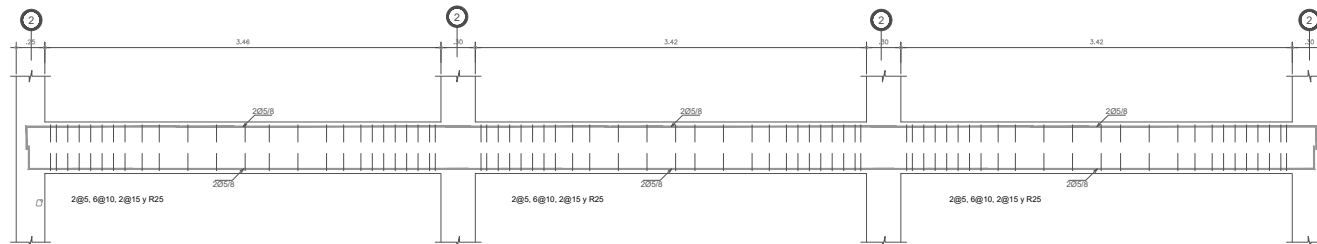
EMPALMES EN COLUMNAS

LOCALIZACION Y LONGITUD





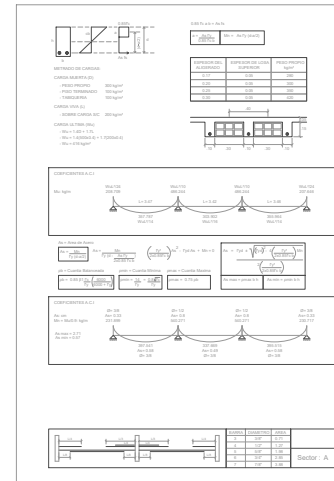
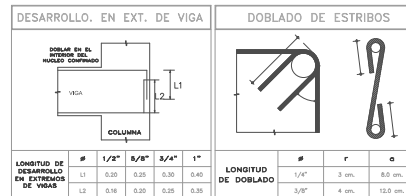
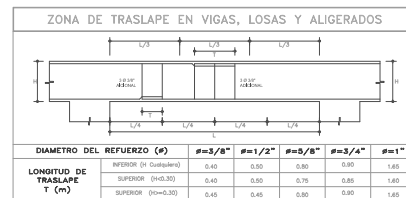
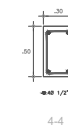
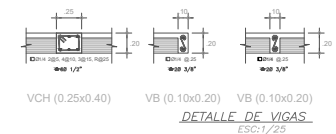
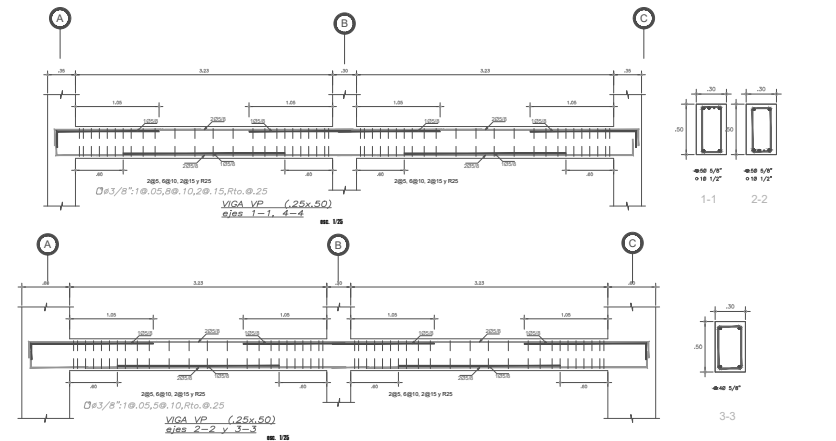
PLANTA TÍPICA
esc. 1/50



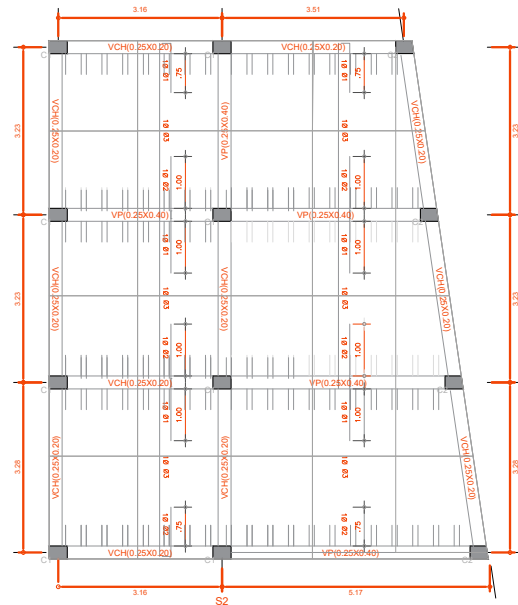
VIGA VS (25x.40) ,ejes A-A, B-B Y C-C
esc. 1/25

CUADRO DE COLUMNAS

TIPOS		C-1	C-2	C-3	C-4
SECCIONES					
ADOSO ☐	1 Piso	■ 0.5/5 0.5/12	■ 0.5/5 0.5/12	■ 0.5/5 0.5/12	■ 0.5/12
	2 Piso	■ 0.5/5 0.5/12	■ 0.5/5 0.5/12	■ 0.5/5 0.5/12	■ 0.5/12
	3 Piso	■ 0.5/5 0.5/12	■ 0.5/5 0.5/12	■ 0.5/5 0.5/12	■ 0.5/12
ESTRIBO ☐	4 Piso	■ 0.5/5 0.5/12	■ 0.5/5 0.5/12	■ 0.5/5 0.5/12	■ 0.5/12

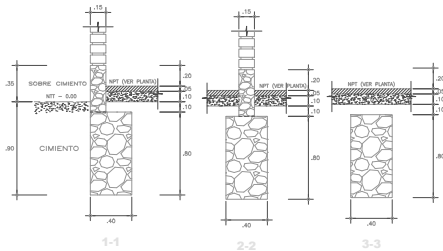
[illegible][illegible]

CUADRO DE COLUMNAS					Exc: 1/25
SECCIONES					
	C-1	C-2	C-3	C-4	
COLUMNAS	0.25 X 0.35	0.25 X 0.35	0.25 X 0.25	0.25 X 0.25	
ACERO	1 Piso	■ 4 Ø 5/8" ■ 4 Ø 1/2" ■ 4 Ø 5/8" ■ 4 Ø 1/2" ■ 4 Ø 1/2"	■ 4 Ø 1/2"	■ 4 Ø 1/2"	
	2 Piso	■ 4 Ø 5/8" ■ 4 Ø 1/2" ■ 4 Ø 5/8" ■ 4 Ø 1/2" ■ 4 Ø 1/2"	■ 4 Ø 1/2"	■ 4 Ø 1/2"	
	3 Piso	■ 4 Ø 5/8" ■ 4 Ø 1/2" ■ 4 Ø 5/8" ■ 4 Ø 1/2" ■ 4 Ø 1/2"	■ 4 Ø 1/2"	■ 4 Ø 1/2"	
	4 Piso	■ 4 Ø 5/8" ■ 4 Ø 1/2" ■ 4 Ø 5/8" ■ 4 Ø 1/2" ■ 4 Ø 1/2"	■ 4 Ø 1/2"	■ 4 Ø 1/2"	
ESTRIBOS	Ø 1/4"				
	Ø 3/8"	2Ø .05, 4Ø .10, Rsto. Ø .20	2Ø .05, 4Ø .10, Rsto. Ø .20	2Ø .05, 4Ø .10, Rsto. Ø .20	2Ø .05, 4Ø .10, Rsto. Ø .20



PLANTA TÍPICA
Exc: 1/50

CUADRO DE ZAPATAS					
TIPO	DIMENSION	H	h	ACERO X	ACERO Y
Z - 1	1.30 x 1.20	1.20	0.60	1/2" @ 0.15	1/2" @ 0.15
Z - 2	1.20 x 1.20	1.20	0.60	1/2" @ 0.15	1/2" @ 0.15
Z - 3	1.00 x 1.00	1.20	0.60	1/2" @ 0.15	1/2" @ 0.15
Z - 4	1.10 x 1.00	1.20	0.60	1/2" @ 0.15	1/2" @ 0.15



CUADRO DE VIGAS				Exc: 1/25
VIGA	V P (25X40)	VIGA CH	V B - 2	
ARMADURA	4Ø 5/8" + 1Ø 1/2"	4Ø 5/8"	2Ø 3/8"	
ESTRIBOS	Ø 3/8" 1Ø .05 5 Ø .10 4 Ø .15 R Ø .20	Ø 3/8" 1Ø .05 5 Ø .10 4 Ø .15 R Ø .20	Ø 3/8" 1Ø .05 10 Ø .10 R Ø .20	
ANOTACIONES	VIGAS ESTRUCTURALES Ver Cálculo Estructural	VIGAS CHATA Ver Cálculo Estructural	VIGAS DE BORDE	

TRASLAPES EMPALMES Y ESTRIBOS

CONCRETO SIMPLE
En cimientos corridos C:H = 1:10
con 30% de piedra grande (8" máx.)
En sobrecimientos C:H = 1:8
con 25% de piedra mediana (4" máx.)

CONCRETO ARMADO
 $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

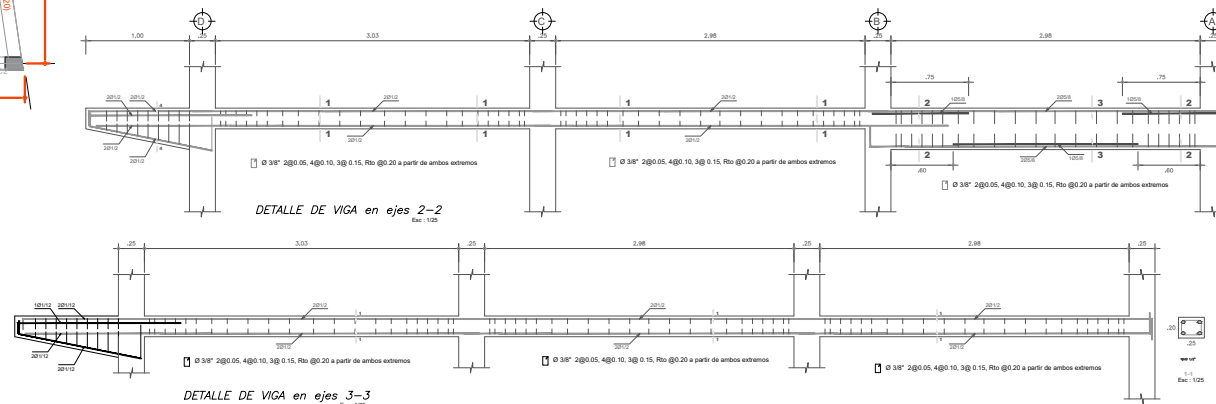
ACERO DE REFUERZO
 $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

RECUBRIMIENTOS LIBRES (r)
2 cms. en losas y vigas chatas
4 cms. en vigas peraltadas
3 cms. en columnas
7.5 cms. en zapatas
 $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

EMPALMES Y DOBLECES

Ø	X	Y	Z
1/4"	.30	.30	.10
3/8"	.40	.40	.12
1/2"	.50	.50	.15
5/8"	.70	.60	—
3/4"	.90	.90	—

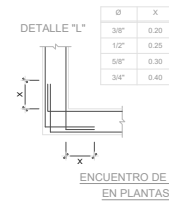
ALBANILERÍA DE LADRILLO
Los ladrillos serán de la zona de dimensiones mínimas de 9x11x22, se asentarán con mortero cemento-arena 1:4 con juntas de 1.5 cms., verticales y horizontales.



DETALLE DE VIGA en ejes 3-3
Exc: 1/25

Ø	L	R _{est}
1/4"	10cm	2.0cm
3/8"	12cm	2.5cm
1/2"	15cm	3.0cm

DETALLES DE ESTRIBOS



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CONCRETO CICLOPEO
CIMENTOS CORRIDOS : CONCRETO CICLOPEO 1:10
(CEMENTO-HORMIGÓN MÁS 30% PG Ø 1" máx.)
SOBRECIMENTOS : CONCRETO CICLOPEO 1:8
(CEMENTO-HORMIGÓN MÁS 25% PG Ø 1" máx.)

CONCRETO ARMADO
CONCRETO : $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
ACERO REFUERZO : $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

RECUBRIMIENTOS
VIGAS PERALTADAS Y COLUMNAS : 4 Cm
VIGAS CHATAS : 2.5 Cm
ESCALERAS Y ALEROS : 2.0 Cm
ZAPATAS : 7 Cm

LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJE Y TRASLAPES DE ARMADURAS

Ø	ANCLAJE	TRASLAPES ESTRIBOS (S)
1/4"	0.45	0.55
3/8"	0.45	0.55
1/2"	0.50	0.60
5/8"	0.60	0.75
3/4"	0.70	0.85

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN :
REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIONES
NORMAS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE
NORMAS TÉCNICAS DE EDIFICACIONES DEL E-005, E-050, E-060, E-070

OBSERVACIONES :
LOS MUROS PORTANTES SERÁN DE LADRILLO
TIPO IV, DE 18 HECOS, CON PORCENTAJE DE VACÍOS = 25%
LOS MUROS NO PORTANTES SE LEVANTARÁN A SU ALTURA TOTAL DESPUÉS DEL DESENCOFRADO DEL TECHO, CON LADRILLO PANDERETA.

CARACTERÍSTICAS DE LA ALBANILERÍA CONFINADA :
UNIDAD (LADRILLO TIPO IV) : $f_m = 45 \text{ kg/cm}^2$
ESPESOR MÍNIMO : $e \text{ mín.} = 0.15 \text{ m, } 0.24 \text{ m}$
% MÁXIMO DE VACÍOS : 25 %
MORTERO M-10 : 1:1.4 (CEMENTO- CAL NORMALIZADA- ARENA)
ESPESOR DE JUNTAS DE MORTERO : $e \text{ mín.} = 0.9 \text{ cm}$
 $e \text{ máx.} = 1.5 \text{ cm}$
Si tiene Alveolos estos no excederán el 25% del Volumen

NOTA : CIMENTACIÓN :
1). TODAS LAS ZAPATAS TIENEN H = 0.60, CONCRETO $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
2). EL NIVEL DE CIMENTACIÓN SERÁ +1.15, SALVO ESTE INDICADO EN PLANTA.
3). PARA EL TRAZO DE CIMENTACIÓN VER LOS PLANOS DE ARQUITECTURA.

DESENCOFRADO

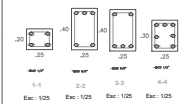
Columnas 24 horas mínimo.

Fondo de vigas y losa alig 20 días mínimo

Lateral de vigas y losas 24 horas mínimo

Armaduras no deben soldarse.

Zapatas Zc y cimiento corrido (c/c) Monolíticamente.



PROYECTO
VIVIENDA UNIFAMILIAR

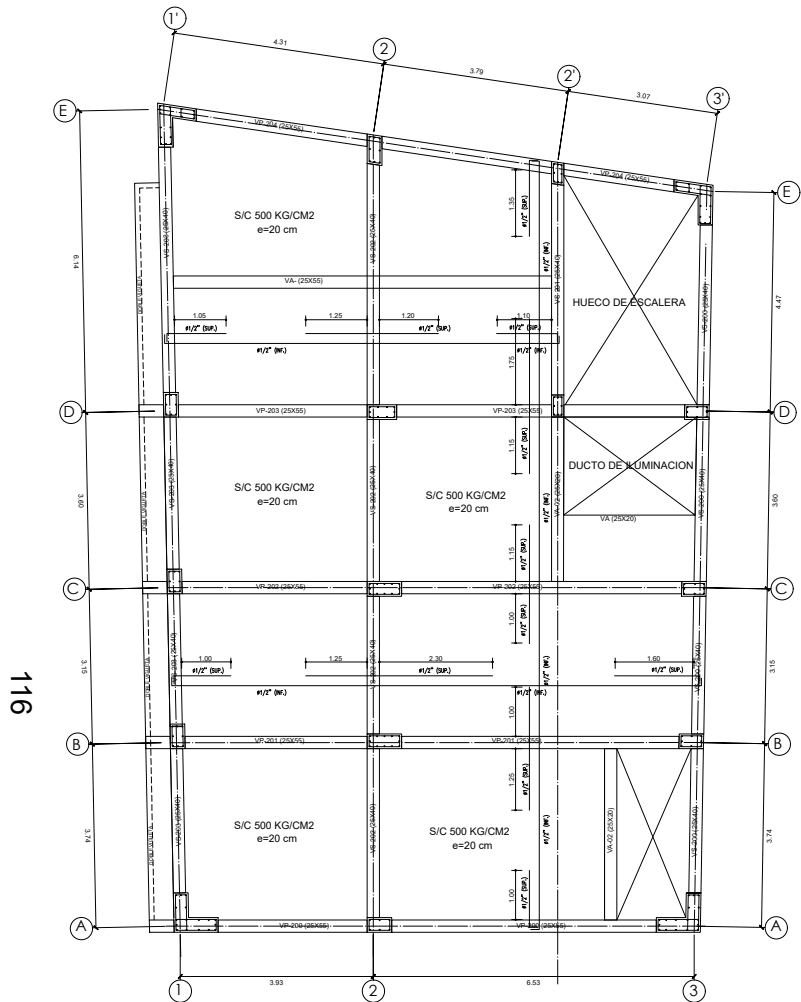
PROYECTISTA
REYNALDA ARANGO SALVATERRA

FECHA
E-01

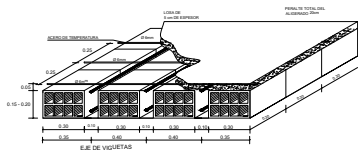
ESTRUCTURAS
CIMENTACIÓN

FECHA
SEPTIEMBRE 2019

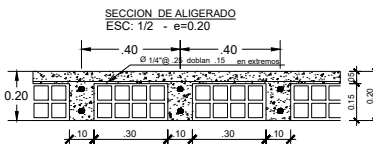
PROYECTO
E-01



PLANTA TÍPICA
VIVIENDA MULTIFAMILIAR
Esc. 1/50

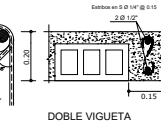


DETALLE TECHO ALIGERADO
ESCALA: 1/50



VALORES DE m			
REFUERZO SUPERIOR	REFUERZO INFERIOR	Ø	
11 30	11 30	0.40	3/8"
0.40	0.40	0.40	3/8"
0.50	0.40	0.40	1/2"
0.50	0.40	0.50	3/4"
0.50	0.50	0.50	3/4"

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS

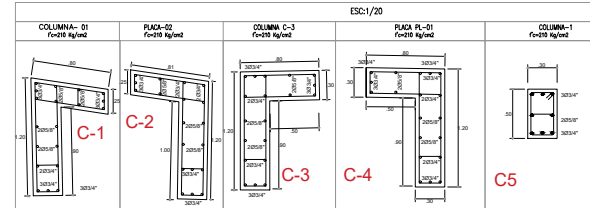
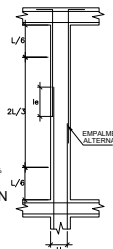


VALORES DE h PARA 50% O MENOS DE VARRILLAS CORTADAS (*)			
h	h<30 m	h=30	h=30
3/8"	40	60	60
1/2"	55	75	75
3/4"	70	95	95
1"	80	115	115
1 1/4"	120	150	150

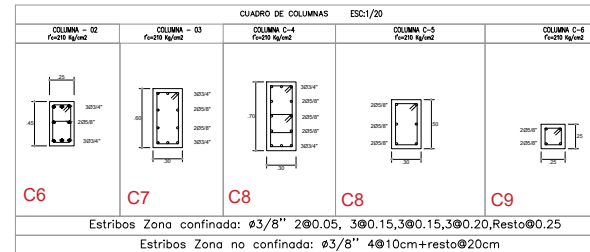
(*) EN CASO DE CORTAR EL 100% DE VARRILLAS INCREMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN 70%

DETALLE DE EMPALMES EN COLUMNAS

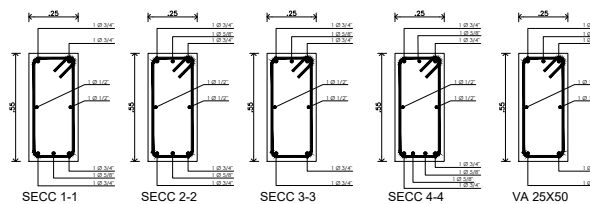
NOTA:
a) NO EMPALMAR MAS DE 50% DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
b) EN CASO DE NO EMPALMAR EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70% Y/O CONSULTAR CON EL PROYECTISTA.
c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CANTAS, EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS, SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25cm PARA Ø3/8" Y DE 35cm PARA Ø DE 1/2" A 1.000".



Estridos Zona confinada: $\phi 3/8"$ 2@0.05, 3@0.15, 3@0.15, 3@0.20, Resto@0.25
Estridos Zona no confinada: $\phi 3/8"$ 4@10cm+resto@20cm



Estridos Zona confinada: $\phi 3/8"$ 2@0.05, 3@0.15, 3@0.15, 3@0.20, Resto@0.25
Estridos Zona no confinada: $\phi 3/8"$ 4@10cm+resto@20cm



MARCOS FLORES GALINDO
INGENIERO
CIP - 125151

E

Proyecto:

**VIVIENDA
MULTIFAMILIAR**

Propietario:

RONCHANIT PIZARRO FERNANDEZ

Firma.

Proyectista:

ING. MARCOS FLORES GALINDO

Firma.

Especialidad:

ESTRUCTURAS

ALIGERADO SOTANO 1Y2

Ubicacion:

Region : Ayacucho
Provincia : Huamanga
Distrito : Ayacucho
Sector : Sector Piscocambo MLZ.L1-1A

Manzana :

Lote :

Calle :

Numero de proyecto : PM-2022-AYAC-03

Fecha : MARZO - 2023

Dibujado por :

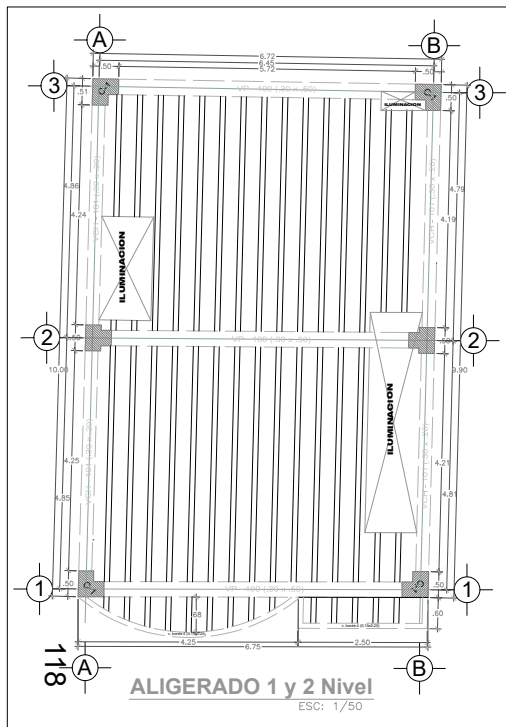
TFG

Comprobado por :

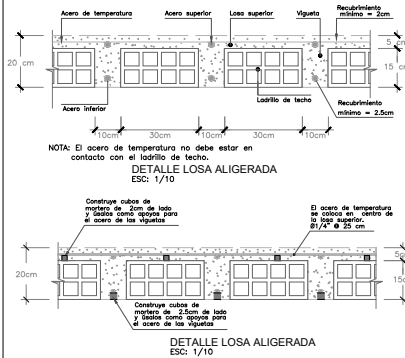
Ing. MFG

E-03

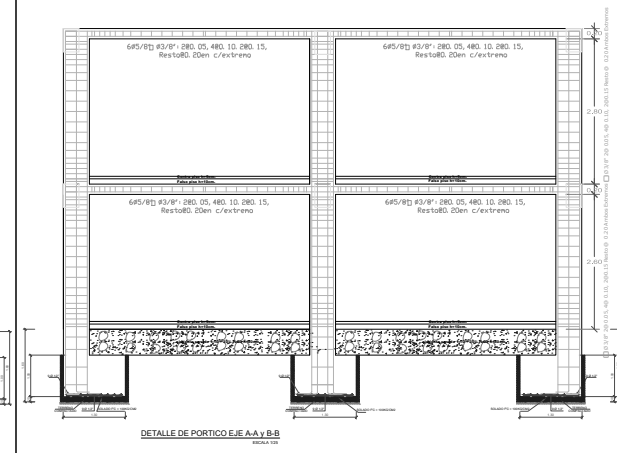
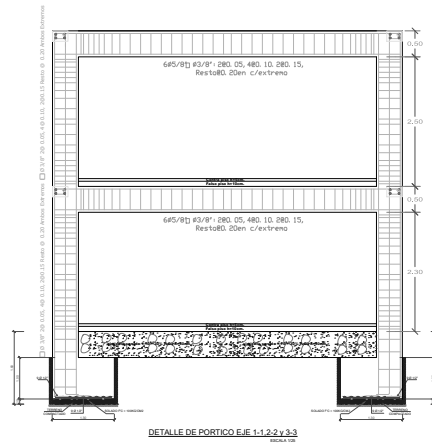
Escala : 1/50



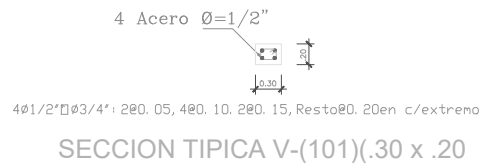
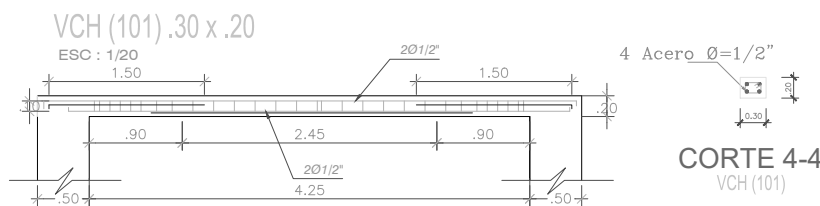
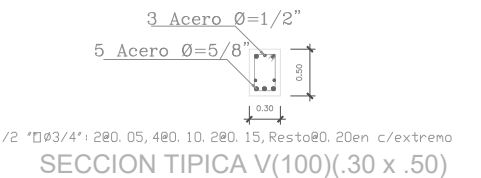
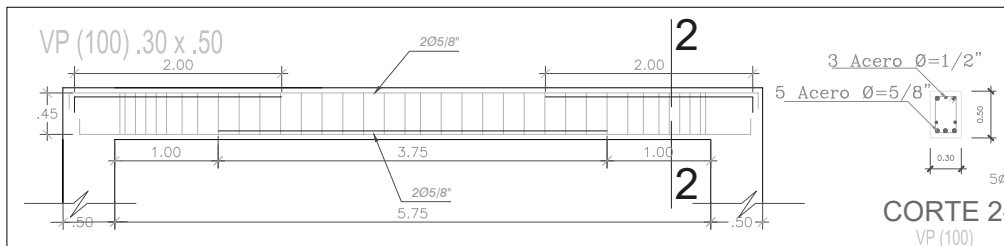
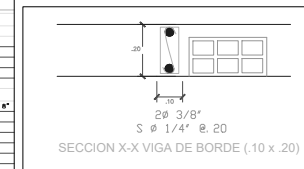
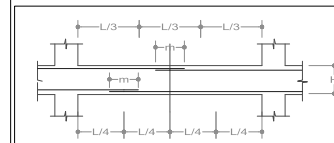
DETALLE LOSA ALIGERADA T=20CM EN AMBIENTES



CUADRO DE COLUMNAS		
DIAGRAMA	VARILLAS	TIPO
	8 Ø 5/8"	C-1
	10 Ø 5/8"	C-2
	4 Ø 5/8"	C-3



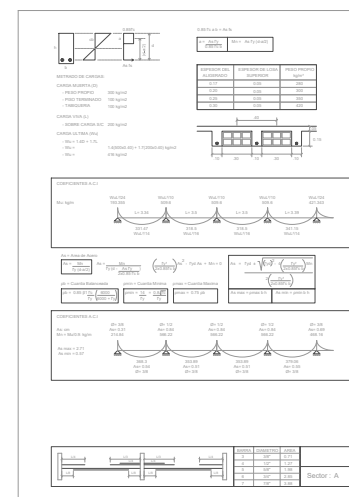
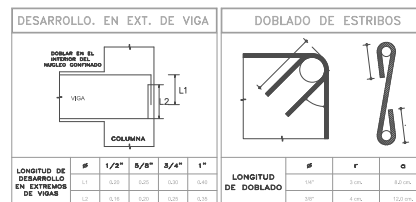
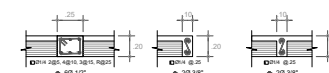
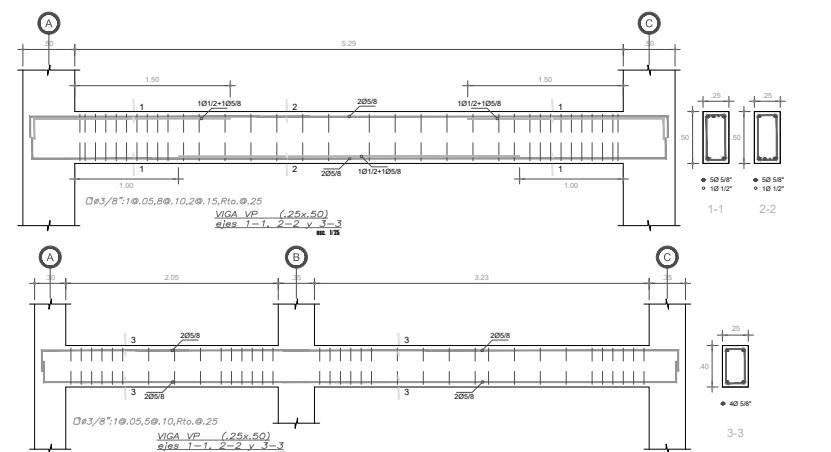
ESPECIFICACIONES TECNICAS	
SOLICITUDS	RECURSIVOS
ALIGERADO 1ª PLANTA : 200 kg/m ²	COLUMNAS = 2.5 cm
ALIGERADO 2ª PLANTA : 200 kg/m ²	VIGAS PERALTADAS = 2.5 cm
ALIGERADO AZOTEA : 150 kg/m ²	VIGAS CHATAS = 2.5 cm
ESCALERA : 300 kg/m ²	ALIGERADOS = 2.0 cm
	LOSAS ESCALERA = 2.0 cm
ESFUERZOS	CONCRETO SIMPLE
CONCRETO ARMADO f _c = 210 kg/cm ²	SUB CEMENTO 1-12-30% P.S. MAX. 4"
COLUMNAS, VIGAS, ESCALERAS Y LOSAS	CEMENTO- HORMIGON 1 : 10 + 30% DE
CONCRETO SIMPLE f _c = 140 kg/cm ²	PIEDRA GRANDE MAX. 4"
ACERO f _y = 4200 kg/cm ²	SOLICITUDS
ALBAÑILERIA m = 30 kg/cm ²	CEMENTO- HORMIGON 1 : 8 + 25% DE
TERRENO R _i = 2.0 kg/cm ²	PIEDRA MEDIANA MAX. 4"
	FALSO PISO 1-12, ESPESOR 4"



DETALLE DE LAS VIGAS

ESC: 1/50

CUADRO DE GANCHOS STANDARD EN VARILLAS DE FIERRO CORRUGADAS	
	NOTA: EL ACERO DE REFUERZO UTILIZADO EN FORMA LONGITUDINAL, EN VIGAS Y LOSA DE CIMENTACION, COLUMNA Y VIGAS, DEBERAN TERMINAR EN GANCHOS STANDARD, LOS CUALES SE ALOJARAN EN EL CONCRETO CON LAS DIMENSIONES ESPECIFICADAS EN EL CUADRO MOSTRADO.
Ø	G(cm)
1/4"	15
3/8"	20
1/2"	25
5/8"	35
3/4"	45

[illegible][illegible][illegible]

VCH (0.25x0.20) VB (0.10x0.20) VB (0.10x0.20)

DETALLE DE VIGAS

ESC:1/25

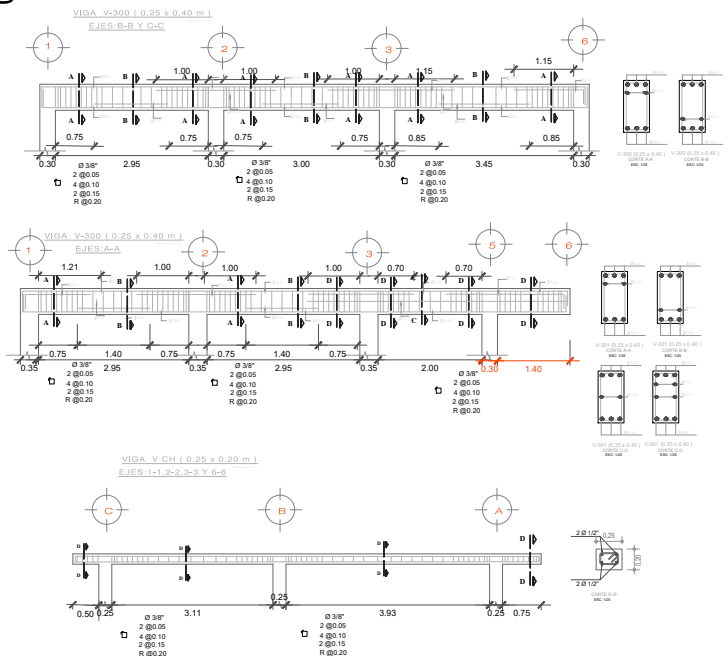


F 03

E-02

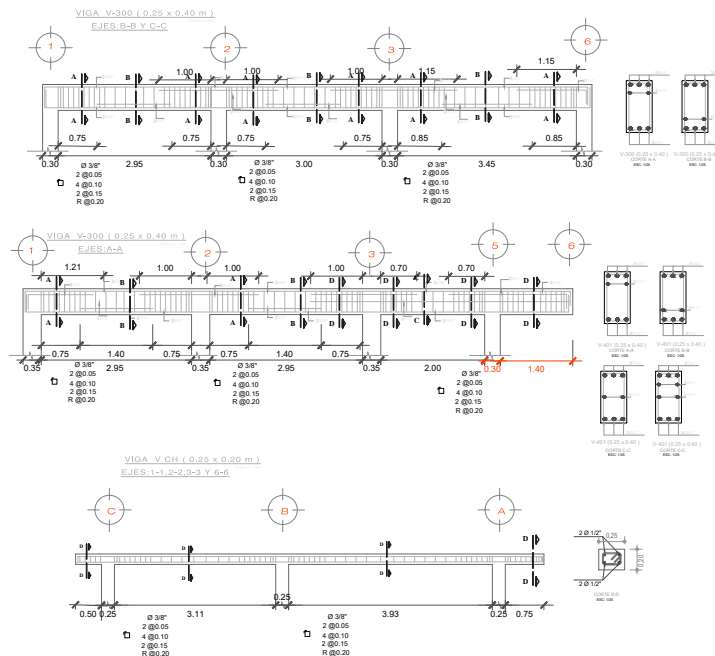
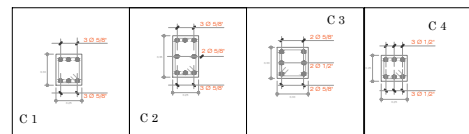
PROY: VIVIENDA UNIFAMILIAR

ESCALA 1/50



CUADRO DE VIGAS					
VIGA	V - 100, 101, 102, 103 V - 200, 201, 202, 203	V - 300, 301 V - 400, 401	V CH	VB - 1	VB - 2
ARMADURA	60 5/8" x 20 1/2"	60 5/8"	40 1/2"	40 3/8"	20 3/8"
					
a x b	(0.30 X 0.50)	(0.25 X 0.20)	(0.25 X 0.20)	(0.15 X 0.20)	(0.10 X 0.20)
ESTRIBOS	2 Ø 10/5 4 Ø 10/15 2 Ø 10/15 R Ø 20/20	2 Ø 10/5 4 Ø 10/15 2 Ø 10/15 R Ø 20/20	2 Ø 10/5 5 Ø 10/15 R Ø 20/20	2 Ø 10/5 5 Ø 10/15 R Ø 20/20	2 Ø 10/5 7 Ø 10/15 R Ø 20/20
ANOTACIONES	VIGAS ESTRUCTURALES Ver Detalle Estructural	VIGAS ESTRUCTURALES Ver Detalle Estructural	VIGAS SECUNDARIAS Ver Detalle Estructural	VIGAS DE BORDE	VIGAS DE BORDE

CUADRO DE COLUMNAS



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS		
CONCRETO	APARTE ALUMINADO, VENTAS COMBINADAS MURIO DE CORTES, VIGAS, LONAS ALTERNATIVAS (SEGUN DISEÑO) DEFERENTE (SEGUN DISEÑO) TRABAJO BIENIDO	h = 210 mm h = 150 mm
	COLUMBANA Y VIGAS DE TRABAJOS	h = 150 mm
CONCRETO CICLOPEO	FALSA DAPATA ESCALA DE DAPATA CUBIERTO CORRIDO ESCAMBIO	1 : 10 : 200 PM 2^{da} mm 1 : 10 : 200 PM 2^{da} mm 400 cms 1 : 10 : 100 PM 2^{da} mm PM = 100 x 100 PM 2^{da} mm
	R = 4000 kg/cm²	PM = 100 x 100 PM 2^{da} mm
ACERO	BARBILLA VACADO BORO TERMA BARBILLA VACADO BORO TERMA	7.5 cm 4.0 cm
RECOMENDACIONES	MURIO DE CONTENCION EN MURIO DE CORTES EN CONTACTO CON EL SUELO MURIO DE CONTENCION EN MURIO DE CORTES PROTEGIDO POR REVESTIMIENTO COLUMBANA VIGAS PERALTEAS ALUMINADO LONAS MARIAS, TENDIDO ELEVADO	2.5 cm 2.0 cm 6.0 cm 6.0 cm 2.0 cm
	Ø 30" x 10 cm Ø 10" x 4 cm	Ø 30" x 10 cm Ø 30" x 10 cm
	ADICION = 600 kg/cm²	ADICION = 600 kg/cm²
	VIVIANA = 250 kg/cm²	ESQUELERA = 200 kg/cm²
SOBRECARGAS	SE REALIZAN CON LÁBRILLOS A 1/2 DE ANCHURA DE LA LONAZA (SEGUN DISEÑO)	
ALBAÑILERIA	PROCESO CONSTRUCTIVO LOS MURIO DE ALBAÑILERIA DE CONSTRUCCION SEGUN LOS DETALLES RESGADO EN LA ALBAÑILERIA CORRESPONDIENTES SE CONVIERTEN ENTRE DE VIGAS LOS TENDIDOS VIGAS Y COLUMBANA	
	MORTERO 1:5:10 ESPESOR DE JUNTAS = 1 cm (según diseño)	
Capacidad Portante del Terreno = 2.50 kg/cm²		

LONGITUD DE TRASLAPE

Ø	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
L	5.40	6.50	6.80	6.70	1.00

EMPALME DE COLUMNAS

LONGITUD DE EMPALME

Ø	1/2"	5/8"	3/4"	1"
L	5.50	6.00	6.70	1.00

DOBLADO DE ESTRIOS

LONGITUD DE DOBLADO

Ø	1/2"	5/8"	3/4"	1"
L	5.4"	6 cms.	6 cms.	6 cms.
	20"	2 cms.	19 cms.	

DESARROLLO EN EXT. DE VIGA

DOBLADO EN EL EXTREMO DEL VIGAS

LONGITUD DE DESARROLLO EN EXT. DE VIGAS

Ø	1/2"	5/8"	3/4"	1"
L	9.50	6.70	6.80	1.10
	12	6.50	6.50	1.00

NOTA:

- Se recomienda tener cuidado de controlar en lo posible cualquier infiltración de aguas que altere el equilibrio potencial del suelo.

PROPIETARIO:		ODILON, HUAMAN CARDENAS ANA MARIA, TAIFE LLANTO	
PLAZA:		ESTRUCTURAS	
PRECIO:		G.P. BARRIO PILACUCHO, Mz = "H" Lote "4"	DIRECCION: 68417308 00000000
UBICACION:		DISTRITO : AYACUCHO PROVINCIA : HUAMANGA REGION : AYACUCHO	FECHA: FEBRERO 2019 EMBALAJE: INDICADA N° DE PLAZA: E-1

Anexo B: Código de programación para cálculo del factor R

```

# -*- coding: utf-8 -*-
"""
Created on Sun Jan 11 17:47:18 2026

@author: jhonc
"""

import openseespy.opensees as ops
import numpy as np          # Biblioteca para crear vectores y matrices y contiene funciones
import matplotlib.pyplot as plt # Biblioteca para la generación de gráficos.
import opsv as opsv         # Opsvis es un módulo de postprocesamiento y visualización para
import pandas as pd         # Librería de Python especializada en la manipulación y el análisis
# Se utiliza wipe para eliminar todos los objetos construidos del modelo.
# Este comando nos permite comenzar de nuevo sin necesidad de salir y reiniciar.
from scipy import optimize

#####
# 1. Unidades base
m = 1
kg = 1
s = 1

# 1.1. Otras unidades
cm = 0.01*m
N = kg*m/s**2
kgf = 9.80665*N
tonf = 1000*kgf
Pa = N/m**2
MPa = 1000*Pa

# 1.2. Constantes físicas
g = 9.80665*m/s**2

# 1.3. Densidad del concreto
dc = 2400*kg/m**3

# 2. Definición de las propiedades de los materiales

# 2.1. Propiedades del concreto

# 2.1.1. Resistencia del concreto en kg/cm²
fc = 210*kg/cm**2

# 2.1.2. Módulo de elasticidad en kg/cm²
E = 151*fc**0.5*kgf/cm**2

# 2.1.3. Módulo de corte en kg/cm²
G = 0.5*E/(1+0.2)

ops.wipe()

# Definimos modelo básico 3D con 6 grados de libertad
ops.model('basic', '-ndm', 3, '-ndf', 6)

# 2.1.4. Propiedades del concreto no confinado
eps0 = 2*fc/E          # Deformación unitaria de compresión máxima
fpcu = 0.2*fc          # Resistencia post-pico
epsU = 0.006           # Deformación unitaria última
lambdaC = 0.5          # Parámetro de ablandamiento (pendiente en rama descendente)
ft = 2*np.sqrt(fc)     # Resistencia a tracción del concreto
Ets = 0.1*(2*fc)/eps0  # Pendiente de tracción

```

```

# 2.1.6. Definición del concreto no confinado
ops.uniaxialMaterial('Concrete02',1,-fc,-epsc0,-fpcu,-epsU,lambdaC,ft,Ets)

# 2.1.7. Propiedades del concreto confinado
k = 1.54 # Factor de confinamiento
fpcc = k*fc # Resistencia a compresión confinada
epscc0 = 2*fpcc/E # Deformación unitaria de compresión máxima
fpccu = 0.2*fpcc # Resistencia post-pico
epsU = 0.006 # Deformación unitaria última

# 2.1.8. Definición del concreto confinado
ops.uniaxialMaterial('Concrete02',2,-fpcc,-epscc0,-fpccu,-epsU,lambdaC,ft,Ets)

# 2.2. Propiedades del acero de refuerzo

# 2.2.1. Esfuerzo de fluencia en kg/cm²
Fy = 4200*kg/cm**2

# 2.2.2. Módulo de elasticidad en kg/cm²
E0 = 2.1e6*kg/cm**2

# 2.2.3. Coeficiente de endurecimiento por deformación
b = 0.02

# 2.2.4. Definición del acero de refuerzo
ops.uniaxialMaterial('Steel01',3,Fy,E0,b)

# Mostrar las propiedades definidas
print(f"Resistencia del concreto (fc): {fc} kg/cm²")
print(f"Módulo de elasticidad (E): {E} kg/cm²")
print(f"Módulo de corte (G): {G} kg/cm²")

col1 = 1

# Dimensiones C-1 (ROTADAS 90°: ahora b es la altura y h es el ancho)
b_C1 = 0.50 * m # Era ancho, ahora es altura (50 cm)
h_C1 = 0.25 * m # Era alto, ahora es ancho (25 cm)

# Propiedades geométricas C-1
Ac_C1 = b_C1 * h_C1
Iz_C1 = b_C1 * h_C1**3 / 12
Iy_C1 = h_C1 * b_C1**3 / 12

# Torsión C-1
aa_C1, bb_C1 = max(b_C1, h_C1), min(b_C1, h_C1)
beta_C1 = 1/3 - 0.21 * bb_C1/aa_C1 * (1 - (bb_C1/aa_C1)**4/12)
Jxx_C1 = beta_C1 * bb_C1**3 * aa_C1

# Recubrimiento C-1
cc_C1 = 0.04 * m # 4 cm

# Refuerzo C-1
As_5_8 = 1.98 * cm**2 # Área de barra 5/8"

# Coordenadas del centro C-1 (ROTADAS)
y_C1 = b_C1 / 2 # Ahora y usa b (altura)
x_C1 = h_C1 / 2 # Ahora x usa h (ancho)

# Crear sección C-1
ops.section('Fiber', col1, '-GJ', Jxx_C1)

```

```

# Núcleo confinado C-1
ops.patch('rect', 2, 20, 10,
          -y_C1+cc_C1, -x_C1+cc_C1,
          y_C1-cc_C1, x_C1-cc_C1)

# Recubrimiento C-1 - lados verticales
ops.patch('rect', 1, 20, 1, -y_C1, -x_C1, y_C1, -x_C1+cc_C1) # Izquierdo
ops.patch('rect', 1, 20, 1, -y_C1, x_C1-cc_C1, y_C1, x_C1)    # Derecho

# Recubrimiento C-1 - lados horizontales
ops.patch('rect', 1, 2, 1, y_C1-cc_C1, -x_C1+cc_C1, y_C1, x_C1-cc_C1) # Superior
ops.patch('rect', 1, 2, 1, -y_C1, -x_C1+cc_C1, -y_C1+cc_C1, x_C1-cc_C1) # Inferior

# Refuerzo longitudinal C-1
# Capa superior: 4 barras Ø5/8" (distribuidas en 50 cm vertical)
ops.layer('straight', 3, 4, As_5_8,
          y_C1-cc_C1, -x_C1+cc_C1,
          y_C1-cc_C1, x_C1-cc_C1)

# Capas intermedias laterales: 2 barras en cada lado
ops.layer('straight', 3, 2, As_5_8,
          0, -x_C1+cc_C1,
          0, -x_C1+cc_C1) # Lado izquierdo (2 barras en el medio)

ops.layer('straight', 3, 2, As_5_8,
          0, x_C1-cc_C1,
          0, x_C1-cc_C1) # Lado derecho (2 barras en el medio)

# Capa inferior: 4 barras Ø5/8"
ops.layer('straight', 3, 4, As_5_8,
          -y_C1+cc_C1, -x_C1+cc_C1,
          -y_C1+cc_C1, x_C1-cc_C1)

# Visualización C-1
seccion_C1 = [
    ['section', 'Fiber', col1, '-GJ', Jxx_C1],
    ['patch', 'rect', 2, 20, 10, -y_C1+cc_C1, -x_C1+cc_C1, y_C1-cc_C1, x_C1-cc_C1],
    ['patch', 'rect', 1, 20, 1, -y_C1, -x_C1, y_C1, -x_C1+cc_C1],
    ['patch', 'rect', 1, 20, 1, -y_C1, x_C1-cc_C1, y_C1, x_C1],
    ['patch', 'rect', 1, 2, 1, y_C1-cc_C1, -x_C1+cc_C1, y_C1, x_C1-cc_C1],
    ['patch', 'rect', 1, 2, 1, -y_C1, -x_C1+cc_C1, -y_C1+cc_C1, x_C1-cc_C1],
    ['layer', 'straight', 3, 4, As_5_8, y_C1-cc_C1, -x_C1+cc_C1, y_C1-cc_C1, x_C1-cc_C1],
    ['layer', 'straight', 3, 2, As_5_8, 0, -x_C1+cc_C1, 0, -x_C1+cc_C1],
    ['layer', 'straight', 3, 2, As_5_8, 0, x_C1-cc_C1, 0, x_C1-cc_C1],
    ['layer', 'straight', 3, 4, As_5_8, -y_C1+cc_C1, -x_C1+cc_C1, -y_C1+cc_C1, x_C1-cc_C1]
]

matcolor = ['green', 'lightgrey', 'red']
plt.figure(figsize=(8, 10))
opsv.plot_fiber_section(seccion_C1, matcolor=matcolor)
plt.axis('equal')
plt.title('Columna C1: 0.50m x 0.25m (ROTADA 90°) - 4Ø5/8" superior + 2Ø5/8" laterales + 4Ø5/8"')
plt.grid(True, alpha=0.3)
plt.show()

# ===== COLUMNA C-2 =====
col2 = 2

# Dimensiones C-2 (ROTADAS 90°: ahora b es la altura y h es el ancho)

```



```

b_C2 = 0.35 * m # Era ancho, ahora es altura (35 cm)
h_C2 = 0.25 * m # Era alto, ahora es ancho (25 cm)

# Propiedades geométricas C-2
Ac_C2 = b_C2 * h_C2
Iz_C2 = b_C2 * h_C2**3 / 12
Iy_C2 = h_C2 * b_C2**3 / 12

# Torsión C-2
aa_C2, bb_C2 = max(b_C2, h_C2), min(b_C2, h_C2)
beta_C2 = 1/3 - 0.21 * bb_C2/aa_C2 * (1 - (bb_C2/aa_C2)**4/12)
Jxx_C2 = beta_C2 * bb_C2**3 * aa_C2

# Recubrimiento C-2
cc_C2 = 0.04 * m # 4 cm

# Coordenadas del centro C-2 (ROTADAS)
y_C2 = b_C2 / 2 # Ahora y usa b (altura)
x_C2 = h_C2 / 2 # Ahora x usa h (ancho)

# Crear sección C-2
ops.section('Fiber', col2, '-GJ', Jxx_C2)

# Núcleo confinado C-2
ops.patch('rect', 2, 14, 10,
          -y_C2+cc_C2, -x_C2+cc_C2,
          y_C2-cc_C2, x_C2-cc_C2)

# Recubrimiento C-2 - lados verticales
ops.patch('rect', 1, 14, 1, -y_C2, -x_C2, y_C2, -x_C2+cc_C2) # Izquierdo
ops.patch('rect', 1, 14, 1, -y_C2, x_C2-cc_C2, y_C2, x_C2) # Derecho

# Recubrimiento C-2 - lados horizontales
ops.patch('rect', 1, 2, 1, y_C2-cc_C2, -x_C2+cc_C2, y_C2, x_C2-cc_C2) # Superior
ops.patch('rect', 1, 2, 1, -y_C2, -x_C2+cc_C2, -y_C2+cc_C2, x_C2-cc_C2) # Inferior

# Refuerzo longitudinal C-2
# Capa superior: 3 barras Ø5/8"
ops.layer('straight', 3, 3, As_5_8,
          y_C2-cc_C2, -x_C2+cc_C2,
          y_C2-cc_C2, x_C2-cc_C2)

# Capas intermedias laterales: 1 barra en cada lado (comentadas en original)
#ops.layer('straight', 3, 1, As_5_8, 0, -x_C2+cc_C2, 0, -x_C2+cc_C2)
#ops.layer('straight', 3, 1, As_5_8, 0, x_C2-cc_C2, 0, x_C2-cc_C2)

# Capa inferior: 3 barras Ø5/8"
ops.layer('straight', 3, 3, As_5_8,
          -y_C2+cc_C2, -x_C2+cc_C2,
          -y_C2+cc_C2, x_C2-cc_C2)

# Visualización C-2
seccion_C2 = [
    ['section', 'Fiber', col2, '-GJ', Jxx_C2],
    ['patch', 'rect', 2, 14, 10, -y_C2+cc_C2, -x_C2+cc_C2, y_C2-cc_C2, x_C2-cc_C2],
    ['patch', 'rect', 1, 14, 1, -y_C2, -x_C2, y_C2, -x_C2+cc_C2],
    ['patch', 'rect', 1, 14, 1, -y_C2, x_C2-cc_C2, y_C2, x_C2],
    ['patch', 'rect', 1, 2, 1, y_C2-cc_C2, -x_C2+cc_C2, y_C2, x_C2-cc_C2],
    ['patch', 'rect', 1, 2, 1, -y_C2, -x_C2+cc_C2, -y_C2+cc_C2, x_C2-cc_C2],
    ['layer', 'straight', 3, 3, As_5_8, y_C2-cc_C2, -x_C2+cc_C2, y_C2-cc_C2, x_C2-cc_C2],
    # ['layer', 'straight', 3, 1, As_5_8, 0, -x_C2+cc_C2, 0, -x_C2+cc_C2],

```

```

#      ['layer', 'straight', 3, 1, As_5_8, 0, x_C2-cc_C2, 0, x_C2-cc_C2],
#      ['layer', 'straight', 3, 3, As_5_8, -y_C2+cc_C2, -x_C2+cc_C2, -y_C2+cc_C2, x_C2-cc_C2]
# ]

matcolor = ['green', 'lightgrey', 'red']
plt.figure(figsize=(8, 10))
opsv.plot_fiber_section(seccion_C2, matcolor=matcolor)
plt.axis('equal')
plt.title('Columna C2: 0.35m x 0.25m (ROTADA 90°) - 3Ø5/8" superior + 3Ø5/8" inferior')
plt.grid(True, alpha=0.3)
plt.show()

vig1 = 3

# Dimensiones de la sección
b_col = 0.25*m # Ancho (30 cm)
h_col = 0.40*m # Alto (80 cm)

# Parámetros adicionales de la sección
Ac_col = b_col * h_col
Iz_col = b_col * h_col**3 / 12
Iy_col = h_col * b_col**3 / 12
aa_col, bb_col = max(b_col, h_col), min(b_col, h_col)
beta_col = 1/3 - 0.21*bb_col/aa_col*(1-(bb_col/aa_col)**4/12)
Jxx_col = beta_col * bb_col**3 * aa_col

# Recubrimiento
cc = 0.04*m # 5 cm de recubrimiento

# Refuerzo
As_5_8 = 1.98*cm**2 # Área de barra Ø5/8"
As_1_2 = 1.27*cm**2 # Área de barra Ø5/8"
# Coordenadas del eje central
y_c = h_col / 2
x_c = b_col / 2

# Crear sección Fiber
ops.section('Fiber', vig1, '-GJ', 0.2)

# Núcleo de concreto confinado
ops.patch('rect', 2, 12, 30, -y_c+cc, -x_c+cc, y_c-cc, x_c-cc)

# Recubrimiento - lados verticales (izquierdo y derecho)
ops.patch('rect', 1, 12, 1, -y_c, -x_c, y_c, -x_c+cc)
ops.patch('rect', 1, 12, 1, -y_c, x_c-cc, y_c, x_c)

# Recubrimiento - lados horizontales (superior e inferior)
ops.patch('rect', 1, 2, 1, y_c-cc, -x_c+cc, y_c, x_c-cc)
ops.patch('rect', 1, 2, 1, -y_c, -x_c+cc, -y_c+cc, x_c-cc)

# Refuerzo longitudinal
# Capa superior: 3 barras Ø5/8"
ops.layer('straight', 3, 3, As_5_8, y_c-cc, -x_c+cc, y_c-cc, x_c-cc)

# Capa intermedia: 2 barras Ø5/8" en los extremos laterales
ops.layer('straight', 3, 2, As_5_8, 0.0, -x_c+cc, 0.0, x_c-cc)

# Capa inferior: 3 barras Ø5/8"
ops.layer('straight', 3, 3, As_5_8, -y_c+cc, -x_c+cc, -y_c+cc, x_c-cc)

```

```

# =====
# Visualización de la sección
# =====
seccion_30x80 = [
    ['section', 'Fiber', vig1, '-GJ', 0.2],
    ['patch', 'rect', 2, 12, 30, -y_c+cc, -x_c+cc, y_c-cc, x_c-cc],
    ['patch', 'rect', 1, 12, 1, -y_c, -x_c, y_c, -x_c+cc],
    ['patch', 'rect', 1, 12, 1, -y_c, x_c-cc, y_c, x_c],
    ['patch', 'rect', 1, 2, 1, y_c-cc, -x_c+cc, y_c, x_c-cc],
    ['patch', 'rect', 1, 2, 1, -y_c, -x_c+cc, -y_c+cc, x_c-cc],
    ['layer', 'straight', 3, 3, As_5_8, y_c-cc, -x_c+cc, y_c-cc, x_c-cc],
#    ['layer', 'straight', 3, 2, As_1_2, 0.0, -x_c+cc, 0.0, x_c-cc],
    ['layer', 'straight', 3, 3, As_5_8, -y_c+cc, -x_c+cc, -y_c+cc, x_c-cc]
]

matcolor = ['green', 'lightgrey', 'red']
plt.figure(figsize=(6, 12))
opsv.plot_fiber_section(seccion_30x80, matcolor=matcolor)
plt.axis('equal')
plt.title('Columna 30cm x 80cm - 8Ø5/8" (3-2-3)', fontsize=14, fontweight='bold')
plt.grid(True, alpha=0.3, linestyle='--')
plt.xlabel('Ancho (m)', fontsize=10)
plt.ylabel('Alto (m)', fontsize=10)
plt.tight_layout()
plt.show()

# 4. Generación del modelo estructural

# 4.2. Generación de nodos del modelo
# Se importan los datos de coordenadas de los nodos desde un archivo Excel.
# Cada fila del archivo corresponde a un nodo con sus coordenadas (x, y, z).

data1 = pd.read_excel('Datos_Millhua.xlsx', sheet_name='nodos')

# Convertimos los datos a un arreglo NumPy de tipo float64
nodos = data1.to_numpy(dtype=np.float64)

# Creación de los nodos en OpenSees
for idx, nodoi in enumerate(nodos):
    ops.node(idx+1, *nodoi) # idx+1 asegura que los nodos se numeran desde 1

# 4.2.1. Visualización de los nodos
# Se utiliza opsvis para graficar el modelo y verificar la correcta ubicación de los nodos.
opsv.plot_model(
    fig_wi_he=(30,25), # Tamaño de la figura
    az_el=(-50,40), # Ángulos de vista (azimut y elevación)
    fig_lbrt=(0,0,1,1), # Límites de la figura
    axis_off=0, # Mostrar ejes
    local_axes=True # Mostrar ejes locales de cada nodo
)
plt.title('Nodos del modelo estructural')

# 4.3. Definimos los diafragmas rígidos

# Agregando nodos de CM (Centro de Masa)

# Primer piso
tagnode_CM = int(len(nodos) + 1)
ops.node(tagnode_CM, 5.25, 3.6, 3)

```

```

ops.fix(tagnode_CM, *[0, 0, 1, 1, 1, 0])

# Segundo piso
ops.node(tagnode_CM + 1, 5.25, 3.6, 6)
ops.fix(tagnode_CM + 1, *[0, 0, 1, 1, 1, 0])

# Tercer piso
ops.node(tagnode_CM + 2, 5.25, 3.6, 9)
ops.fix(tagnode_CM + 2, *[0, 0, 1, 1, 1, 0])

Diap = [
    [tagnode_CM, 10, 5, 3],
    [tagnode_CM + 1, 10, 5, 6],
    [tagnode_CM + 2, 10, 5, 9]
]

dirDia = 3 # Dirección perpendicular al plano del diafragma (Z)

# Diafragma del primer piso
for cnodTags in range(11, 21):
    ops.rigidDiaphragm(dirDia, tagnode_CM, cnodTags)

# Diafragma del segundo piso
for cnodTags in range(21, 31):
    ops.rigidDiaphragm(dirDia, tagnode_CM + 1, cnodTags)

# Diafragma del tercer piso
for cnodTags in range(31, 41):
    ops.rigidDiaphragm(dirDia, tagnode_CM + 2, cnodTags)

# 4.3. Definimos las restricciones a los nodos del primer nivel
ops.fixZ(0.0, 1, 1, 1, 1, 1, 1, '-tol', 1e-6) # Empotrado completo

# 4.4. Definimos las transformadas geométricas
ops.geomTransf('Linear', 1, *[1, -1, 0]) # Para vigas
ops.geomTransf('PDelta', 2, *[1, 0, 0]) # Para columnas

# 6. Definición de elementos

# 7. Integración

# Integraciones de viga para cada tipo de columna
ops.beamIntegration('HingeRadau', 1, col1, 0.2, col1, 0.2, col1) # si se utiliza
ops.beamIntegration('HingeRadau', 2, col2, 0.2, col2, 0.2, col2) # Sí se utiliza

ops.beamIntegration('HingeRadau', 5, vig1, 0.2, vig1, 0.2, vig1) # Sección 1 para vigas en X

# Elementos de columnas
# Primera sección
integracion = 1
masa_columna = Ac_C1 * dc

# Segunda sección

```

```

integracion2 = 2 # Sí se utiliza
masa_columna2 = Ac_C2 * dc # Asignar masa para fila 3

# Columnas desde nodo base 1
ops.element('dispBeamColumn', 1, 1, 11, 2, integracion, '-mass', masa_columna)
ops.element('dispBeamColumn', 2, 11, 21, 2, integracion, '-mass', masa_columna)
ops.element('dispBeamColumn', 3, 21, 31, 2, integracion, '-mass', masa_columna)

# Columnas desde nodo base 5
ops.element('dispBeamColumn', 4, 5, 15, 2, integracion, '-mass', masa_columna)
ops.element('dispBeamColumn', 5, 15, 25, 2, integracion, '-mass', masa_columna)
ops.element('dispBeamColumn', 6, 25, 35, 2, integracion, '-mass', masa_columna)

# Columnas desde nodo base 6
ops.element('dispBeamColumn', 7, 6, 16, 2, integracion, '-mass', masa_columna)
ops.element('dispBeamColumn', 8, 16, 26, 2, integracion, '-mass', masa_columna)
ops.element('dispBeamColumn', 9, 26, 36, 2, integracion, '-mass', masa_columna)

# Columnas desde nodo base 10
ops.element('dispBeamColumn', 10, 10, 20, 2, integracion, '-mass', masa_columna)
ops.element('dispBeamColumn', 11, 20, 30, 2, integracion, '-mass', masa_columna)
ops.element('dispBeamColumn', 12, 30, 40, 2, integracion, '-mass', masa_columna)

# Columnas desde nodo base 2 (con sección 2)
ops.element('dispBeamColumn', 13, 2, 12, 2, integracion2, '-mass', masa_columna2)
ops.element('dispBeamColumn', 14, 12, 22, 2, integracion2, '-mass', masa_columna2)
ops.element('dispBeamColumn', 15, 22, 32, 2, integracion2, '-mass', masa_columna2)

# Columnas desde nodo base 3 (con sección 2)
ops.element('dispBeamColumn', 16, 3, 13, 2, integracion2, '-mass', masa_columna2)
ops.element('dispBeamColumn', 17, 13, 23, 2, integracion2, '-mass', masa_columna2)
ops.element('dispBeamColumn', 18, 23, 33, 2, integracion2, '-mass', masa_columna2)

# Columnas desde nodo base 4 (con sección 2)
ops.element('dispBeamColumn', 19, 4, 14, 2, integracion2, '-mass', masa_columna2)
ops.element('dispBeamColumn', 20, 14, 24, 2, integracion2, '-mass', masa_columna2)
ops.element('dispBeamColumn', 21, 24, 34, 2, integracion2, '-mass', masa_columna2)

# Columnas desde nodo base 7 (con sección 2)
ops.element('dispBeamColumn', 22, 7, 17, 2, integracion2, '-mass', masa_columna2)
ops.element('dispBeamColumn', 23, 17, 27, 2, integracion2, '-mass', masa_columna2)
ops.element('dispBeamColumn', 24, 27, 37, 2, integracion2, '-mass', masa_columna2)

# Columnas desde nodo base 8 (con sección 2)
ops.element('dispBeamColumn', 25, 8, 18, 2, integracion2, '-mass', masa_columna2)
ops.element('dispBeamColumn', 26, 18, 28, 2, integracion2, '-mass', masa_columna2)
ops.element('dispBeamColumn', 27, 28, 38, 2, integracion2, '-mass', masa_columna2)

# Columnas desde nodo base 9 (con sección 2)
ops.element('dispBeamColumn', 28, 9, 19, 2, integracion2, '-mass', masa_columna2)
ops.element('dispBeamColumn', 29, 19, 29, 2, integracion2, '-mass', masa_columna2)
ops.element('dispBeamColumn', 30, 29, 39, 2, integracion2, '-mass', masa_columna2)

# Visualización del modelo con columnas
opsv.plot_model(fig_wi_he=(30,25), az_el=(-50,40), fig_lbrt=(0,0,1,1), axis_off=0, local_axes=True)
plt.show()
integracion78 = 5 # Usar sección 2 (Vb2_2)
masa_viga = Ac_col * dc

data2 = pd.read_excel('Datos_Millhua.xlsx', sheet_name='elementos')
vigas = data2.to_numpy(dtype=np.float64)

```

```

for idx, vigai in enumerate(vigas):
    ops.element('dispBeamColumn', idx+31, int(vigas[idx][0]), int(vigas[idx][1]), 1, integraciór

# Visualización del modelo con vigas
opsv.plot_model(fig_wi_he=(30,25), az_el=(-50,40), fig_lbrt=(0,0,1,1), axis_off=0, local_axes=Tr
plt.show()

# 8. Metrado de cargas
# Cargas muertas permanentes
wLosá = 90 * kg/m**2
wAcab = 120 * kg/m**2

# Cargas vivas
wlive = 200 * kg/m**2
wtecho = 100 * kg/m**2
wTab = 0 * kg/m**2

# 8.1. Cálculo de masa por unidad de área
wtotál = 1.0 * (wLosá + wAcab) + 0.25 * (wlive)
wtotál2 = 1.0 * (wLosá + wAcab) + 0.25 * (wtecho)

# 8.2. Cálculo de la carga a aplicar (Área tributaria * wTotal)
m_nodos1 = 9.4 * wtotál

for nodo1 in [11, 41]:
    ops.mass(nodo1, m_nodos1, 1e-12, 1e-12)

# 9. Análisis modal
Nmodes = 9
vals = ops.eigen(Nmodes)
Tmodes = np.zeros(len(vals))

for i in range(Nmodes):
    Tmodes[i] = 2 * np.pi / vals[i]**0.5
    print("T[%i]: %.5f" % (i+1, Tmodes[i]))

# 10. Visualización de formas modales
for i in range(1, 4):
    plt.figure(figsize=(10, 6))
    opsv.plot_mode_shape(
        i, sfac=False, nep=17, unDefoFlag=1,
        fmt_defo={'color': 'blue', 'linestyle': 'solid', 'linewidth': 1.2, 'marker': '', 'marker
        fmt_undefo={'color': 'green', 'linestyle': (0, (1, 5)), 'linewidth': 1.2, 'marker': '',
        fmt_defo_faces={'alpha': 0.5, 'edgecolors': 'k', 'linewidths': 1},
        fmt_undefo_faces={'alpha': 0.5, 'edgecolors': 'g', 'facecolors': 'w', 'linestyles': 'dot
        interpFlag=1, endDispFlag=1,
        fmt_nodes={'color': 'red', 'linestyle': 'None', 'linewidth': 1.2, 'marker': 's', 'marker
        Eo=0, az_el=(-50.0, 40.0), fig_wi_he=(30,25), fig_lbrt=False, node_supports=True, ax=Fa
    )
    plt.title(f"Forma Modal {i} - T = {Tmodes[i-1]:.3f} s")
    plt.show()

# Reinicio del análisis para pushover
ops.wipeAnalysis()

# Análisis por cargas de gravedad
## Configuración del patrón de carga
ops.timeSeries('Linear', 1)
ops.pattern('Plain', 1, 1)

```

```

# Aplicación de cargas a elementos estructurales
# Columnas

# Primera sección
integracion = 1
Peso_columna = -Ac_C1* dc * g / 10

# Segunda sección
integracion2 = 2 # Sí se utiliza
Peso_columna2 = -Ac_C2 * dc * g / 10

# Cargas uniformes en columnas - Sección C-1
ops.eleLoad('-ele', 1, '-type', '-beamUniform', Peso_columna, 0.0, 0.0)
ops.eleLoad('-ele', 2, '-type', '-beamUniform', Peso_columna, 0.0, 0.0)
ops.eleLoad('-ele', 3, '-type', '-beamUniform', Peso_columna, 0.0, 0.0)
ops.eleLoad('-ele', 4, '-type', '-beamUniform', Peso_columna, 0.0, 0.0)
ops.eleLoad('-ele', 5, '-type', '-beamUniform', Peso_columna, 0.0, 0.0)
ops.eleLoad('-ele', 6, '-type', '-beamUniform', Peso_columna, 0.0, 0.0)
ops.eleLoad('-ele', 7, '-type', '-beamUniform', Peso_columna, 0.0, 0.0)
ops.eleLoad('-ele', 8, '-type', '-beamUniform', Peso_columna, 0.0, 0.0)
ops.eleLoad('-ele', 9, '-type', '-beamUniform', Peso_columna, 0.0, 0.0)
ops.eleLoad('-ele', 10, '-type', '-beamUniform', Peso_columna, 0.0, 0.0)
ops.eleLoad('-ele', 11, '-type', '-beamUniform', Peso_columna, 0.0, 0.0)
ops.eleLoad('-ele', 12, '-type', '-beamUniform', Peso_columna, 0.0, 0.0)

# Cargas uniformes en columnas - Sección C-2
ops.eleLoad('-ele', 13, '-type', '-beamUniform', Peso_columna2, 0.0, 0.0)
ops.eleLoad('-ele', 14, '-type', '-beamUniform', Peso_columna2, 0.0, 0.0)
ops.eleLoad('-ele', 15, '-type', '-beamUniform', Peso_columna2, 0.0, 0.0)
ops.eleLoad('-ele', 16, '-type', '-beamUniform', Peso_columna2, 0.0, 0.0)
ops.eleLoad('-ele', 17, '-type', '-beamUniform', Peso_columna2, 0.0, 0.0)
ops.eleLoad('-ele', 18, '-type', '-beamUniform', Peso_columna2, 0.0, 0.0)
ops.eleLoad('-ele', 19, '-type', '-beamUniform', Peso_columna2, 0.0, 0.0)
ops.eleLoad('-ele', 20, '-type', '-beamUniform', Peso_columna2, 0.0, 0.0)
ops.eleLoad('-ele', 21, '-type', '-beamUniform', Peso_columna2, 0.0, 0.0)
ops.eleLoad('-ele', 22, '-type', '-beamUniform', Peso_columna2, 0.0, 0.0)
ops.eleLoad('-ele', 23, '-type', '-beamUniform', Peso_columna2, 0.0, 0.0)
ops.eleLoad('-ele', 24, '-type', '-beamUniform', Peso_columna2, 0.0, 0.0)
ops.eleLoad('-ele', 25, '-type', '-beamUniform', Peso_columna2, 0.0, 0.0)
ops.eleLoad('-ele', 26, '-type', '-beamUniform', Peso_columna2, 0.0, 0.0)
ops.eleLoad('-ele', 27, '-type', '-beamUniform', Peso_columna2, 0.0, 0.0)
ops.eleLoad('-ele', 28, '-type', '-beamUniform', Peso_columna2, 0.0, 0.0)
ops.eleLoad('-ele', 29, '-type', '-beamUniform', Peso_columna2, 0.0, 0.0)
ops.eleLoad('-ele', 30, '-type', '-beamUniform', Peso_columna2, 0.0, 0.0)

opsv.plot_model(fig_wi_he=(30,25),az_el=(-50,40),fig_lbrt=(0,0,1,1),axis_off=0,local_axes=True)
plt.show()

integracion78 = 3 # Usar sección 2 (Vb2_2)
Peso_viga = -Ac_col *dc*g/10
print(Peso_viga)

# Lectura de datos de vigas desde Excel
data2 = pd.read_excel('Datos_Millhua.xlsx', sheet_name='elementos')
vigas = data2.to_numpy(dtype=np.float64)
for idx, vigai in enumerate(vigas):
    ops.eleLoad('-ele', idx+31, '-type', '-beamUniform', Peso_viga, 0.0, 0.0)

# 4.4.1. Cálculo de masa por unidad de área
wttotal = -(1.0*(wLos+WAcb) + 1*(wlive)) * g
wttotal2 = -(1.0*(wLos+WAcb) + 1*(wtecho)) * g

```

```

# 4.4.2. Cálculo de la carga a aplicar (Área tributaria × wTotal)
n_nodos1 = 9.4 * wtotal

for nodo1 in [11, 41]:
    ops.load(nodo1, 0.0, 0.0, n_nodos1, 0.0, 0.0, 0.0)

##### ANÁLISIS ESTÁTICO GRAVITACIONAL #####
# Configuración del análisis estático
ops.system('UmfPack')
ops.constraints('Transformation')
ops.numberer('RCM')
ops.test('NormDispIncr', 1.0e-12, 10, 3)
ops.algorithm('Newton')
ops.integrator('LoadControl', 0.1) # Aplicación incremental de cargas
ops.analysis('Static')

# Ejecución del análisis en 10 pasos
ops.analyze(10)

# Visualización de deformaciones
plt.figure(figsize=(12, 8))
opsv.plot_defo()
plt.title("Deformaciones bajo cargas de gravedad")
plt.show()

# Para depuración, puedes verificar:
print(f"Carga total aplicada: {sum([n_nodos1*9.81 for _ in range(10)])} N")
print(f"Peso propio vigas: {Peso_viga * len(vigas)} N/m")

# Nodos de las bases
base_nodos = [1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10]

# Análisis Pushover
# Reinicio del análisis para pushover
ops.wipeAnalysis()

ops.loadConst('-time', 0.0) # Resetear tiempo

# Configuración del patrón de carga pushover
ops.timeSeries('Linear', 2)
ops.pattern('Plain', 2, 2)

# Distribución de fuerzas laterales según modo 2
factor_participacion = ops.nodeEigenvector(tagnode_CM, 1)[0]
fuerza_lateral = -factor_participacion * wtotal * g
ops.load(tagnode_CM+2, fuerza_lateral, 0, 0, 0, 0)

# Parámetros de control
ControlNode = tagnode_CM+2 # Nodo de control (último nivel)
ControlDOF = 1 # Dirección X
MaxDisp = 10 * 3 * 0.01 # Objetivo: 1% de deriva
DispIncr = 0.5 * cm # Incremento de desplazamiento
NstepsPush = int(MaxDisp / DispIncr)

print(f"Configuración Pushover:\n"
      f"- Nodo control: {ControlNode}\n"
      f"- Desplazamiento máximo: {MaxDisp:.4f} m\n"
      f"- Incremento: {DispIncr:.4f} m\n"
      f"- N° de pasos: {NstepsPush}")

```



```

# Configuración del análisis pushover
ops.system("UmfPack")
ops.constraints("Transformation")
ops.numberer("RCM")
ops.test('NormDispIncr', 1.0e-6, 1000)
ops.algorithm("Newton", '-initial')
ops.integrator("DisplacementControl", ControlNode, ControlDOF, DispIncr)
ops.analysis("Static")

# Inicialización de registros
desplazamientos = []
fuerzas_cortantes = [0] # Fuerza inicial cero

# Ejecución paso a paso
for paso in range(NstepsPush):
    resultado = ops.analyze(1)

    if resultado != 0: # Verificar convergencia
        print(f"Análisis terminado en paso {paso} - No convergencia")
        break

    # Cálculo de fuerza cortante en base
    ops.reactions()
    cortante_base = sum(-ops.nodeReaction(bi, 1) for bi in base_nodes)

    # Registro de resultados
    despl_niveles = [ops.nodeDisp(int(Diap[level][0]), 1) for level in range(len(Diap))]
    desplazamientos.append(despl_niveles)
    fuerzas_cortantes.append(cortante_base)

    # Visualización periódica
    if paso % 20 == 0:
        print(f"Paso {paso}: Desplazamiento = {despl_niveles[-1]:.4f} m")
        plt.figure(figsize=(12, 8), dpi=120)
        opsv.plot_defo()
        plt.title(f"Pushover - Paso {paso}")
        plt.show()

# -----
# 1. Verificación de dimensiones iniciales
# -----
print(f"Número de pasos: {len(desplazamientos)}") # 60 pasos
print(f"Desplazamientos por paso: {len(desplazamientos[0])}") # 7 valores por paso (1 por piso)

nz = 3 # Número de pisos si o si cambiar
niveles = nz + 1 # 7 pisos + 1 base = 8 niveles
total_pasos = len(desplazamientos)

# -----
# 2. Preparación de los datos
# -----
# Convertimos a array numpy (esto tendrá forma (60,7))
desplazamientos_array = np.array(desplazamientos)

# Necesitamos 8 valores por paso (7 pisos + base), pero solo tenemos 7
# Asumiremos que el primer valor de cada paso corresponde al piso 1
# y agregaremos ceros para la base

# -----
# 3. Agregar columna de ceros para la base

```

```

# -----
# Creamos una columna adicional de ceros para la base
base = np.zeros((total_pasos, 1)) # Columna de ceros para la base

# Concatenamos con los desplazamientos existentes
desplazamientos_con_base = np.hstack((base, desplazamientos_array)) # Forma (60,8)

# -----
# 4. Reorganización de los datos
# -----
# Ahora podemos redimensionar correctamente
pasos_completos = total_pasos # Usamos todos los pasos
desplazamientos_por_paso = desplazamientos_con_base.reshape(pasos_completos, niveles) # (60,8)

# Transponemos para obtener (niveles x pasos) = (8 x 60)
desplazamientos_por_nivel = desplazamientos_por_paso.T

# -----
# 5. Agregamos columna de ceros para el estado inicial
# -----
desplazamientos_por_nivel = np.hstack((
    np.zeros((niveles, 1)), # Columna de estado inicial (ceros)
    desplazamientos_por_nivel # Datos reorganizados
))

# -----
# 6. Resultado final
# -----
print("\nForma final de la matriz reorganizada:", desplazamientos_por_nivel.shape)
print(f"- Filas (niveles): {desplazamientos_por_nivel.shape[0]} (base + {nz} pisos)")
print(f"- Columnas: {desplazamientos_por_nivel.shape[1]} (inicial + {pasos_completos} pasos)")

# Cálculo de derivas (diferencias entre pisos consecutivos)
desplazamientos_previos = np.zeros(desplazamientos_por_paso.shape)
desplazamientos_previos[:,1:] = desplazamientos_por_paso[:, :-1]
derivadas = desplazamientos_por_paso - desplazamientos_previos

# -----
# 7. Ajuste Final para el Gráfico
# -----
# Asegurar que x e y tengan la misma longitud
pasos_exitosos = len(fuerzas_cortantes) - 1 # El primer elemento de y es 0 (inicial)

# Recortar los desplazamientos al número de pasos exitosos
x_plot = desplazamientos_por_nivel[1, 0:pasos_exitosos+1] * 1000 # Excluir el 0 inicial
y_plot = np.array(fuerzas_cortantes[0:pasos_exitosos+1]) / 100 # Excluir el 0 inicial

# -----
# 8. Gráfico de la Curva de Capacidad (Versión Corregida)
# -----
plt.figure(figsize=(10, 6))
plt.plot(x_plot, y_plot, 'r', linewidth=2, label='Curva de Capacidad')
# plt.axvline(x=3*0.007*100, color='k', linestyle='--',
#             label='Límite Norma E030 (0.7% de deriva)')
plt.xlabel('Desplazamiento Relativo Primer Nivel (cm)', fontsize=12)
plt.ylabel('Cortante Basal (kN)', fontsize=12)
plt.title('Comportamiento Global - Análisis Pushover', fontsize=14)
plt.grid(True, linestyle='--', alpha=0.7)
plt.legend(fontsize=12)
plt.tight_layout()
plt.show()

```

```

print(x_plot)

print(y_plot/10)

# =====
# CÁLCULO DEL PESO DE LA ESTRUCTURA - EDIFICIO 3 PISOS
# =====

print("="*80)
print("CÁLCULO DEL PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA - EDIFICIO 3 PISOS")
print("="*80)

# -----
# 1. INFORMACIÓN DEL MODELO
# -----
print("\n1. INFORMACIÓN DEL EDIFICIO:")
print("    - Número de pisos: 3")
print("    - Altura entre pisos: 3.0 m")
print("    - Altura total: 9.0 m")
print("    - Número de columnas total: 30 (10 columnas por nivel)")
print("    - Columnas tipo C1 (50x25 cm): 12 elementos")
print("    - Columnas tipo C2 (35x25 cm): 18 elementos")
print("    - Vigas (25x40 cm): número variable")

# -----
# 2. FACTORES DE CONVERSIÓN
# -----
kN_per_kgf = 9.80665 / 1000 # 1 kgf = 0.00980665 kN
print(f"\n2. FACTORES DE CONVERSIÓN:")
print(f"    - 1 kgf = {kN_per_kgf:.6f} kN")
print(f"    - 1 kN = {1/kN_per_kgf:.2f} kgf")
print(f"    - Peso específico concreto: {dc * g / 1000:.2f} kN/m³")

# -----
# 3. CÁLCULO DETALLADO DEL PESO
# -----
print(f"\n3. CÁLCULO DETALLADO DEL PESO:")

# 3.1. Peso de columnas
print(f"\n3.1. PESO DE COLUMNAS:")
print("    " + "-"*70)

# Columna tipo C1: 0.50m x 0.25m
area_C1 = 0.50 * 0.25 # 0.125 m²
altura_columna = 3.0 # m
volumen_C1 = area_C1 * altura_columna # m³ por columna por piso
num_C1 = 12 # 12 columnas tipo C1
volumen_total_C1 = volumen_C1 * num_C1 * 3 # x3 pisos
peso_C1 = volumen_total_C1 * dc * g # N

print(f"    Columna C1 (50x25 cm):")
print(f"        - Sección: {area_C1:.3f} m²")
print(f"        - Volumen por piso: {volumen_C1:.3f} m³")
print(f"        - Número: {num_C1} columnas x 3 pisos = {num_C1*3} elementos")
print(f"        - Volumen total: {volumen_total_C1:.2f} m³")
print(f"        - Peso: {peso_C1/1000:.1f} kN")

# Columna tipo C2: 0.35m x 0.25m
area_C2 = 0.35 * 0.25 # 0.0875 m²
volumen_C2 = area_C2 * altura_columna # m³ por columna por piso

```

```

num_C2 = 18 # 18 columnas tipo C2
volumen_total_C2 = volumen_C2 * num_C2 * 3 # x3 pisos
peso_C2 = volumen_total_C2 * dc * g # N

print(f"\n Columna C2 (35x25 cm):")
print(f" - Sección: {area_C2:.3f} m²")
print(f" - Volumen por piso: {volumen_C2:.3f} m³")
print(f" - Número: {num_C2} columnas x 3 pisos = {num_C2*3} elementos")
print(f" - Volumen total: {volumen_total_C2:.2f} m³")
print(f" - Peso: {peso_C2/1000:.1f} kN")

# Peso total columnas
peso_total_columnas = peso_C1 + peso_C2
print(f"\n TOTAL COLUMNAS: {peso_total_columnas/1000:.1f} kN")

# 3.2. Peso de vigas
print(f"\n3.2. PESO DE VIGAS:")
print(" " + "-"*70)

# Viga: 0.25m x 0.40m
area_viga = 0.25 * 0.40 # 0.100 m²

# Estimación del número de vigas
# Para 3 pisos con 10 columnas por nivel, típicamente:
# - Vigas principales en X: 3 por nivel x 3 pisos = 9
# - Vigas secundarias en Y: 4 por nivel x 3 pisos = 12
# - Vigas perimetrales: 6 por nivel x 3 pisos = 18
# Total estimado: ~39 vigas

num_vigas_estimado = 39
longitud_promedio_viga = 5.0 # m (estimación conservadora)

volumen_viga_prom = area_viga * longitud_promedio_viga # m³ por viga
volumen_total_vigas = volumen_viga_prom * num_vigas_estimado
peso_total_vigas = volumen_total_vigas * dc * g # N

print(f" Viga (25x40 cm):")
print(f" - Sección: {area_viga:.3f} m²")
print(f" - Longitud promedio: {longitud_promedio_viga} m")
print(f" - Volumen por viga: {volumen_viga_prom:.3f} m³")
print(f" - Número estimado: {num_vigas_estimado} vigas")
print(f" - Volumen total: {volumen_total_vigas:.2f} m³")
print(f" - Peso: {peso_total_vigas/1000:.1f} kN")

# 3.3. Peso de elementos estructurales total
peso_estructura = peso_total_columnas + peso_total_vigas
print(f"\n3.3. PESO ESTRUCTURAL TOTAL:")
print(f" - Columnas: {peso_total_columnas/1000:8.1f} kN")
print(f" - Vigas: {peso_total_vigas/1000:8.1f} kN")
print(f" -----")
print(f" - TOTAL: {peso_estructura/1000:8.1f} kN")

# -----
# 4. PESO DE CARGAS DE ENTREPISO
# -----

print(f"\n4. CARGAS DE ENTREPISO:")
print(" " + "-"*70)

# 4.1. Cargas unitarias (de tu código)
wLosas = 90 * kg/m**2 # 0.882 kN/m²
wAcab = 120 * kg/m**2 # 1.177 kN/m²

```

```

wlive = 200 * kg/m**2      # 1.961 kN/m²
wtecho = 100 * kg/m**2     # 0.981 kN/m²

print(f"    Cargas unitarias:")
print(f"        - Losa: {wLosa*g/1000:.3f} kN/m²")
print(f"        - Acabados: {wAcab*g/1000:.3f} kN/m²")
print(f"        - Carga viva pisos: {wlive*g/1000:.3f} kN/m²")
print(f"        - Carga viva techo: {wtecho*g/1000:.3f} kN/m²")

# 4.2. Cargas para análisis sísmico (D + 0.25L)
wtotal_piso = (wLosa + wAcab) + 0.25 * wlive # kg/m²
wtotal_techo = (wLosa + wAcab) + 0.25 * wtecho # kg/m²

print(f"\n    Carga para análisis sísmico (D + 0.25L):")
print(f"        - Pisos típicos: {wtotal_piso*g/1000:.3f} kN/m²")
print(f"        - Techo: {wtotal_techo*g/1000:.3f} kN/m²")

# 4.3. Área del edificio
# De tu código: m_nodos1 = 9.4 * wtotal para 2 nodos
# Esto implica área tributaria de 9.4 m² por nodo × 2 nodos = 18.8 m² por piso
# Pero esto parece muy bajo...

# Estimación más realista basada en 10 columnas distribuidas:
# Área aproximada: 10m × 7m = 70 m² por piso
area_por_piso_estimada = 10 * 7 # m²

print(f"\n    Área por piso estimada: {area_por_piso_estimada:.0f} m²")

# 4.4. Peso de cargas
peso_carga_piso tipico = area_por_piso_estimada * wtotal_piso * g # N (2 pisos típicos)
peso_carga_techo = area_por_piso_estimada * wtotal_techo * g # N (1 techo)
peso_total_cargas = (2 * peso_carga_piso tipico) + peso_carga_techo

print(f"\n    Peso de cargas de entrepiso:")
print(f"        - 2 pisos típicos: {2*peso_carga_piso tipico/1000:.1f} kN")
print(f"        - 1 techo: {peso_carga_techo/1000:.1f} kN")
print(f"        -----")
print(f"        - TOTAL CARGAS: {peso_total_cargas/1000:.1f} kN")

# -----
# 5. PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA
# -----
print(f"\n5. PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA:")
print("    " + "-"*70)

peso_total_N = peso_estructura + peso_total_cargas
peso_total_kN = peso_total_N / 1000
peso_total_ton = peso_total_kN / 9.80665

print(f"    Peso de elementos estructurales: {peso_estructura/1000:8.1f} kN")
print(f"    Peso de cargas de entrepiso:      {peso_total_cargas/1000:8.1f} kN")
print(f"    " + "-"*70)
print(f"    PESO TOTAL (D + 0.25L):           {peso_total_kN:8.1f} kN")
print(f"    PESO TOTAL:                       {peso_total_ton:8.1f} ton")

# -----
# 6. ANÁLISIS DE RAZONABILIDAD
# -----
print(f"\n6. ANÁLISIS DE RAZONABILIDAD:")
print("    " + "-"*70)

```

```

# Peso por m² de construcción
area_total_construccion = area_por_piso_estimada * 3 # 3 pisos
peso_por_m2 = peso_total_ton * 1000 / area_total_construccion # kg/m²

print(f"    Área total construida: {area_total_construccion:.0f} m²")
print(f"    Peso total: {peso_total_ton:.1f} ton")
print(f"    Peso por m²: {peso_por_m2:.0f} kg/m²")

print(f"\n    COMPARACIÓN CON VALORES TÍPICOS:")
print("    Para edificios de concreto armado en Perú:")
print("    - Livianos (oficinas): 800-1000 kg/m²")
print("    - Normales (vivienda): 1000-1200 kg/m²")
print("    - Pesados (hospitales): 1200-1500 kg/m²")

if peso_por_m2 < 800:
    print(f"    ⚠️ TU VALOR ({peso_por_m2:.0f} kg/m²): MUY BAJO")
    print("\n    PROBLEMAS IDENTIFICADOS:")
    print("    1. Carga de losa subestimada (90 kg/m² vs 300-400 kg/m² típico)")
    print("    2. Falta considerar tabiquería (100-150 kg/m²)")
    print("    3. Falta considerar instalaciones (50-100 kg/m²)")
    print("    4. Área tributaria podría estar subestimada")
elif peso_por_m2 < 1000:
    print(f"    ✅ TU VALOR ({peso_por_m2:.0f} kg/m²): RAZONABLE (liviano)")
elif peso_por_m2 < 1200:
    print(f"    ✅ TU VALOR ({peso_por_m2:.0f} kg/m²): NORMAL")
else:
    print(f"    ⚠️ TU VALOR ({peso_por_m2:.0f} kg/m²): ALTO")

# -----
# 7. COMPARACIÓN CON RESULTADOS DEL PUSHOVER
# -----
print(f"\n7. COMPARACIÓN CON ANÁLISIS PUSHOVER:")
print("    " + "-"*70)

if 'y_plot' in locals() and len(y_plot) > 0:
    # y_plot está en kN/10 según tu código (y_plot/10 en kN)
    V_pushover_max = max(y_plot) * 10 # Convertir a kN reales
    peso_sismico_kN = peso_total_kN # Ya incluye D + 0.25L

    print(f"    - Peso sísmico (D + 0.25L): {peso_sismico_kN:.1f} kN")
    print(f"    - Cortante basal máximo pushover: {V_pushover_max:.1f} kN")
    print(f"    - Relación V/P: {V_pushover_max/peso_sismico_kN:.3f}")

    # Evaluación según norma peruana E.030
    print(f"\n    EVALUACIÓN SEGÚN NORMA E.030:")
    Z = 0.45 # Zona 3 (Lima)
    U = 1.0 # Categoría C (común)
    C = 2.5 # Coeficiente sísmico
    S = 1.0 # Tipo de suelo S1
    R = 6.0 # Sistema aporticado

    V_min = Z * U * C * S / R * peso_sismico_kN
    print(f"    - Cortante basal mínimo requerido: {V_min:.1f} kN")

    if V_pushover_max >= V_min:
        print(f"    ✅ La estructura CUMPLE (V_pushover = {V_pushover_max:.1f} kN ≥ {V_min:.1f})")
        print(f"    - Factor de seguridad: {V_pushover_max/V_min:.2f}")
    else:
        print(f"    ⚠️ La estructura NO CUMPLE (V_pushover = {V_pushover_max:.1f} kN < {V_min:.1f})")
        print(f"    - Diferencia: {V_min - V_pushover_max:.1f} kN")

```

```

        print(f"    - Porcentaje: {(V_pushover_max/V_min)*100:.1f}% del requerido")

# -----
# 8. RECOMENDACIONES
# -----
print(f"\n8. RECOMENDACIONES:")
print("    " + "-"*70)

if peso_por_m2 < 800:
    print("    1. AUMENTAR CARGAS DE ENTREPISO:")
    print("        - Losa: 350 kg/m² (en lugar de 90 kg/m²)")
    print("        - Tabiquería: 100 kg/m²")
    print("        - Instalaciones: 50 kg/m²")
    print("        - TOTAL aproximado: 500 kg/m² (D)")

    print(f"\n    2. REVISAR ÁREAS TRIBUTARIAS:")
    print(f"        - Actual: 9.4 m² por nodo (muy bajo)")
    print(f"        - Debería ser: 20-30 m² por nodo")

    peso_corregido_kg_m2 = 1100 # kg/m² (valor típico)
    peso_corregido_total = area_total_construccion * peso_corregido_kg_m2 / 1000 * 9.80665
    print(f"\n    3. PESO CORREGIDO ESTIMADO:")
    print(f"        - Peso por m² corregido: {peso_corregido_kg_m2} kg/m²")
    print(f"        - Peso total corregido: {peso_corregido_total:.0f} kN")

print(f"\n    4. VERIFICAR SECCIONES:")
print("        - Columnas C2 (35×25 cm) podrían ser pequeñas")
print("        - Considerar aumentar a 40×25 cm")
print("        - Vigas 25×40 cm son aceptables para luces cortas")

print(f"\n" + "="*80)
print(f"RESUMEN FINAL:")
print(f"="*80)
print(f"PESO ESTRUCTURAL TOTAL: {peso_total_kN:.1f} kN ≈ {peso_total_ton:.1f} ton")
print(f"PESO POR m²: {peso_por_m2:.0f} kg/m²")
print(f"OBSERVACIÓN: {'VALOR MUY BAJO - REVISAR CARGAS' if peso_por_m2 < 800 else 'VALOR ACEPTABLE'}")
print(f"="*80)

```

```

# -*- coding: utf-8 -*-
"""
Created on Wed Nov 19 23:24:36 2025

@author: jhonc
"""

import numpy as np
import matplotlib.pyplot as plt
from scipy.optimize import curve_fit

# Datos proporcionados
desplazamientos = np.array([
    0, 1.15895781, 2.38434114, 3.72797476, 5.07723857, 6.41318134, 7.72369024, 9.00837437, 10.267
])

cortantes = np.array([
    0, 35.87793339, 51.03058366, 60.22125924, 67.45840121, 73.52400723, 78.91109043, 83.7522816, 88.
])

periodo_fundamental = 0.35

# Parámetros según el tipo de suelo (Tablas 1 y 2 del artículo)
perfiles_suelo = {
    'S1': {'T_asterisco': 0.50, 'a': 30.00, 'b': 1.34, 'c': -1.49, 'd': 0.60, 'color': 'red', 'r
    'S2': {'T_asterisco': 0.52, 'a': 71.80, 'b': 2.00, 'c': -1.50, 'd': 0.50, 'color': 'blue', 'r
    'S3': {'T_asterisco': 0.82, 'a': 81.04, 'b': 2.00, 'c': -2.55, 'd': 0.50, 'color': 'green',
    'S4': {'T_asterisco': 2.00, 'a': 86.00, 'b': 2.10, 'c': -2.60, 'd': 0.48, 'color': 'purple',
}

def encontrar_punto_fluencia(desplazamientos, cortantes):
    """
    Encuentra el punto de fluencia usando el criterio de áreas iguales
    """
    # Método mejorado: encontrar el punto donde la rigidez cambia significativamente
    rigideces = np.diff(cortantes) / np.diff(desplazamientos)

    # Rigidez inicial (primeros 5 puntos)
    rigidez_inicial = np.mean(rigideces[:5])

    # Encontrar donde la rigidez disminuye al 20% de la inicial
    for i in range(5, len(rigideces)):
        if rigideces[i] < 0.2 * rigidez_inicial:
            idx_fluencia = i
            break
    else:
        # Si no se encuentra, usar el punto de máxima curvatura
        idx_fluencia = len(rigideces) // 3

    D_y = desplazamientos[idx_fluencia]
    V_y = cortantes[idx_fluencia]

    return D_y, V_y, idx_fluencia

def calcular_curva_bilineal(desplazamientos, cortantes):
    """
    Calcula la curva bilineal equivalente
    """
    D_y, V_y, idx_y = encontrar_punto_fluencia(desplazamientos, cortantes)

```


**UNSCH**FACULTAD DE
INGENIERÍA
DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL**ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS N° 44-2026-FIMGC****PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

En la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, en la ciudad de Ayacucho, en cumplimiento a la **Resolución Decanal No 226-2026-FIMGC-D**, a los **nueve días del mes de julio de 2026**, siendo las **10:23 a.m.**, reunidos en el **Auditorio de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil**, bajo la presidencia del **MSc. José Ernesto ESTRADA CARDENAS**, y los miembros: **MSc. Ing. Rocky Giban AYALA BIZARRO**, **MSc. Ing. Rubén Américo YACHAPA CONDEÑA** y **MSc. Ing. Rualth Gustavo BRAVO ANAYA**, actuando como secretario docente el **Ing. Saul Walter RETAMOZO FERNANDEZ**, para proceder a la sustentación de tesis para optar el **Título Profesional de Ingeniero Civil**, del Bachiller en Ciencias de la Ingeniería Civil:

EVER JHON CUSICHE MENDOZA

Quien presentó la tesis denominada:

"Cálculo del factor de reducción de las fuerzas sísmicas R para estructuras aporticadas de concreto armado en la región de Ayacucho, 2024"

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

Aprobado con 16 (dieciséis)

Siendo las **11:46 a.m.** del día **9 de julio del 2026**, culmina el acto de sustentación de tesis, y en conformidad de lo actuado los miembros del jurado firmamos al pie del presente.

MSc. José Ernesto ESTRADA CARDENAS
Presidente

MSc. Ing. Rubén Américo YACHAPA CONDEÑA
Miembro

MSc. Ing. Rualth Gustavo BRAVO ANAYA
Miembro

MSc. Ing. Rocky Giban AYALA BIZARRO
Miembro - Asesor

Ing. Saul Walter RETAMOZO FERNANDEZ
Secretario

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



CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD DE TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

CONSTANCIA N° 28-2026-FIMGC/ASIH

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

Apellidos y Nombres : Ever Jhon CUSICHE MENDOZA
Escuela Profesional : INGENIERÍA CIVIL
Título de la Tesis : "Cálculo del factor de reducción de las fuerzas sísmicas R para estructuras aporticadas de concreto armado en la región de Ayacucho, 2024"
Evaluación de la Originalidad : 10 % Índice de Similitud
Identificador de la entrega : 3021193240

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

En señal de conformidad y verificación se firma la presente constancia

Ayacucho, 31 de agosto del 2026



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

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

"Cálculo del factor de reducción de las fuerzas sísmicas R para estructuras aporticadas de concreto armado en la región de Ayacucho, 2024"

por Ever Jhon CUSICHE MENDOZA

Fecha de entrega: 31-ago-2026 09:10a. m. (UTC-0500)

Identificador de la entrega: 3021193240

Nombre del archivo: Te_Ever_Jhon_Cusiche_Mendoza.pdf (18.42M)

Total de palabras: 49365

Total de caracteres: 249625

"Cálculo del factor de reducción de las fuerzas sísmicas R para estructuras aporticadas de concreto armado en la región de Ayacucho, 2024"

INFORME DE ORIGINALIDAD

10%	10%	4%	4%
INDICE DE SIMILITUD	FUENTES DE INTERNET	PUBLICACIONES	TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	Submitted to Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga	1%
	Trabajo del estudiante	
2	repositorio.upla.edu.pe	1%
	Fuente de Internet	
3	hdl.handle.net	1%
	Fuente de Internet	
4	idoc.pub	1%
	Fuente de Internet	
5	Submitted to University of Edinburgh	<1%
	Trabajo del estudiante	
6	designscad.com	<1%
	Fuente de Internet	
7	apirepositorio.unh.edu.pe	<1%
	Fuente de Internet	
8	repositorio.udh.edu.pe	<1%
	Fuente de Internet	
9	repositorio.unsch.edu.pe	<1%
	Fuente de Internet	
10	jpi-ingenieria.com	<1%
	Fuente de Internet	
11	repositorio.uss.cl	<1%
	Fuente de Internet	
12	www.cenais.cu	<1%
	Fuente de Internet	
13	ribuni.uni.edu.ni	<1%
	Fuente de Internet	
14	repositorio.unica.edu.pe	<1%
	Fuente de Internet	

alicia.concytec.gob.pe

15	Fuente de Internet	<1 %
16	files.docking.org Fuente de Internet	<1 %
17	repositorio.utea.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
18	opsvis.readthedocs.io Fuente de Internet	<1 %
19	tesis.pucp.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
20	academic.oup.com Fuente de Internet	<1 %
21	pdfs.semanticscholar.org Fuente de Internet	<1 %
22	repositorio.unjbg.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
23	cqnuj.cqnu.edu.cn Fuente de Internet	<1 %
24	repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
25	repositorio.udch.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
26	Castillo Leon, Ed Renzo. "Evaluación de la Respuesta Sísmica no Lineal de Estructuras Aporticadas Paramétricas de Concreto Armado Con Irregularidad Vertical de Piso Blando.", Pontificia Universidad Catolica del Peru (Peru) Publicación	<1 %
27	Submitted to Universidad Internacional SEK Trabajo del estudiante	<1 %
28	repositorio.ues.edu.sv Fuente de Internet	<1 %
29	pt.scribd.com Fuente de Internet	<1 %
30	www.slideshare.net Fuente de Internet	<1 %
31	repositorio.upeu.edu.pe:8080 Fuente de Internet	<1 %

32	es.slideshare.net Fuente de Internet	<1 %
33	repositorio.espe.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
34	repositorio.unach.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
35	vibdoc.com Fuente de Internet	<1 %
36	Submitted to Pontificia Universidad Catolica del Peru Trabajo del estudiante	<1 %
37	Submitted to Universidad Nacional del Centro del Peru Trabajo del estudiante	<1 %
38	repositorioacademico.upc.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
39	1library.co Fuente de Internet	<1 %
40	CESEL S A. "PAP del Proyecto Línea de Transmisión 500 kV Chilca - Carabayllo, en el Tramo T-125-T128-IGA0001676", R.D. N° 115-2017-MEM/DGAAE, 2020 Publicación	<1 %
41	Submitted to Universidad Privada del Norte Trabajo del estudiante	<1 %
42	doku.pub Fuente de Internet	<1 %
43	www.elifulkerson.com Fuente de Internet	<1 %

Excluir citas
Excluir bibliografía

Activo
Activo

Excluir coincidencias

< 30 words