

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
CATÓLICA DEL PERÚ**

**Escuela de Posgrado**



**INFLUENCIA DEL PATRÓN DE CARGA LATERAL  
SOBRE LA CURVA DE CAPACIDAD Y ENERGÍA  
DISIPADA EN PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO**

Tesis para obtener el grado académico de Maestro en Ingeniería  
Civil con mención en Estructuras Sismorresistentes que presenta:

*Edward Alberto Quiroz Rojas*

**Asesor:**

*Daniel Roberto Quiun Wong*

**Lima, 2024**

## Informe de Similitud


Yo, Daniel Roberto Quiun Wong, docente de la Escuela de Posgrado de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis titulada(o) "Influencia del patrón de carga lateral sobre la curva de capacidad y energía disipada en pórticos de concreto armado", de el autor Edward Alberto Quiroz Rojas, dejo constancia de lo siguiente:

El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 24%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 20/09/2024. He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de investigación, y no se advierte indicios de plagio.

Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha:

Lima, 24 de Setiembre de 2024.

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: QUIUN WONG, Daniel Roberto	
DNI: 07800490	Firma 
ORCID: 0000-0001-8906-6783	



## **AGRADECIMIENTO**

Un agradecimiento especial y gratitud infinita a mi asesor, Magister Ingeniero Daniel Roberto Quiun Wong por la atención y apoyo en la realización de la investigación.

De igual manera, agradezco al Magister Ingeniero Christian Asmat Goycochea y al Doctor Ingeniero Víctor Iván Fernández-Dávila Gonzales por las sugerencias y aportes en la realización de la investigación.



## RESUMEN

En el Perú existen muchos tipos de edificios con uso variable tales como oficinas, hospitales, comerciales, etc. Muchos de los cuales presentan configuraciones estructurales en base a pórticos de concreto armado y poseen poca rigidez lateral, originando grandes deformaciones laterales durante la ocurrencia de un evento sísmico.

El comportamiento estructural de dichas estructuras puede ser evaluado por diferentes métodos, uno de ellos es el análisis estático incremental o análisis pushover. Sin embargo, la respuesta estructural traducida en la curva de capacidad y la energía disipada depende del patrón de carga lateral empleado en el análisis.

La presente tesis comprende el estudio de pórticos de concreto armado de 4, 8, y 12 pisos y cada uno de 3, 4, y 5 vanos con sistema estructural regular evaluados ante cargas laterales incrementales mediante un análisis estático no lineal pushover, estos patrones de cargas son uniforme, triangular, modal y modal adaptivo.

A fin de determinar el patrón de carga que refleje el comportamiento más conservador se compararon los resultados del empleo de dichos patrones con los resultados obtenidos de un análisis dinámico incremental.

Los resultados obtenidos muestran que, en el rango lineal, existe una ligera sobre estimación de la rigidez inicial  $K_1$  para los patrones de carga triangular, modal y adaptivo. En el rango no lineal, la rigidez posfluencia  $K_2$  para todos los patrones de carga representa aproximadamente el 60% de la rigidez posfluencia obtenida del análisis dinámico incremental.

Los patrones de carga triangular, modal y adaptivo dan valores de disipación de energía conservadores comparados con la energía obtenida del análisis dinámico incremental.

## ABSTRACT

In Peru there are many types of buildings with variable uses such as offices, hospitals, commercial buildings, etc. Many of which have structural configurations based on reinforced concrete frames and have little lateral rigidity, causing large lateral deformations during the occurrence of a seismic event.

The structural behavior of these structures can be evaluated by different methods, one of them is incremental static analysis or pushover analysis. However, the structural response translated into the capacity curve and the dissipated energy depends on the lateral loading pattern used in the analysis.

The present thesis includes the study of reinforced concrete frames of 4, 8, and 12 floors and each one of 3, 4, and 5 spans with a regular structural system evaluated against incremental lateral loads through a nonlinear static pushover analysis, these patterns of Loads are uniform, triangular, modal and adaptive modal.

In order to determine the loading pattern that reflects the most conservative behavior, the results of using these patterns were compared with the results obtained from an incremental dynamic analysis.

The results obtained show that, in the linear range, there is a slight overestimation of the initial stiffness  $K_1$  for the triangular, modal and adaptive loading patterns. In the nonlinear range, the post-yield stiffness  $K_2$  for all loading patterns represents approximately 59% of the post-yield stiffness obtained from the incremental dynamic analysis.

The triangular, modal and adaptive loading patterns give conservative energy dissipation values compared to the energy obtained from the incremental dynamic analysis.

## TABLA DE CONTENIDOS

1.	INTRODUCCION .....	1
1.1.	Alcances y limitaciones.....	2
1.2.	Objetivos .....	3
1.3.	Antecedentes.....	3
2.	MARCO TEORICO .....	5
2.1.	Patrones de carga.....	5
2.1.1.	Patrón de carga triangular.....	5
2.1.2.	Patrón de carga modal considerando el primer modo o modo fundamental .....	6
2.1.3.	Patrón de carga uniforme .....	7
2.1.4.	Patrón de carga modal adaptivo .....	7
2.2.	Análisis Pushover - Curva de Capacidad .....	9
2.2.1.	Representación bilineal de la curva de capacidad .....	10
2.3.	Modelos no lineales de comportamiento de los materiales .....	11
2.3.1.	Propiedades del concreto.....	12
2.3.2.	Propiedades del acero.....	14
2.4.	Modelos no lineales de comportamiento de los elementos .....	15
2.4.1.	Modelos con plasticidad concentrada.....	16
2.4.2.	Modelos con plasticidad distribuida.....	17
2.5.	Energía a partir de la curva de capacidad.....	20
2.6.	Energía a partir espectro de capacidad.....	21
3.	DISEÑO DE LOS PORTICOS DE CONCRETO ARMADO.....	24
3.1.	Modelos analizados .....	24
3.2.	Consideraciones para el análisis.....	26
3.2.1.	Propiedades elásticas de los materiales .....	26
3.2.2.	Cargas consideradas .....	27
3.2.3.	Parámetros sísmicos y cálculo de la demanda sísmica.....	28
3.3.	Cortantes basales de diseño.....	29
3.4.	Diseño de los elementos de concreto armado. ....	29
3.5.	Dimensionamiento de los elementos estructurales.....	29
3.5.1.	Selección del tamaño de columnas.....	30
3.5.2.	Selección del tamaño de las vigas .....	30
3.5.3.	Selección del espesor de las losas .....	30
3.6.	Resultado del análisis .....	31
3.6.1.	Pórticos de 12 pisos.....	32
3.6.2.	Pórticos de 8 pisos.....	33
3.6.3.	Pórticos de 4 pisos.....	34
3.7.	Modelos no lineales de los materiales.....	35
3.8.	Modelos no lineales de los elementos .....	39
4.	ANÁLISIS NO LINEAL DE LOS PORTICOS PLANOS.....	40
4.1.	Análisis dinámico incremental (ANLD) .....	40
4.1.1.	Curva de capacidad a partir del análisis dinámico incremental (ANLD).....	41
4.2.	Análisis estático incremental o Pushover .....	43

4.2.1.	Curva de capacidad a partir del análisis estático incremental (Pushover).....	43
4.2.2.	Punto de fluencia efectiva en la sectorización del espectro de capacidad.....	50
4.3.	Espectro de capacidad .....	55
4.4.	Energía a partir de la curva de capacidad.....	57
4.4.1.	Pórtico de 12 pisos: .....	59
4.4.2.	Pórtico de 8 pisos: .....	61
4.4.3.	Pórtico de 4 pisos: .....	62
4.5.	Energía a partir del espectro de capacidad .....	63
4.6.	Energía disipada por amortiguamiento $E_D$ y máxima energía de deformación $E_{SO}$ ....	64
4.6.1.	Pórtico de 12 pisos: .....	64
4.6.2.	Pórtico de 8 pisos: .....	66
4.6.3.	Pórtico de 4 pisos: .....	67
5.	FUNCIONES DE ESTIMACION DE CURVAS DE CAPACIDAD DEL ANALISIS DINAMICO INCREMENTAL A PATIR DEL ANALISIS PUSHOVER .....	69
5.1.	Funciones de estimación de curvas de capacidad bilinealizadas.....	69
5.1.1.	Resultado de las funciones de estimación .....	70
5.2.	Funciones de estimación de la mediana de valores de las funciones bilinealizadas. ..	74
5.2.1.	Resultado de las funciones de estimación .....	75
6.	CONCLUSIONES .....	81
6.1.	Curva de capacidad .....	81
6.2.	Energía Disipada a partir de la curva de capacidad.....	82
6.3.	Energía disipada por amortiguamiento $E_D$ y máxima energía de deformación $E_{SO}$ .....	82
6.4.	Funciones de estimación de la mediana de valores de las funciones bilinealizadas. ..	83
6.5.	Futuras líneas de investigación .....	83
6.6.	Propuestas para incorporación en los códigos de diseño.....	84
7.	BIBLIOGRAFÍA.....	85

## INDICE DE TABLAS

Tabla 1.1: Pórticos a analizar .....	3
Tabla 2.1: Expresiones empíricas para longitud de la rotula plástica (Zhao et al., 2011).....	16
Tabla 3.1: Pórticos a evaluar .....	24
Tabla 3.2: Cargas de gravedad consideradas en el análisis .....	27
Tabla 3.3: Metrado de cargas de gravedad.....	27
Tabla 3.4: Cortantes de diseño .....	29
Tabla 3.5: Dimensionamiento del tamaño de las columnas .....	30
Tabla 3.6: Dimensionamiento del tamaño de las vigas .....	30
Tabla 3.7: Dimensionamiento del espesor de las losas .....	31
Tabla 4.1: Datos de cortantes, desplazamientos y rigideces para pórticos de 12 pisos.....	45
Tabla 4.2: Datos de cortantes, desplazamientos y rigideces para pórticos de 8 pisos.....	47
Tabla 4.3: Datos de cortantes, desplazamientos y rigideces para pórticos de 4 pisos.....	49
Tabla 4.4: Variación del punto de fluencia efectiva en pórticos de 12 pisos .....	54
Tabla 4.5: Variación del punto de fluencia efectiva en pórticos de 8 pisos .....	55
Tabla 4.6: Variación del punto de fluencia efectiva en pórticos de 4 pisos .....	55
Tabla 4.7: Factor de participación modal $PF_l$ y coeficiente de masa efectiva $\alpha_l$ .....	56
Tabla 4.8: Valores del espectro de capacidad .....	57
Tabla 4.9: Energía disipada a partir de la curva de capacidad .....	59
Tabla 5.1: Coeficientes $\alpha$ , $\beta$ , $\gamma$ de representación bilineal para pórticos de 12, 8 y 4 pisos.....	70
Tabla 5.2: Coeficientes $\alpha$ , $\beta$ , $\gamma$ para diferentes patrones de carga lateral.....	75
Tabla 5.3: Error calculado en la función de estimación de curvas de capacidad bilineal con la mediana de los coeficientes para patrón de carga triangular.....	75
Tabla 5.4: Error calculado en la función de estimación de curvas de capacidad bilineal con la mediana de los coeficientes para patrón de carga modal. ....	75
Tabla 5.5: Error calculado en la función de estimación de curvas de capacidad bilineal con la mediana de los coeficientes para patrón de carga adaptivo.....	76



Tabla 5.6: Error calculado en la función de estimación de curvas de capacidad bilineal con la mediana de los coeficientes para patrón de carga uniforme..... 76



## INDICE DE FIGURAS

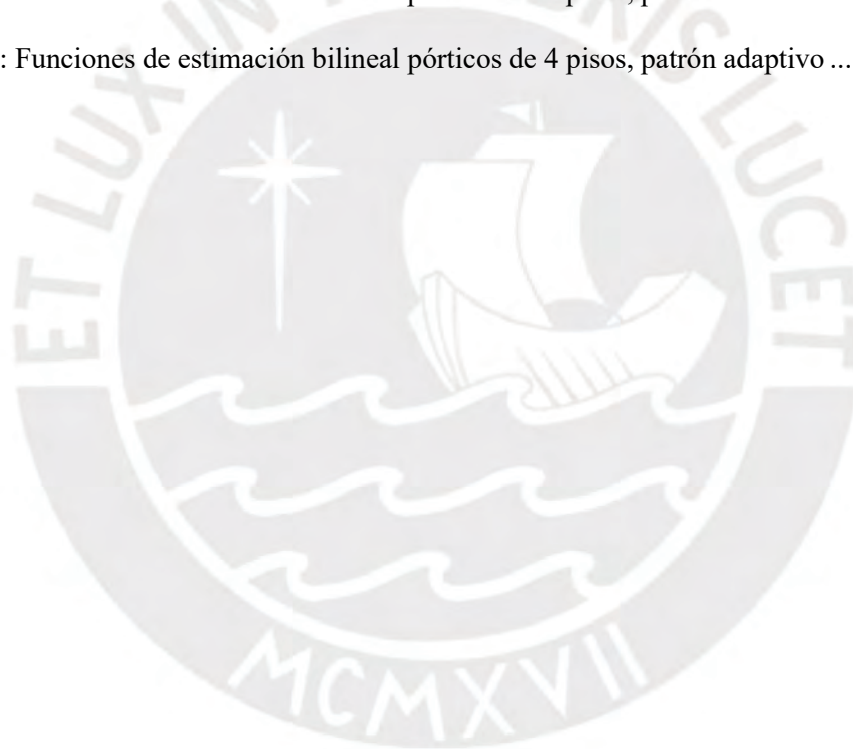
Figura 1.1: Edificios peruanos con sistemas estructurales aporticados.....	1
Figura 2.1: Patrón de carga triangular aplicado en cada piso (FEMA 356, 2000).....	6
Figura 2.2: Patrón de carga modal (modo 1) aplicado en cada piso (ATC 40, 1996).....	7
Figura 2.3: Patrón de carga uniforme aplicado en cada piso (FEMA 356, 2000).....	7
Figura 2.4: Curva de capacidad con patrón de carga adaptivo (Pinho y Stelios, 2005).....	8
Figura 2.5: Pushover adaptivo usando combinaciones modales (Papanikolaou et al., 2005).....	9
Figura 2.6: Análisis pushover (González y Carpio, 2018).....	10
Figura 2.7: Representación bilineal de la curva de capacidad.....	11
Figura 2.8: Diagrama de esfuerzo deformación para el concreto (Mander et al., 1988).....	14
Figura 2.9: Curva de esfuerzo deformación del acero (Dodd y Restrepo, 1995).....	15
Figura 2.10: Tipos de modelos estructurales (NIST, 2017).....	15
Figura 2.11: Diagrama momento–giro según a partir del diagrama momento–curvatura.....	17
Figura 2.12: Representación Idealizada del diagrama momento–giro (FEMA 356, 2000).....	17
Figura 2.13: Secciones de integración de Gauss-Lobatto (Zendaoui et al., 2016).....	18
Figura 2.14: Discretización de una sección transversal típica de concreto armado (SeismoSoft, 2021).....	18
Figura 2.15: Esquema del elemento en un enfoque de plasticidad distribuida (Fedak, 2012)....	19
Figura 2.16: Modelo de plasticidad distribuida a lo largo del elemento con 6 puntos de integración (NIST, 2017).....	19
Figura 2.17: Extensión del cálculo de la energía en el dominio inelástico (Siddiqui y Krishna, 2013).....	20
Figura 2.18: Energía elástica y energía plástica, adaptado de (Kotamidis y Doudoumis, 2008). 21	21
Figura 2.19: Espectro de capacidad a partir de la curva de capacidad de una estructura (ATC 40, 1996).....	21
Figura 2.20: Ubicación del punto de desempeño (ATC 40, 1996), (Zameeruddin y Sangle, 2016).....	22
Figura 2.21: Cálculo del amortiguamiento del espectro reducido (ATC 40, 1996).....	23

Figura 3.1: Vista en planta de la estructura y selección del pórtico a evaluar: 5 vanos (a), 4 vanos (b), 3 vanos (c) .....	25
Figura 3.2: Elevación de pórticos de 12 pisos: E 12-5 (a), E 12-4 (b), E 12-3 (c).....	25
Figura 3.3: Elevación de pórticos de 8 pisos: E 8-5 (a), E 8-4 (b), E 8-3 (c).....	25
Figura 3.4: Elevación de los pórticos de 4 pisos: E 4-5 (a), E 4-4 (b), E 4-3 (c) .....	26
Figura 3.5: Espectro de demanda .....	28
Figura 3.6: Elevación de los pórticos de 12 pisos: E 12-5 (a), E 12-4 (b), E 12-3 (c). .....	32
Figura 3.7: Detalles de columnas .....	32
Figura 3.8: Detalles de vigas .....	33
Figura 3.9: Elevación de los pórticos de 8 pisos: E 8-5 (a), E 8-4 (b), E 8-3 (c) .....	33
Figura 3.10: Detalles de columnas .....	34
Figura 3.11: Detalles de vigas .....	34
Figura 3.12: Elevación de los pórticos: E 4-5 (a), E 4-4 (b), E 4-3 (c) .....	35
Figura 3.13: Detalles de columnas .....	35
Figura 3.14: Detalles de vigas .....	35
Figura 3.15: Curva de esfuerzo deformación del concreto confinado para la columna C1 de 1.00x1.00m.....	37
Figura 3.16: Curva de esfuerzo deformación del acero.....	37
Figura 3.17: Curva de esfuerzo deformación del concreto confinado para la viga V1 de 0.40x0.80m.....	39
Figura 4.1: Registro sísmico Lima 66 .....	40
Figura 4.2: Registro sísmico Lima 70 .....	40
Figura 4.3: Registro sísmico Lima 74 .....	41
Figura 4.4: Curvas de capacidad provenientes del ANLD para pórticos de 12 pisos .....	42
Figura 4.5: Curvas de capacidad provenientes del ANLD para pórticos de 8 pisos .....	42
Figura 4.6: Curvas de capacidad provenientes del ANLD para pórticos de 4 pisos .....	42
Figura 4.7: Patrones de carga: (a) triangular, (b) modal, (c) uniforme, (d) adaptivo .....	43
Figura 4.8: Curva de capacidad para pórtico E 12-5.....	45

Figura 4.9: Curva de capacidad para pórtico E 12-4.....	45
Figura 4.10: Curva de capacidad para pórtico E 12-3.....	46
Figura 4.11: Curva de capacidad para pórtico E 8-5.....	47
Figura 4.12: Curva de capacidad para pórtico E 8-4.....	47
Figura 4.13: Curva de capacidad para pórtico E 8-3.....	48
Figura 4.14: Curva de capacidad para pórtico E 4-5.....	49
Figura 4.15: Curva de capacidad para pórtico E 4-4.....	49
Figura 4.16: Curva de capacidad para pórtico E 4-3.....	50
Figura 4.17: Sectorización del espectro de capacidad propuesto por el (ATC 40, 1996).....	50
Figura 4.18: Ubicación del punto de fluencia efectiva para pórticos E 12-5.....	51
Figura 4.19: Ubicación del punto de fluencia efectiva para pórticos E 12-4.....	51
Figura 4.20: Ubicación del punto de fluencia efectiva para pórticos E 12-3.....	52
Figura 4.21: Ubicación del punto de fluencia efectiva para pórticos E 8-5.....	52
Figura 4.22: Ubicación del punto de fluencia efectiva para pórticos E 8-4.....	52
Figura 4.23: Ubicación del punto de fluencia efectiva para pórticos E 8-3.....	53
Figura 4.24: Ubicación del punto de fluencia efectiva para pórticos E 4-5.....	53
Figura 4.25: Ubicación del punto de fluencia efectiva para pórticos E 4-4.....	53
Figura 4.26: Ubicación del punto de fluencia efectiva para pórticos E 4-3.....	54
Figura 4.27: Espectro de capacidad para pórtico E 12-5.....	57
Figura 4.28: Curva de capacidad de energía a partir de la curva de capacidad (Siddiqui y Krishna, 2013).....	58
Figura 4.29: Energía elástica y energía plástica, adaptado de (Kotamidis y Doudoumis, 2008).....	58
Figura 4.30: Energía disipada para pórtico E 12-5.....	60
Figura 4.31: Energía disipada para pórtico E 12-4.....	60
Figura 4.32: Energía disipada para pórtico E 12-3.....	60
Figura 4.33: Energía disipada para pórtico E 8-5.....	61
Figura 4.34: Energía disipada para pórtico E 8-4.....	61

Figura 4.35: Energía disipada para pórtico E 8-3.....	62
Figura 4.36: Energía disipada para pórtico E 4-5.....	62
Figura 4.37: Energía disipada para pórtico E 4-4.....	63
Figura 4.38: Energía disipada para pórtico E 4-3.....	63
Figura 4.39: Ubicación del punto de desempeño para pórtico regular de 12 pisos, 5 vanos con patrón de carga modal y demanda sísmica de $S_a=0.37g$ .....	64
Figura 4.40: Energías $E_D$ y $E_{SO}$ para pórtico E 12-5.....	65
Figura 4.41: Energías $E_D$ y $E_{SO}$ para pórtico E 12-4.....	65
Figura 4.42: Energías $E_D$ y $E_{SO}$ para pórtico E 12-3.....	66
Figura 4.43: Energías $E_D$ y $E_{SO}$ para pórtico E 8-5.....	66
Figura 4.44: Energías $E_D$ y $E_{SO}$ para pórtico E 8-4.....	67
Figura 4.45: Energías $E_D$ y $E_{SO}$ pórtico E 8-3.....	67
Figura 4.46: Energías $E_D$ y $E_{SO}$ para pórtico E 4-5.....	68
Figura 4.47: Energías $E_D$ y $E_{SO}$ para pórtico E 4-4.....	68
Figura 4.48: Energías $E_D$ y $E_{SO}$ para pórtico E 4-3.....	68
Figura 5.1: Funciones de estimación bilineal pórticos de 12 pisos, patrón triangular .....	70
Figura 5.2: Funciones de estimación bilineal pórticos de 12 pisos, patrón modal.....	71
Figura 5.3: Funciones de estimación bilineal pórticos de 12 pisos, patrón adaptivo .....	71
Figura 5.4: Funciones de estimación bilineal pórticos de 12 pisos, patrón uniforme .....	71
Figura 5.5: Funciones de estimación bilineal pórticos de 8 pisos, patrón triangular .....	72
Figura 5.6: Funciones de estimación bilineal pórticos de 8 pisos, patrón modal.....	72
Figura 5.7: Funciones de estimación bilineal pórticos de 8 pisos, patrón adaptivo .....	72
Figura 5.8: Funciones de estimación bilineal pórticos de 8 pisos, patrón uniforme .....	73
Figura 5.9: Funciones de estimación bilineal pórticos de 4 pisos, patrón triangular .....	73
Figura 5.10: Funciones de estimación bilineal pórticos de 4 pisos, patrón modal.....	73
Figura 5.11: Funciones de estimación bilineal pórticos de 4 pisos, patrón adaptivo .....	74
Figura 5.12: Funciones de estimación bilineal pórticos de 4 pisos, patrón uniforme .....	74
Figura 5.13: Funciones de estimación bilineal pórticos de 12 pisos, patrón triangular .....	76

Figura 5.14: Funciones de estimación bilineal pórticos de 12 pisos, patrón modal .....	77
Figura 5.15: Funciones de estimación bilineal pórticos de 12 pisos, patrón adaptivo .....	77
Figura 5.16: Funciones de estimación bilineal pórticos de 12 pisos, patrón uniforme .....	77
Figura 5.17: Funciones de estimación bilineal pórticos de 8 pisos, patrón triangular .....	78
Figura 5.18: Funciones de estimación bilineal pórticos de 8 pisos, patrón modal .....	78
Figura 5.19: Funciones de estimación bilineal pórticos de 8 pisos, patrón adaptivo .....	78
Figura 5.20: Funciones de estimación bilineal pórticos de 8 pisos, patrón uniforme .....	79
Figura 5.21: Funciones de estimación bilineal pórticos de 4 pisos, patrón triangular .....	79
Figura 5.22: Funciones de estimación bilineal pórticos de 4 pisos, patrón modal .....	79
Figura 5.23: Funciones de estimación bilineal pórticos de 4 pisos, patrón uniforme .....	80
Figura 5.24: Funciones de estimación bilineal pórticos de 4 pisos, patrón adaptivo .....	80



## 1. INTRODUCCION

Los terremotos son considerados peligros naturales más impredecibles y devastadores, causan enormes pérdidas económicas, de propiedad y población (Oretaa, 2015).

En la actualidad existen en el Perú muchos edificios construidos con configuraciones estructurales en base a pórticos de concreto armado tales como hospitales, colegios, universidades, instituciones públicas y edificios de vivienda y oficinas.

Edificios como los mostrados en la Figura 1.1, con diferentes categorías o usos tales como oficinas (izquierda), hospitales (centro) y comercial (derecha) presentan sistemas estructurales de pórticos de concreto armado y poseen poca rigidez lateral, originando grandes deformaciones laterales al ser demandados por un evento sísmico.



Figura 1.1: Edificios peruanos con sistemas estructurales aporticados

Dentro de este contexto surgen procedimientos para la evaluación del comportamiento sísmico de estructuras. Uno de estos métodos de evaluación es el análisis estático no lineal o análisis pushover.

En el análisis estático incremental, la estructura se somete a cargas de gravedad que se mantienen constantes y cargas laterales que aumentan monótonicamente hasta alcanzar un desplazamiento objetivo (Rana y Rana, 2015), este desplazamiento objetivo se mide en el último nivel de la estructura.

Dependiendo del grado de complejidad del análisis que considere la deformación de la estructura surgen métodos de análisis pushover tales como:

Análisis pushover convencional (no adaptivo) no toma en cuenta el efecto de su propia deformación, es decir, la distribución de fuerzas horizontales (uniforme, triangular, modal, etc.) que simula la respuesta dinámica de la estructura puede asumirse constante (SeismoSoft, 2021). Mientras que en el análisis pushover adaptivo se tiene en cuenta el efecto de su propia deformación. En este tipo de análisis, la distribución de carga lateral no permanece constante sino que se actualiza continuamente durante el análisis en función de la forma de los modos de vibración (Shayanfar et al., 2016).

### **1.1. Alcances y limitaciones**

En el presente trabajo se desarrolló la evaluación de la influencia del patrón de carga lateral sobre la curva de capacidad y la energía disipada, y comprende el estudio de pórticos planos regulares de diferentes alturas y número de vanos.

El análisis pushover se realizó considerando distintos patrones de carga: uniforme, triangular, modal y adaptivo, aplicados a cada uno de los pórticos analizados.

A fin de seleccionar el patrón de carga que refleje un comportamiento conservador de la estructura, se compararon curvas de capacidad obtenidas mediante análisis estáticos incrementales (pushover) y dinámicos incrementales (ANLD).

Finalmente, se obtuvieron funciones de estimación para relacionar las curvas de capacidad provenientes de ambos análisis.

Las estructuras evaluadas presentan principalmente un sistema estructural sísmico basado en pórticos planos de concreto armado., de 4, 8 y 12 pisos cada una y con 3, 4 y 5 vanos, dispuestos de forma regular. En total se van a analizar 9 tipos de pórticos señalados en la Tabla 1.1.



Tabla 1.1: Pórticos a analizar

<b>Pórtico</b>	<b>Descripción</b>
E 12-5	Pórtico de 12 pisos y 5 vanos
E 12-4	Pórtico de 12 pisos y 4 vanos
E 12-3	Pórtico de 12 pisos y 3 vanos
E 8-5	Pórtico de 8 pisos y 5 vanos
E 8-4	Pórtico de 8 pisos y 4 vanos
E 8-3	Pórtico de 8 pisos y 3 vanos
E 4-5	Pórtico de 4 pisos y 5 vanos
E 4-4	Pórtico de 4 pisos y 4 vanos
E 4-3	Pórtico de 4 pisos y 3 vanos

## 1.2. Objetivos

El objetivo general del estudio es determinar la influencia del patrón de carga lateral empleado en el análisis estático no lineal sobre la curva de capacidad y la energía disipada en pórticos planos concreto armado y diferenciados por el número de pisos y número de vanos.

Los objetivos específicos son:

1. Analizar la influencia sobre la curva de capacidad por variación del patrón de carga lateral empleado en el análisis estático incremental.
2. Seleccionar el patrón de carga que refleje un comportamiento conservador en comparación con aquel que resulte de un análisis dinámico incremental.
3. Analizar la influencia que se da en la energía disipada obtenida de la curva de capacidad por variación del patrón de carga lateral empleado en el análisis estático no lineal.
4. Analizar la influencia que se da en la energía disipada obtenidas del método del espectro de capacidad.
5. Establecer funciones de estimación que relacionen curvas de capacidad de estructuras obtenidas mediante el análisis estático incremental y mediante el análisis dinámico incremental.

## 1.3. Antecedentes.

Diversos estudios se han realizado tomando en cuenta el patrón de carga lateral para diferentes tipologías o sistema estructural; estos estudios muestran las ventajas del empleo de uno u otro patrón de carga dependiendo del tipo de sistema estructural resistente; se tiene así que, estructuras irregulares de concreto armado con problemas de torsión o estructuras sometidas a cargas sísmicas

de componentes múltiples, el análisis que considera un patrón de carga lateral multimodal predice mejor el comportamiento estructural de las mismas (Lherminier et al., 2023).

De manera similar (Bhandari et al., 2018) concluyen que, para estructuras con sistema estructural sísmico basado en pórticos planos de concreto armado con aislamiento sísmico, el análisis que considera un patrón de carga lateral uniforme es el que da valores de cortante y desplazamientos similares al análisis tiempo historia. Por el contrario; en estructuras aperticadas sin aislamiento sísmico, la evaluación que considera un patrón de carga triangular presenta una curva de menor capacidad en comparación con aquella evaluación que considera un patrón de carga uniforme en el análisis (Tavaloki y Alashti, 2013), (Mwafy y Elnashai, 2001).

Estructuras de mampostería como elementos barra sometidos a patrones de carga lateral uniforme, las resistencias siempre son mayores y en el orden del 15% superior comparado con patrones de carga modal (Sonekar y Bakre, 2015)

Existen además diversos estudios que abordan el tema de la energía disipada en estructuras de concreto a partir del análisis estático incremental o análisis pushover.

De la curva de capacidad en una estructura, la energía absorbida se compone en dos partes: energía elástica y energía plástica. La energía elástica se calcula como el área del triángulo debajo de la curva de capacidad definido por los puntos  $V_y, D_y$  que son el cortante y desplazamiento de fluencia respectivamente.

Para el cálculo de la energía se han propuesto varios métodos. uno de los métodos conocido como balance de energía consiste en representar la curva de capacidad en un tramo con comportamiento elástico hasta un punto  $V_e, D_e$  que dependen de la ductilidad del sistema, del periodo de la estructura y de la pseudo velocidad. (Aliakbari et al., 2020), (Leelataviwat et al., 2009) y el otro tramo que considera el cálculo de la energía plástica como la integral de la curva de capacidad a partir del punto de cedencia de la estructura (Siddiqui y Krishna, 2013).

Métodos como el EA “enfoque energético” (Parducci et al., 2006) o el método de la energía equivalente (Manuokas et al., 2011) proponen el cálculo de la energía disipada de una estructura de múltiples grados de libertad (MDOF) a partir de la curva de capacidad de un sistema de un grado de libertad (SDOF) a través de una simple equivalencia de energía.

## 2. MARCO TEORICO

Este capítulo proporciona el marco teórico y conceptual para los procedimientos adoptados para realizar este estudio. Los temas cubiertos incluyen modelos no lineales de las materiales respuestas no lineales de componentes y estructuras, así como procedimientos y métodos para evaluar la energía disipada.

### 2.1. Patrones de carga

Los patrones de carga lateral en un análisis pushover se deben aproximar a las fuerzas inerciales que se esperan en la estructura durante un sismo a fin de determinar con precisión las magnitudes de fuerzas cortantes, momentos flectores y deformaciones (FEMA 356, 2000). Aunque las distribuciones de fuerza de inercia variarán con la intensidad sísmica y con el tiempo, usualmente se usa un patrón de carga que no varía y que no toma en cuenta el cambio de las formas de modos de vibración debido a la deformación de la estructura (Pinho y Stelios, 2005).

El patrón de carga invariante puede proporcionar una adecuada predicción de las demandas de deformación de elementos para estructura de periodos bajos dominados por un modo único. Sin embargo, el análisis pushover puede ser no preciso para estructuras de periodos más grandes, donde los efectos de modos más altos tienden a ser significativos (Pinho y Stelios, 2005).

#### 2.1.1. Patrón de carga triangular

En este tipo de patrón de carga lateral (Figura 2.1), las cargas horizontales se ubican en los nodos del centro de masa de cada entrepiso. Este patrón de carga está representado por los códigos de diseño sísmico de cada país debido a que depende de la fuerza cortante en la base ( $V$ ) que toma en cuenta valores de la aceleración del suelo, periodo del suelo, categoría de las edificaciones, sistema estructural empleado, etc.

La expresión que define el patrón de fuerza de cada nivel  $F_x$  está definida en la Ec. ( 2.1) depende de la fuerza cortante en la base  $V$  y del factor de distribución vertical de fuerzas  $C_{vx}$  que es un

valor adimensional y depende de los pesos  $w_x$ ,  $w_i$  de cada piso y de las alturas  $h_x$ ,  $h_i$  de cada piso medido desde la base de la estructura,  $k=1.00$  y queda definida en la Ec. ( 2.2).

$$F_x = C_{vx} V \quad ( 2.1)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad ( 2.2)$$

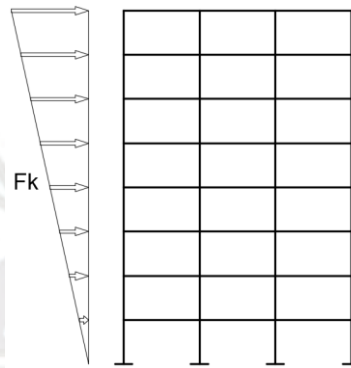


Figura 2.1: Patrón de carga triangular aplicado en cada piso (FEMA 356, 2000)

### 2.1.2. Patrón de carga modal considerando el primer modo o modo fundamental

Este tipo de patrón de carga es proporcional al producto de las masas de cada piso y la forma del primer modo del modelo elástico de la estructura (ATC 40, 1996).

La curva de capacidad es construida para representar el primer modo de respuesta de la estructura, basado en la suposición de que la respuesta de la estructura depende del modo fundamental, la fuerza  $F_i$  calculada para cada nivel es calculada con la Ec. ( 2.3) y depende del peso  $w_i$  de cada nivel y de la forma modal  $\phi_i$ .

$$F_i = \frac{w_i \phi_i}{\sum w_i \phi_i} \quad ( 2.3)$$

Esto se aplica a estructuras con periodo de vibración fundamental menores a 1 segundo ya que en las estructuras con periodos más altos o estructuras flexibles, se debe de considerar el aporte de los modos superiores.

La Figura 2.2 muestra una estructura sometida a un patrón de carga correspondiente al primer modo o modo fundamental calculado con la Ec. ( 2.3).

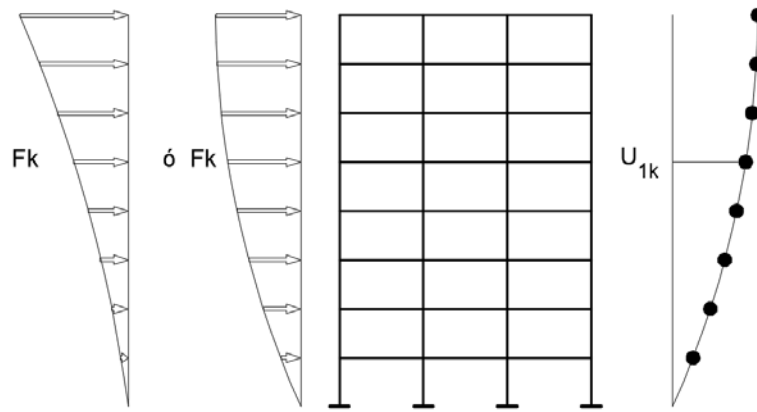


Figura 2.2: Patrón de carga modal (modo 1) aplicado en cada piso (ATC 40, 1996)

### 2.1.3. Patrón de carga uniforme

Este tipo de patrón de carga presenta una distribución uniforme de fuerzas laterales proporcionales a las masas ( $m_j$ ) de cada piso de la estructura (FEMA 356, 2000).

La distribución uniforme de la fuerza  $F_k$  para cada nivel  $j$  se da en la Ec. (2.4) y su representación gráfica se muestra en la Figura 2.3.

$$F_k = m_j \quad (2.4)$$

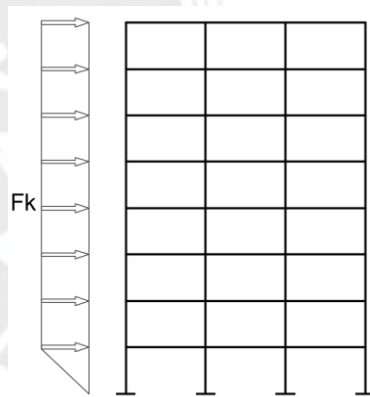


Figura 2.3: Patrón de carga uniforme aplicado en cada piso (FEMA 356, 2000)

### 2.1.4. Patrón de carga modal adaptivo

Este tipo de patrón de carga está contemplado en el FEMA 356 y considera el efecto de la deformación de la estructura, es decir, la distribución de carga lateral  $F_{ij}$  no permanece constante, esta se actualiza continuamente en el análisis, de acuerdo con las formas modales de la estructura (Shayanfar et al., 2016).

Su formulación tiene la expresión de las Ec. ( 2.5) y ( 2.6) (López, 2004).

$$F_{ij} = \Gamma_j \phi_{ij} W_i S_a(j) \quad (2.5)$$

$$\Gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{ij}}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{ij}^2} \quad (2.6)$$

Donde,  $i$  es el número de piso,  $j$  es el número de modo,  $N$  es el número de modos considerado en el análisis,  $\phi_{ij}$  es la masa normalizada de la forma modal para el piso  $i$  y el modo  $j$ ,  $W_i$  es el peso del piso  $i$ ,  $S_a(j)$  es la aceleración espectral del modo  $j$ ,  $\Gamma_j$  es el factor de participación modal para el modo  $j$ .

La Figura 2.4 muestra la actualización del patrón de carga en un análisis pushover adaptivo reflejando la degradación progresiva de la rigidez y de resistencia de la estructura inducida por la incursión en el rango inelástico y el cambio del patrón de carga lateral por actualización de los modos de vibración (Pinho y Stelios, 2005).

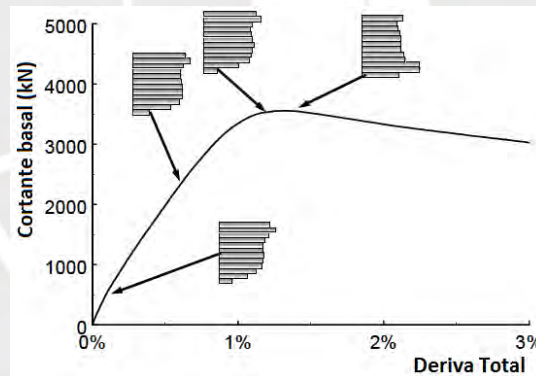


Figura 2.4: Curva de capacidad con patrón de carga adaptivo (Pinho y Stelios, 2005)

El enfoque del análisis pushover adaptivo toma en cuenta la interacción de modos (Papanikolaou et al., 2005). El patrón de carga lateral no permanece constante en el análisis, sino que se actualiza continuamente, en función de una combinación de formas de modos instantáneos (Figura 2.5).

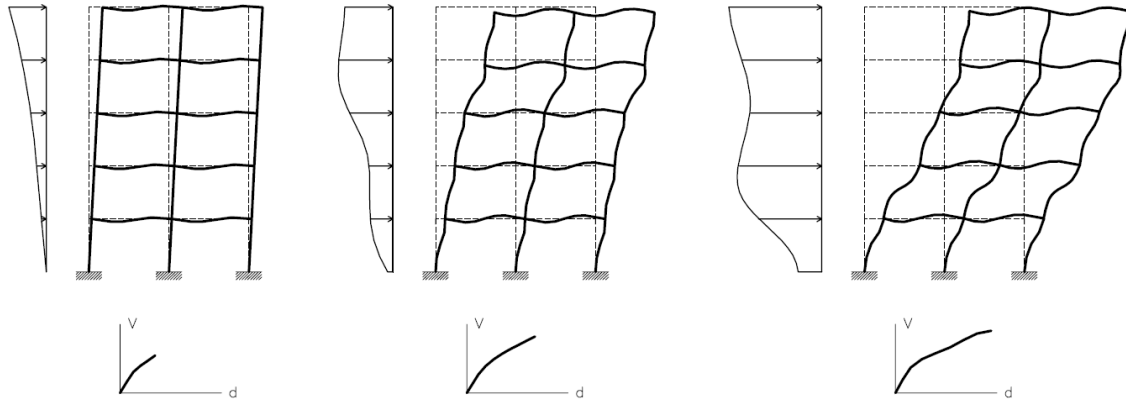


Figura 2.5: Pushover adaptivo usando combinaciones modales (Papanikolaou et al., 2005)

## 2.2. Análisis Pushover - Curva de Capacidad

Este análisis es uno de los métodos de evaluación de estructuras sometidas a demandas sísmicas. En este método, la estructura incursiona en el rango no lineal cuando es sujeta incrementalmente a un patrón de carga lateral monótonica hasta que esta se alcance su máxima capacidad de desplazamiento.

Para el análisis pushover se emplean modelos teóricos no lineales, es decir se evalúa el comportamiento no lineal de los materiales, luego de las secciones y elementos y finalmente de la estructura en su conjunto.

Cuando se somete una estructura a una fuerza cuya intensidad es controlada y gradualmente creciente, la estructura se deforma lateralmente hasta que algunos de sus elementos alcancen su límite elástico comenzando a producirse fallas locales producto de plastificaciones de los elementos (Figura 2.6).

Esta curva de deformación lateral medida en el último nivel ( $\Delta_{roof}$ ) versus el corte basal acumulado de la estructura ( $V$ ) es conocida como curva de capacidad y es definida por la naturaleza de la fuerza incremental, la capacidad resistente de cada componente individual y la configuración estructural.

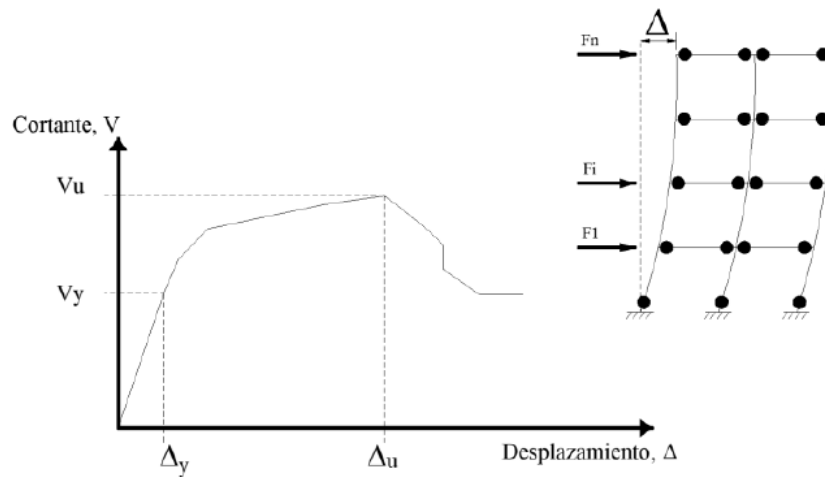


Figura 2.6: Análisis pushover (Gonzáles y Carpio, 2018)

### 2.2.1. Representación bilineal de la curva de capacidad

La curva de capacidad constituye la gráfica de múltiples pares en términos de  $\Delta_{roof} - V$ . Para determinar la rigidez lateral efectiva  $K_e$  y la fuerza de fluencia efectiva  $V_y$  esta debe ser bilinealizada (FEMA 356, 2000) tal como se muestra en la Figura 2.7.

Para la bilinealización de la curva de capacidad, se siguen los lineamientos dados en el FEMA 356, con algunas pequeñas variaciones propuestas por Burgos (Burgos, 2007) en la determinación del desplazamiento último y en el cálculo de la rigidez efectiva de la estructura.

Los pasos a seguir para la bilinealización de la curva de capacidad son los siguientes: (Ec. ( 2.7) a Ec. ( 2.11) ).

- ✓ A partir de la curva de capacidad de la estructura, calcular el área bajo la curva  $A_{curva}$  (Figura 2.7 (a)).
- ✓ Definir el punto “B” de la curva de capacidad que representa el desplazamiento lateral último  $D_u$  asociado a un cortante basal  $V_u$
- ✓ Desde origen “O” trazar una recta hasta un punto de la curva de capacidad donde se produce la primera fluencia de aquel elemento que haya alcanzado su límite elástico ( $D'_y$ ,  $V'_y$ ), dicha recta determina la rigidez lateral elástica efectiva de la estructura o pendiente inicial  $k_e$  de la curva bilineal.



$$k_e = \frac{V_y'}{D_y'} \quad (2.7)$$

- ✓ Calcular el área de la curva bilineal idealizada  $A_{bilineal}$  definido por las rectas OA y AB con el eje horizontal (Figura 2.7 (b)).
- ✓ Mediante un proceso iterativo que consiste en igualar las áreas bajo la curva de capacidad  $A_{curva}$  y la curva bilineal idealizada  $A_{bilineal}$  se estima la fuerza cortante basal de fluencia  $V_y$  y el desplazamiento de fluencia  $D_y$ .

$$k_e = \frac{V_y}{D_y} \quad (2.8)$$

$$D_y = \frac{V_y}{k_e} \quad (2.9)$$

- ✓ Determinar el error  $\varepsilon$  en la representación bilineal como:

$$\varepsilon = \frac{A_{curva} - A_{bilineal}}{A_{curva}} * 100 \quad (2.10)$$

- ✓ Definido un valor máximo del error  $\varepsilon$ , se procede a calcular el nuevo valor de cortante basal mediante un proceso iterativo hasta que el valor  $\varepsilon$  calculado este por debajo del valor máximo definido.

$$V_y^{i+1} = \frac{A_{curva}}{A_{bilineal}} * V_y^i \quad (2.11)$$

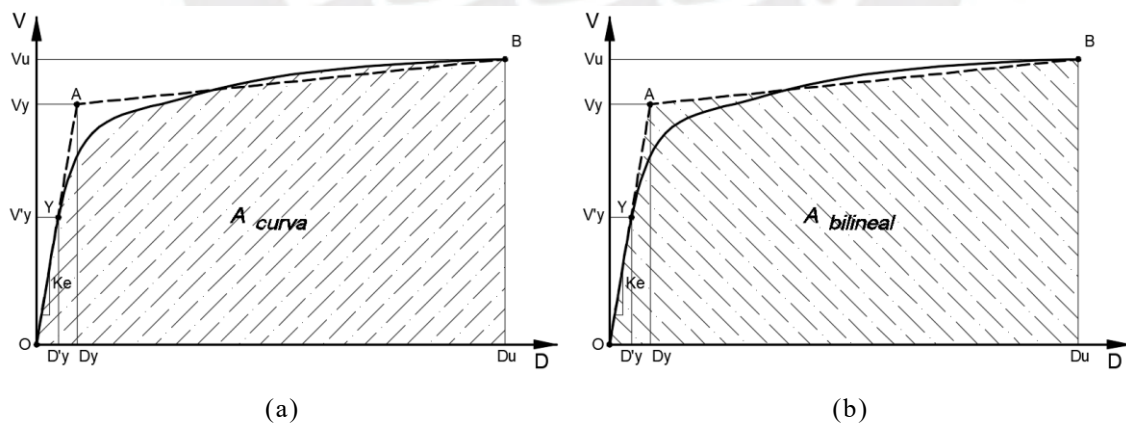


Figura 2.7: Representación bilineal de la curva de capacidad.

### 2.3. Modelos no lineales de comportamiento de los materiales

El concreto armado está compuesto por concreto y acero los mismos que dependen de una gran cantidad de variables y modelos con diversos grados de complejidad. La forma de aplicación de

cargas, o la interacción entre cada uno de los materiales que conforman una sección, son algunas de las variables que justifican la existencia de una gran cantidad de leyes constitutivas diferentes (Chang, 2015).

Para el análisis y evaluación de estructuras de concreto armado se emplean relaciones esfuerzo deformación idealizado o simplificado, tanto para el concreto como para el acero, las cuales fueron desarrolladas a partir de los resultados experimentales.

Para el concreto se propone el modelo de esfuerzo deformación propuesto por Mander (Mander et al., 1988) y para el acero se propone el modelo propuesto por Dodd – Restrepo (Dodd y Restrepo, 1995).

### **2.3.1. Propiedades del concreto**

La respuesta de una estructura depende en gran medida de la relación esfuerzo deformación de los materiales constituyentes y de la magnitud de las cargas aplicadas. Dado que el concreto presenta un mejor comportamiento en compresión, la relación esfuerzo deformación en compresión es la principal característica que debe ser evaluada y/o estudiada (Kwak y Kim, 2002).

El comportamiento del concreto toma principal importancia bajo esfuerzos de compresión, ya que bajo sollicitaciones de tracción su capacidad es considerablemente menor, dentro del orden de 10% de su capacidad en compresión (Ottazzi, 2004).

**Modelo de Mander** (Mander et al., 1988).- este modelo representa el comportamiento no lineal del concreto ante cargas axiales de compresión, y considera el efecto de la cuantía y disposición del refuerzo de confinamiento el cual no solo incrementa la capacidad de deformación del concreto, sino también la resistencia a compresión del mismo.

En la Ec. ( 2.12),  $f'_{cc}$  representa la resistencia a la compresión de la sección confinada donde  $\lambda$  es el factor de incremento de resistencia a la compresión  $f'_c$  y depende de las medidas del núcleo confinado y de la cuantía del refuerzo transversal o de confinamiento.

La capacidad de deformación unitaria  $\varepsilon_{cc}$  asociada a dicha resistencia también se incrementa respecto de  $\varepsilon_{co}$  ya que depende de la relación  $f'_{cc}/f'_{co} > 1.00$  y queda definida por la Ec. ( 2.13).

$$f'_{cc} = \lambda f'_{co} \quad (2.12)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (2.13)$$

Para secciones no confinadas, el valor de  $\lambda = 1.00$ ,  $f'_{cc} = f'_{co}$ ,  $\varepsilon_{co}$  varía entre 0.002 a 0.003 (Moehle, 2015).

La capacidad máxima de deformación del concreto confinado está limitada por la fractura por tracción de los estribos o por el pandeo del refuerzo longitudinal. En elementos de concreto armado sometidos a esfuerzos inelásticos, se recomienda que la deformación máxima del concreto sea  $\varepsilon_{cu} = 5\varepsilon_{su} \leq 0,01$ , donde  $\varepsilon_{su}$  es la deformación unitaria del refuerzo transversal a la tensión máxima en el concreto (Moehle, 2015).

La curva esfuerzo deformación del concreto (Figura 2.8) se describe en la Ec ( 2.14) donde  $x$  representa la relación entre la deformación del concreto sin confinar  $\varepsilon_c$  y la deformación del concreto confinado  $\varepsilon_{cc}$  (Ec. ( 2.15)), por otro lado,  $r$  depende del módulo de elasticidad del concreto no confinado ( $E_c$ ) y del módulo de elasticidad del concreto confinado ( $E_{cc}$ ) (Ec. ( 2.16)).

$$f_c = \frac{xr f'_{cc}}{r-1+x^r} \quad (2.14)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.15)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.16)$$

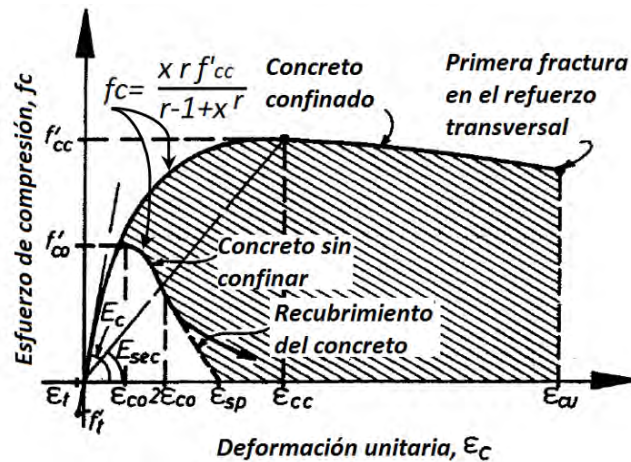


Figura 2.8: Diagrama de esfuerzo deformación para el concreto (Mander et al., 1988).

### 2.3.2. Propiedades del acero

**Modelo elastoplástico con endurecimiento por deformación.** – El modelo empleado para el acero de refuerzo es el de Dodd – Restrepo (Dodd y Restrepo, 1995) en el cual se definieron parámetros que representan su comportamiento mediante la regla de histéresis, que incorpora el efecto Bauschinger (Ortiz, 2014) como muestra en la Figura 2.9:

Para describir las características del material se definen los siguientes parámetros:

Módulo de elasticidad  $E = 210 \text{ GPa}$

Esfuerzo de fluencia - Limite elástico  $f_y = 420 \text{ MPa}$

Esfuerzo último  $f_{su} = 681 \text{ Mpa}$

Deformación de fluencia  $\varepsilon_y = 0.0021$

Deformación al inicio de la curva de endurecimiento por deformación  $\varepsilon_{sh} = 0.011$

Deformación última  $\varepsilon_{su} = 0.053$

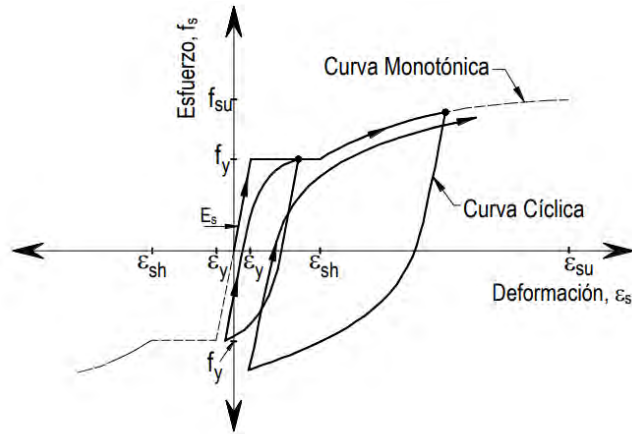


Figura 2.9: Curva de esfuerzo deformación del acero (Dodd y Restrepo, 1995)

#### 2.4. Modelos no lineales de comportamiento de los elementos

Para elementos viga-columna, los modelos para análisis pueden variar desde modelos uniaxiales de resorte o rótula hasta modelos más fundamentales de tipo fibra y modelos detallados de elementos finitos continuos como se muestra en la Figura 2.10 (NIST, 2017).

Las funciones que describen el comportamiento estructural empleados en los modelos concentrados (hacia la izquierda en la Figura 2.10) se basan en la calibración del comportamiento general de los componentes. Por el contrario, los modelos de fibra y elementos finitos continuos (hacia la derecha en la Figura 2.10) están calibrados más a nivel de material, donde la cinemática y el equilibrio de los componentes están representados más directamente por la formulación del modelo. Como tal, estos últimos modelos son más adaptables a diferentes geometrías y regímenes de carga (NIST, 2017).

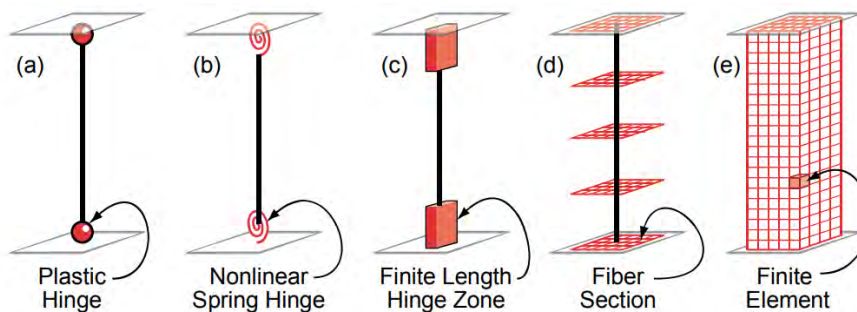


Figura 2.10: Tipos de modelos estructurales (NIST, 2017)

### 2.4.1. Modelos con plasticidad concentrada

En un modelo de plasticidad concentrada para estructuras sometidas a fuerzas laterales, el comportamiento no lineal se ubica en los extremos del elemento mediante rotulas plásticas de longitud  $L_p$ .

Los estudios de rótulas plásticas en miembros de concreto armado son hasta ahora limitados a pruebas experimentales los cuales se muestran en la tabla 2.1.

Donde  $A_g$  es el área de la sección de concreto,  $A_s$  es el área de acero de refuerzo,  $d$  es el peralte efectivo de la viga o columna,  $d_b$  es el diámetro del refuerzo longitudinal,  $E_c$  es el módulo de elasticidad del concreto,  $f'_c$  es la resistencia a la compresión del concreto,  $f_y$  es el esfuerzo de fluencia del acero,  $G_f^c$  es la energía de rotura de concreto en compresión,  $p$  es la carga axial aplicada,  $z$  es la longitud del elemento en flexión,  $\varepsilon_c$  deformación máxima en compresión.

Tabla 2.1: Expresiones empíricas para longitud de la rotula plástica (Zhao et al., 2011)

Referencia del investigador	Expresión para la longitud de la Rótula Plástica ( $L_p$ )
Baker (1956)	$k(z/d)^{1/4} d$ (para vigas y columnas)
Sawyer (1964)	$0.25d + 0.075z$
Corley (1966)	$0.5d \sqrt{0.2 d(z/d)}$ (para vigas de concreto armado)
Mattok (1967)	$0.5d + 0.05z$ (para vigas de concreto armado)
Priestley & Park (1987)	$0.08z + 6 d_b$ (para columnas de concreto armado)
Paulay & Priestley (1992)	$0.08z + 0.022d_b f_y$ (para vigas y columnas de concreto armado)
Sheikh y Khouri (1993)	$1.0h$ (para columnas bajo carga axial alta)
Coleman y Spacone (2001)	$G_f^c / [0.6 f'_c (\varepsilon_{20} - \varepsilon_c + 0.8 f'_c / E_c)]$
Panagiotakos y Fardis (2001)	$0.18z + 0.021d_b f_y$ (para vigas y columnas de concreto armado)
Bae y Bayrak (2008)	$L_p / h = [0.3(p/p_o) + 3(A_s A_g) - 1](z/h) + 0.25 \geq 0.25$ (para columnas)

La rotula plástica en un elemento se define mediante el diagrama de momento–giro (Figura 2.11) se obtiene al multiplicar los valores de curvatura del diagrama de momento–curvatura de la sección por la longitud de la rótula plástica  $L_p$

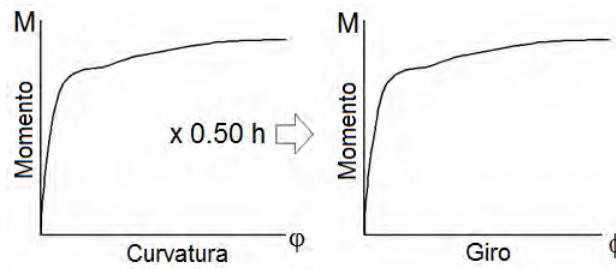


Figura 2.11: Diagrama momento–giro según a partir del diagrama momento–curvatura

Para la idealización del diagrama momento–giro se siguen los procedimientos dados en el FEMA 356 y (Coll et al., 2007), quedando definido por trazos rectos mediante los puntos A, B, C, D, E (Figura 2.12).

El punto A es el origen del diagrama con momentos y giros iguales a cero, el punto B corresponde al momento de fluencia y el giro de fluencia;

El punto C corresponde a la capacidad máxima resistente de la rótula o al momento último del diagrama, el giro se define por una ductilidad con respecto de la coordenada B, el punto D corresponde a una pérdida de resistencia en el momento de C, siendo este un valor el 40% momento en C y el giro es igual que el giro en C; el punto E tiene el mismo momento que D, y un aumento en el giro en 10% respecto del giro de la coordenada D.

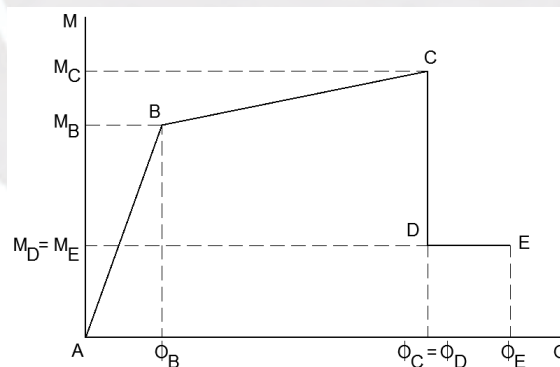


Figura 2.12: Representación Idealizada del diagrama momento–giro (FEMA 356, 2000)

#### 2.4.2. Modelos con plasticidad distribuida

En este enfoque, el elemento estructural completo se modela como un elemento inelástico, que es definido a nivel seccional. La inelasticidad global del elemento se obtiene mediante la integración de la contribución proporcionada por cada sección de control (Figura 2.13 y Figura 2.14). Una

ventaja importante de tales modelos es la inexistencia de una longitud predeterminada donde puede ocurrir la inelasticidad, porque todas las secciones pueden tener excursiones en este campo de respuesta (Zendaoui et al., 2016).

Aunque este enfoque es una estimación más cercana a la realidad, también requiere más capacidad computacional; es decir, más tiempo de análisis, así como memoria y espacio en disco (Calabrese et al. 2010).

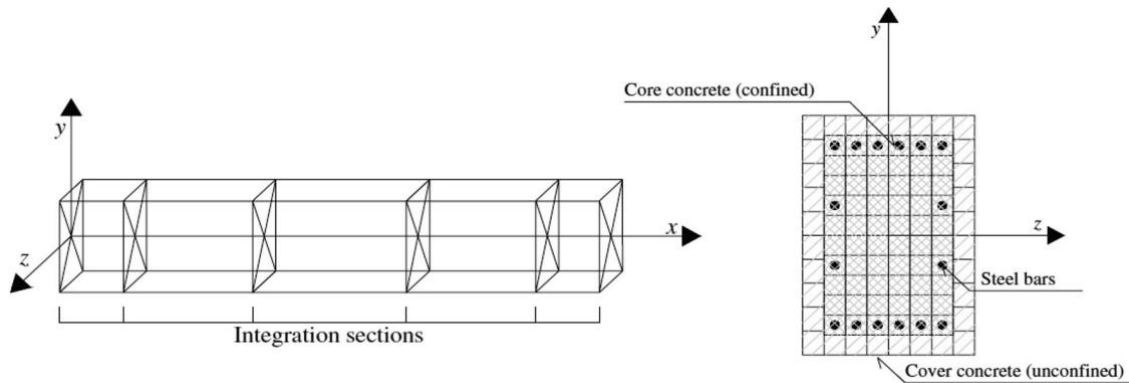


Figura 2.13: Secciones de integración de Gauss-Lobatto (Zendaoui et al., 2016)

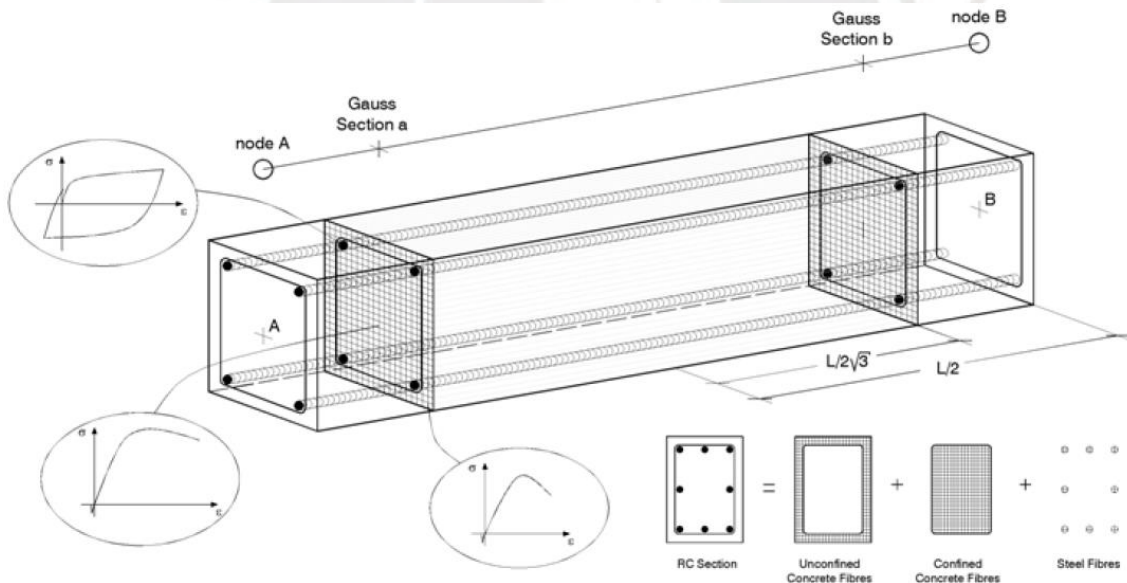


Figura 2.14: Discretización de una sección transversal típica de concreto armado (SeismoSoft, 2021)

Al igual que el enfoque de plasticidad concentrada, los modelos constitutivos se aplican a una sección discretizada para tener en cuenta el comportamiento inelástico. Sin embargo, en lugar de aplicarse a un solo punto o región, el enfoque de plasticidad distribuida aplica la sección



discretizada a cada punto de integración a lo largo del elemento (Figura 2.15 y Figura 2.16). Por lo tanto, este enfoque da con mayor precisión la distribución de la plasticidad a lo largo de un elemento (Fedak, 2012).

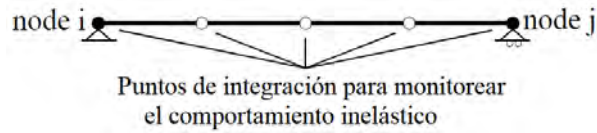


Figura 2.15: Esquema del elemento en un enfoque de plasticidad distribuida (Fedak, 2012)

Las deformaciones entre cada punto de integración son lineales con el esquema de integración de Gauss-Lobatto o cualquier otro esquema de integración; por lo tanto, es intuitivo que cuantos más puntos de integración se utilicen, más representativo será el comportamiento estructural real un elemento (Figura 2.16).

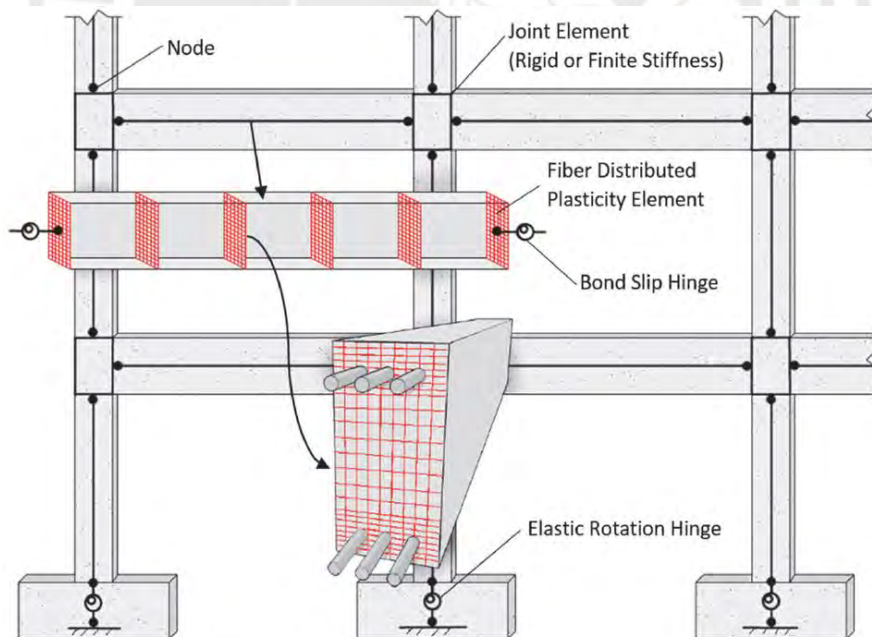


Figura 2.16: Modelo de plasticidad distribuida a lo largo del elemento con 6 puntos de integración (NIST, 2017)

## 2.5. Energía a partir de la curva de capacidad

El procedimiento para determinar la energía absorbida a partir de la curva de capacidad (Figura 2.17) es el propuesto por (Siddiqui y Krishna, 2013) y se compone de dos partes: la primera parte corresponde a la energía en el dominio elástico de la curva de capacidad ( $V_{bn} = V_y$ ,  $D_n = D_y$ ) y queda expresada por la Ec. ( 2.17).

$$E_n = \frac{1}{2} V_{bn} D_n \quad (2.17)$$

La segunda parte corresponde a la energía en el dominio inelástico de la curva de capacidad y es igual al trabajo hecho por  $V_{b,n}$  en un desplazamiento diferencial  $dD_{e,n}$  de la estructura tal como se define en la Ec. ( 2.18).

$$dE_n = V_{bn} \cdot dD_{e,n} \quad (2.18)$$

La Ec. ( 2.18) también puede ser usada en el dominio elástico ya que se trabaja con desplazamientos y fuerzas cortantes diferenciales.

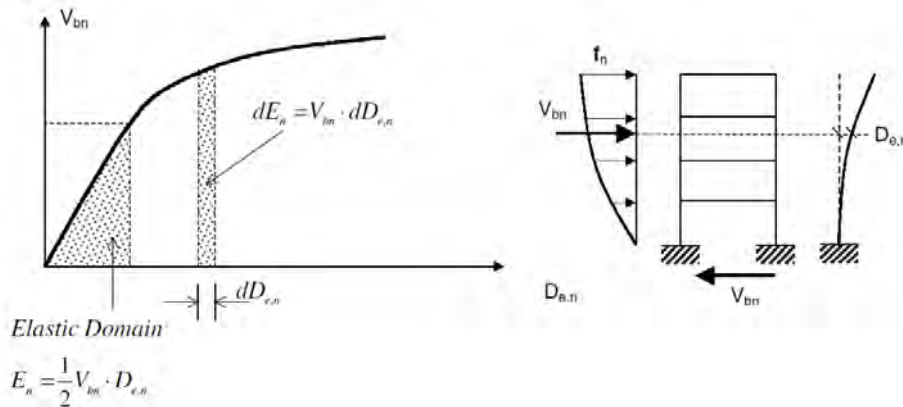


Figura 2.17: Extensión del cálculo de la energía en el dominio inelástico (Siddiqui y Krishna, 2013)

La energía total absorbida  $E^m$  en una estructura (Ec. ( 2.19)) está compuesta por la energía elástica  $E_{el}^m$  y la energía plástica  $E_{pl}^m$  (Figura 2.18), la energía elástica es la única que puede ser recuperada a través de la deformación elástica (Kotanidis y Doudoumis, 2008).

La energía plástica es la energía que se disipa cuando la estructura incursiona en el rango inelástico y se forman las rotulas plásticas reflejadas en el daño de la estructura.

$$E^m = E_{el}^m + E_{pl}^m \quad (2.19)$$

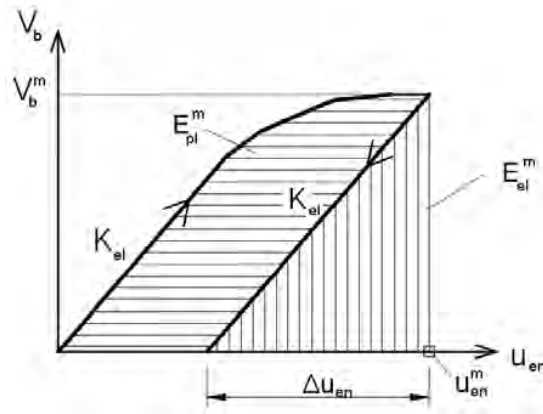


Figura 2.18: Energía elástica y energía plástica, adaptado de (Kotaniadis y Doudoumis, 2008)

## 2.6. Energía a partir espectro de capacidad

Mediante este método es posible obtener la energía disipada por amortiguamiento a partir de un lazo histerético idealizado  $E_D$  y la máxima energía de deformación  $E_{S0}$  para diferentes demandas sísmicas.

Para su empleo es necesario convertir la curva de capacidad expresada en términos de cortante basal – desplazamiento a una curva expresada en términos de aceleración espectral – desplazamiento espectral denominado espectro de capacidad (Figura 2.19) siguiendo los procedimientos dados por el ATC 40.

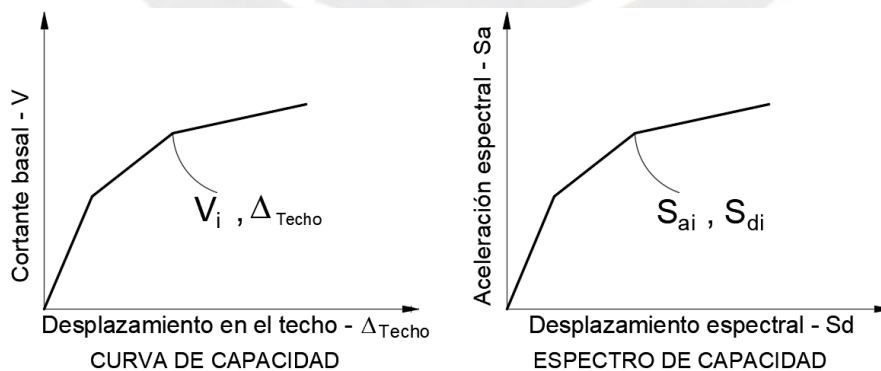


Figura 2.19: Espectro de capacidad a partir de la curva de capacidad de una estructura (ATC 40, 1996)

El procedimiento dado por el ATC 40 consiste en:

A partir del factor de participación modal  $PF_1$  asociado al modo fundamental, y del coeficiente de masa efectiva  $\alpha_1$  se obtienen los valores de desplazamiento espectral  $S_d$  y de aceleración espectral  $S_a$  respectivamente (Ec. ( 2.20) y Ec. ( 2.21))

$$S_d = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \cdot \phi_{techo,1}} \quad (2.20)$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (2.21)$$

Del espectro de capacidad, se ubican los puntos de desplazamiento máximo o punto de desempeño para diferentes demandas sísmicas:

El procedimiento consiste en comparar la capacidad de la estructura (espectro de capacidad) con las exigencias de la estructura (espectro de demanda). La intersección gráfica de estas dos curvas que se denomina como el punto de desempeño tal como se muestra en la Figura 2.20, que se aproxima a la respuesta de las estructuras (Zameeruddin y Sangle, 2016).

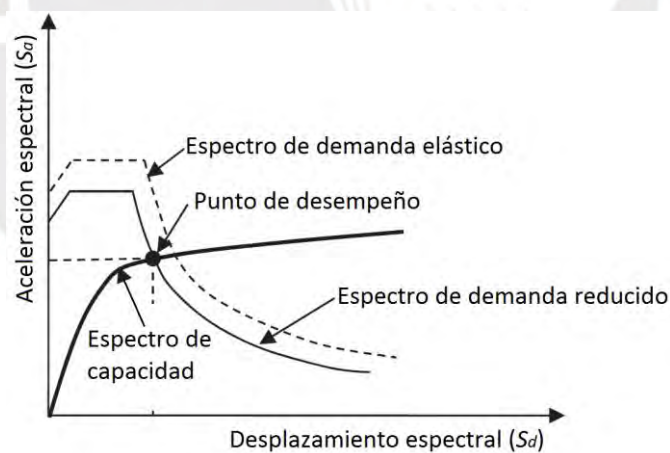


Figura 2.20: Ubicación del punto de desempeño (ATC 40, 1996), (Zameeruddin y Sangle, 2016)

Los pasos a seguir para obtener el punto de desempeño mediante un procedimiento iterativo son (Fajardo, 2012):

- ✓ Plotear en un mismo grafico el espectro de capacidad y espectro de demanda elegir un punto tentativo inicial de desempeño "P" ( $a_{pi}$ ,  $d_{pi}$ ).

- ✓ Desarrollar la bilinealización del espectro de capacidad y ubicar un punto “N” a fin que el área encerrada por el segmento de la curva del espectro de capacidad entre los puntos *M* y *P* por encima del eje horizontal de desplazamiento espectral sea igual al área encerrada por la representación bilineal *MNP*.
- ✓ A partir de esta condición se calcula el área “*E<sub>so</sub>*” del paralelogramo *PQRS* que representa la máxima energía de deformación y el área *E<sub>D</sub>* del triángulo *Mpd<sub>pi</sub>* que representa la energía disipada por un lazo histérico idealizado.
- ✓ Con *E<sub>so</sub>* y *E<sub>D</sub>* calculados se obtiene el amortiguamiento hysterético  $\beta_0$  (Ec. ( 2.22)) y el amortiguamiento equivalente  $\beta_{eq}$  (Ec. ( 2.23)) del sistema con el que se calcula el espectro de demanda reducido asociado al desplazamiento máximo mediante las Ec. ( 2.22) y ( 2.23).

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{so}} \quad ( 2.22)$$

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \quad ( 2.23)$$

En la Figura 2.21, la energía disipada por amortiguamiento *E<sub>D</sub>* corresponde al área encerrada del lazo histérico igual al área del paralelogramo, y la máxima energía de deformación *E<sub>so</sub>* corresponde al área del triángulo definido por los puntos *d<sub>pi</sub>*, *a<sub>pi</sub>*.

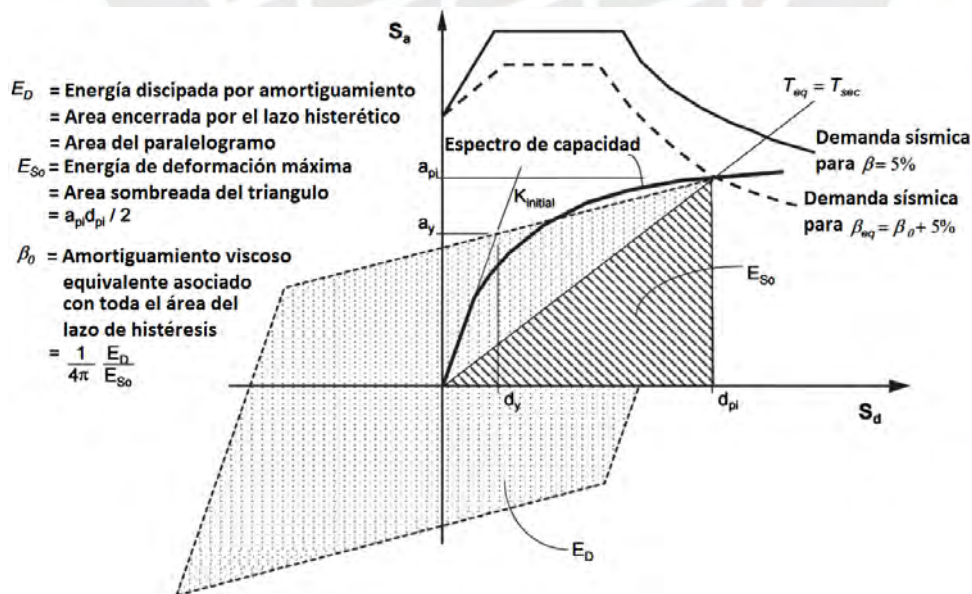


Figura 2.21: Cálculo del amortiguamiento del espectro reducido (ATC 40, 1996)

### 3. DISEÑO DE LOS PORTICOS DE CONCRETO ARMADO

En este capítulo se realizó el cálculo estructural de los pórticos a evaluar en cumplimiento de la norma E.060 de concreto, para tal efecto se realizó el predimensionamiento de losas, columnas y vigas en función de las cargas demandantes de gravedad y sísmicas.

#### 3.1. Modelos analizados

Las edificaciones evaluadas presentan un sistema estructural sismorresistente predominante en base a pórticos planos regulares de concreto armado, cada pórtico analizado consta de 4, 8 y 12 pisos cada una y con 3, 4 y 5 vanos (Figura 3.1 y Tabla 3.1).

La altura de los entrepisos es de 3.50m y el ancho de los vanos es de 6 m, la altura considerada representa un promedio de alturas empleadas edificaciones con sistema estructural en base a pórticos de concreto armado o sistemas duales, por ejemplo: para oficinas administrativas la altura de piso a techo es de 3.50m, en hospitales 4.20m, en instituciones educativas 3.00m.

En total se van a analizar 9 tipos de pórticos denominados como se indica en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1: Pórticos a evaluar

<b>Pórtico</b>	<b>Descripción</b>
E 12-5	Pórtico de 12 pisos y 5 vanos
E 12-4	Pórtico de 12 pisos y 4 vanos
E 12-3	Pórtico de 12 pisos y 3 vanos
E 8-5	Pórtico de 8 pisos y 5 vanos
E 8-4	Pórtico de 8 pisos y 4 vanos
E 8-3	Pórtico de 8 pisos y 3 vanos
E 4-5	Pórtico de 4 pisos y 5 vanos
E 4-4	Pórtico de 4 pisos y 4 vanos
E 4-3	Pórtico de 4 pisos y 3 vanos

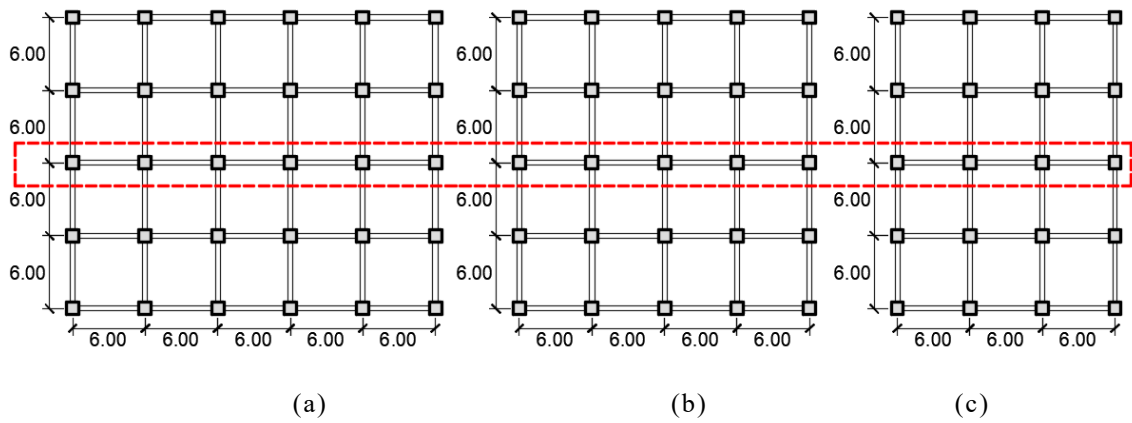


Figura 3.1: Vista en planta de la estructura y selección del pórtico a evaluar: 5 vanos (a), 4 vanos (b), 3 vanos (c)

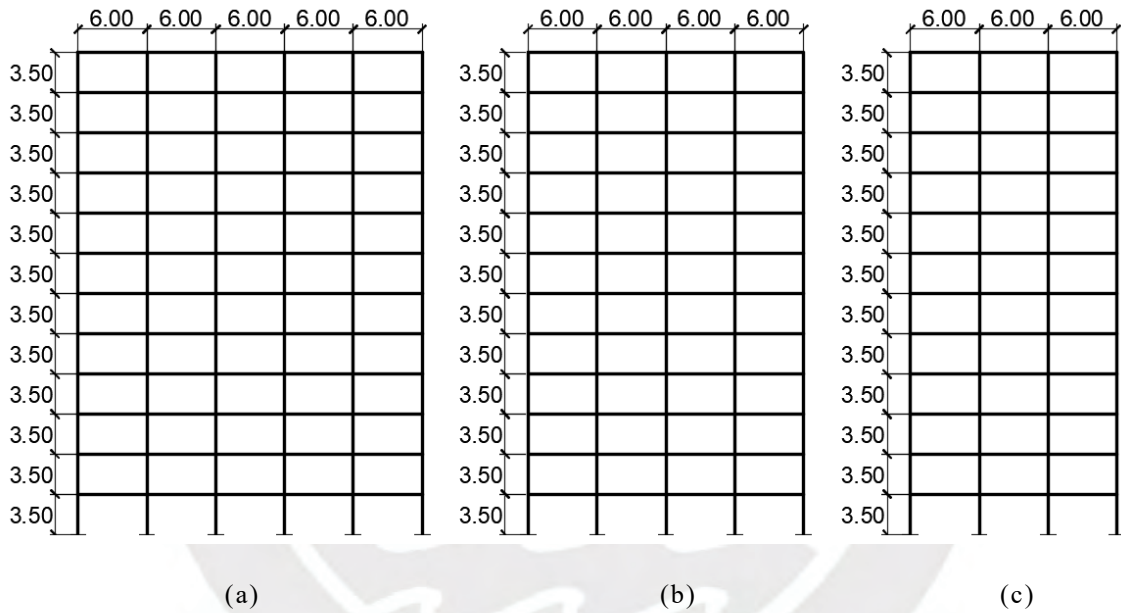


Figura 3.2: Elevación de pórticos de 12 pisos: E 12-5 (a), E 12-4 (b), E 12-3 (c)

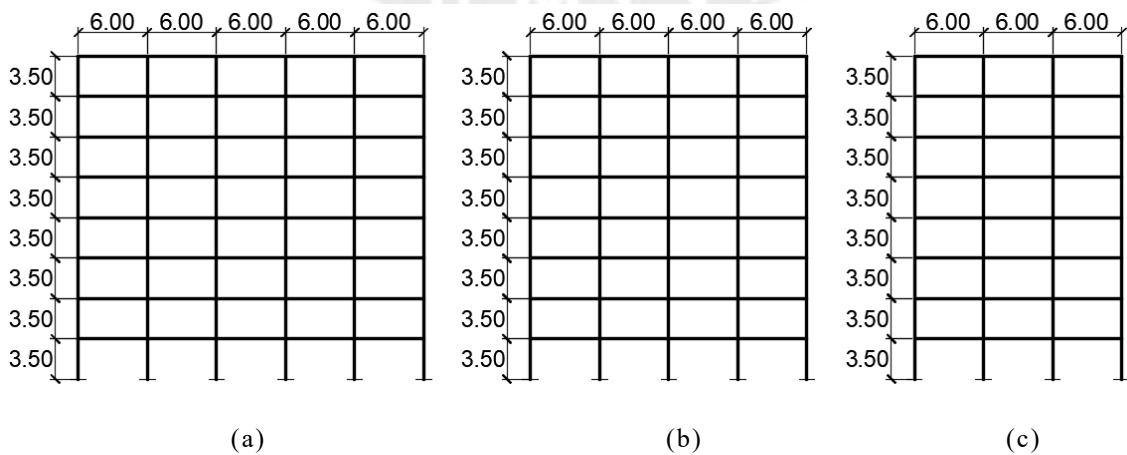


Figura 3.3: Elevación de pórticos de 8 pisos: E 8-5 (a), E 8-4 (b), E 8-3 (c)

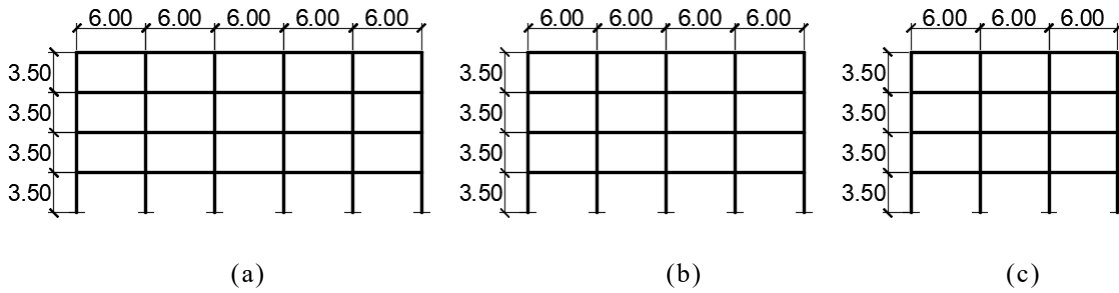


Figura 3.4: Elevación de los pórticos de 4 pisos: E 4-5 (a), E 4-4 (b), E 4-3 (c)

### 3.2. Consideraciones para el análisis

Para determinar las cuantías de acero de los elementos estructural y, en consecuencia, para el análisis de los pórticos se tomó en cuenta las propiedades elásticas de los materiales, las cargas de gravedad y cargas sísmicas.

#### 3.2.1. Propiedades elásticas de los materiales

Las propiedades elásticas de los materiales consideradas son:

##### Acero de Refuerzo:

El acero de refuerzo existente es el acero corrugado grado 60. Las principales propiedades de estas barras son las siguientes:

Límite de Fluencia	:	$f_y$	=	420 MPa
Módulo de Elasticidad	:	$E_s$	=	200,000 MPa

##### Concreto:

Las propiedades del concreto son:

Resistencia especificada a la compresión	:	$f_c$	=	21 MPa
Módulo de Poisson	:	$\nu$	=	0.15
Módulo de Elasticidad $E_c = 4700 \sqrt{f_c}$	:	$E_c$	=	21538 MPa



### 3.2.2. Cargas consideradas

Las cargas de gravedad empleadas en el análisis estructural son las cargas muertas y cargas vivas y se muestran en la Tabla 3.2.

Para la carga muerta se considera el peso de la losa, los acabados y el peso de la tabiquería interna, la carga viva considerada corresponde a la sobrecarga proveniente de la carga viva para uso de oficinas (Norma E.020, 2006).

Las cargas de gravedad se aplican directamente sobre las vigas considerando el ancho tributario de cada una de ellas. La albañilería para tabiques está convenientemente aislada de los elementos estructurales.

Tabla 3.2: Cargas de gravedad consideradas en el análisis

<b>Carga muerta</b>		
Losa maciza $h=0.16m$	$3.80 \text{ kN/m}^2$	$(0.384 \text{ tn/m}^2)$
Acabados	$0.98 \text{ Kn/m}^2$	$(0.100 \text{ tn/m}^2)$
Albañilería	$17.7 \text{ kN/m}^3$	$(1.800 \text{ tn/m}^3)$
Concreto	$24.0 \text{ kN/m}^3$	$(2.400 \text{ tn/m}^3)$
<b>Carga viva</b>		
Sobrecarga	$2.45 \text{ kN/m}^2$	$(0.250 \text{ tn/m}^2)$

En la Tabla 3.3 el valor del ancho tributario de 3.00m se debe a que, al tener losas solidas apoyadas en cuatro lados, la carga repartida en las vigas es de forma triangular, sin embargo, a efectos académicos al estar evaluando pórticos en el plano se ha considerado un ancho equivalente a fin de tener carga uniformemente distribuida.

Tabla 3.3: Metrado de cargas de gravedad

<b>Tipo</b>	<b>Ancho</b>	<b>P.P.</b>	<b>Parcial</b>
<b>Carga muerta</b>			
Losa	3.00	3.80	11.40
Acabados	3.00	0.98	2.94
Tabique	3.00	1.96	5.89
		<b>CM (kN/m)</b>	<b>20.23</b>
<b>Carga viva</b>			
S/C	3.00	2.45	7.36
		<b>CV (kN/m)</b>	<b>7.36</b>

### 3.2.3. Parámetros sísmicos y cálculo de la demanda sísmica

La demanda sísmica para el análisis dinámico lineal se calcula con los coeficientes sísmicos dados en la Norma de diseño sismorresistente (Norma E.030, 2018). Se asume todas las edificaciones se apoyan sobre un suelo intermedio, denominado S2 según la norma E.030. La selección del tipo de suelo S2 se debe a que los suelos predominantes de Lima así como de algunas ciudades importantes en Perú presentan una caracterización de suelos que varía entre S1 y S2 (CISMID, 2017), a manera de considerar una demanda sísmica conservadora se elige el tipo de suelo intermedio en el análisis.

Los parámetros empleados para definir el espectro de demanda mostrado en la Figura 3.5 son:

$Z$	=	0.45g	Factor de zona
$U$	=	1.00	Factor de uso o importancia (edificación común – oficinas)
$C$	=	2.50	Factor de amplificación sísmica
$S$	=	1.05	Factor de amplificación del suelo (suelo S2)
$T_p$	=	0.60	Periodo que define la plataforma del factor C
$T_L$	=	2.00	Periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante
$R$	=	8.00	Factor de reducción de fuerza sísmica

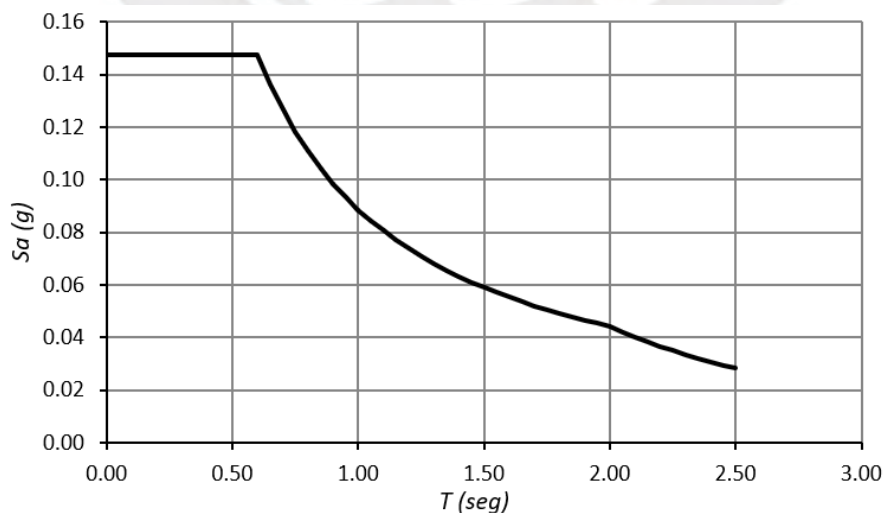


Figura 3.5: Espectro de demanda

### 3.3. Cortantes basales de diseño.

Las cortantes basales de diseño se muestran en la Tabla 3.4

Tabla 3.4: Cortantes de diseño

<b>Pórtico</b>	<b>Vdiseño (kN)</b>
E 12-5	2346.32
E 12-4	1877.05
E 12-3	1407.79
E 8-5	1173.16
E 8-4	938.53
E 8-3	703.90
E 4-5	782.11
E 4-4	625.68
E 4-3	469.26

### 3.4. Diseño de los elementos de concreto armado.

Para el diseño de los elementos de concreto armado, se emplearon las siguientes combinaciones de cargas establecidas en la Norma E-060 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

1.4 M + 1.7 V	M = carga muerta
1.25 (M + V) + S	V = carga viva
1.25 (M + V) - S	S = carga de sismo
0.90 M + S	
0.90 M - S	

Las cuantías de refuerzo en columnas y vigas se han considerado siguiendo los lineamientos establecidos en la Norma E.060.

Para el caso de vigas, para el refuerzo por flexión se ha considerado una cuantía mínima de:

$$A_s \min = \frac{0,22 \sqrt{f_c}}{f_y} b_w d \quad (3.1)$$

### 3.5. Dimensionamiento de los elementos estructurales

Consistió en dar una dimensión tentativa o definitiva, de acuerdo a ciertos criterios y recomendaciones establecidos basándose en la práctica ingenieril y a lo estipulado en la Norma Técnica de Edificaciones NTE-060 de Concreto Armado.

### 3.5.1. Selección del tamaño de columnas

Las columnas se dimensionaron suponiendo un área igual a:

$$\text{Área de columna} = \frac{P_{servicio}}{0.45 \cdot f'c} \quad (3.2)$$

Tabla 3.5: Dimensionamiento del tamaño de las columnas

<i>Peso unitario</i>	=	14.72	$\text{kN/m}^2$				
<i>f'c</i>	=	21.00	MPa				
<i>Pórtico</i>	<i>N° pisos</i>	<i>A. tributaria</i>	<i>Peso total</i>	<i>P/0.45f'c</i>	<i>Lado calc.</i>	<i>Lado asum.</i>	<i>Sección</i>
		$\text{m}^2$	$\text{kN}$	$\text{cm}^2$	$\text{cm}$	$\text{cm}$	$\text{cm} \times \text{cm}$
E 12-5	12	36	6356.88	6726.86	82.02	100	100*100
E 8-5	8	36	4237.92	4484.57	66.97	70	70*70
E 4-5	4	36	2118.96	2242.29	47.35	50	50*50

### 3.5.2. Selección del tamaño de las vigas

Para predimensionar estas vigas, por lo general, se considera como regla práctica usar una altura  $H$  en el orden del décimo de la mayor luz libre  $L_n$  entre apoyos descrito en la Ec. (3.3). Para el ancho o base de la viga se debe considerar una longitud mayor que 0.25 del peralte.

$$H \geq \frac{L_n}{10} \quad (3.3)$$

Tabla 3.6: Dimensionamiento del tamaño de las vigas

<i>Pórtico</i>	<i>Luz libre</i>	<i>Ln/10</i>	<i>Base</i>	<i>Altura asumida</i>	<i>Base asumida</i>	<i>Sección</i>
	$\text{cm}$	$\text{m}$	$\text{cm}$	$\text{cm}$	$\text{cm}$	$\text{cm} \times \text{cm}$
E 12-5	500	50	12.50	80.00	40	40x80
E 8-5	530	53	13.25	70.00	35	35x70
E 4-5	550	55	13.75	70.00	30	30x70

Las dimensiones de la altura de las vigas se asumen mayores para pórticos de más pisos debido a la demanda sísmica que incrementa los esfuerzos en los nudos de los niveles superiores.

### 3.5.3. Selección del espesor de las losas

Se considera para las losas macizas un espesor de 16cm, a modo de verificación se considera la recomendación que expresa lo siguiente: “El peralte de la losa podrá considerarse como 1/40 de

la luz mayor o al perímetro del paño dividido entre 180” o mediante la siguiente expresión (Norma E.060, 2009)):

$$h = \frac{l_n(0.8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 9\beta} \quad (3.4)$$

Tabla 3.7: Dimensionamiento del espesor de las losas

<b>Pórtico de 12 pisos</b>		<b>Pórtico de 8 pisos</b>		<b>Pórtico de 4 pisos</b>	
Luz larga	= 6.00 m	Luz larga	= 6.00 m	Luz larga	= 6.00 m
Luz corta	= 6.00 m	Luz corta	= 6.00 m	Luz corta	= 6.00 m
Ancho trib 1	= 6.00 m	Ancho trib 1	= 6.00 m	Ancho trib 1	= 6.00 m
Ancho trib 2	= 6.00 m	Ancho trib 2	= 6.00 m	Ancho trib 2	= 6.00 m
<b>Viga</b>		<b>Viga</b>		<b>Viga</b>	
b	= 0.40 m	b	= 0.35 m	b	= 0.30 m
h	= 0.80 m	h	= 0.70 m	h	= 0.70 m
Iviga	= 0.0171 m <sup>4</sup>	Iviga	= 0.0100 m <sup>4</sup>	Iviga	= 0.0086 m <sup>4</sup>
<b>Losa</b>		<b>Losa</b>		<b>Losa</b>	
e inicial	= 0.20 m	e inicial	= 0.20 m	e inicial	= 0.20 m
Ilosa 1	= 0.0040 m <sup>4</sup>	Ilosa 1	= 0.0040 m <sup>4</sup>	Ilosa 1	= 0.0040 m <sup>4</sup>
Ilosa 2	= 0.0040 m <sup>4</sup>	Ilosa 2	= 0.0040 m <sup>4</sup>	Ilosa 2	= 0.0040 m <sup>4</sup>
α1	= 4.27	α1	= 2.50	α1	= 2.14
α2	= 4.27	α2	= 2.50	α2	= 2.14
β	= 1.00 m	β	= 1.00 m	β	= 1.00 m
h calculada	= 0.15 m	h calculada	= 0.15 m	h calculada	= 0.15 m
h asumida	= 0.16 m	h asumida	= 0.16 m	h asumida	= 0.16 m

### 3.6. Resultado del análisis

Con las dimensiones calculadas, se realizó el análisis modal espectral de cada pórtico plano y se comprobó que las derivas obtenidas son menores a los límites de deriva especificados en el artículo 32 de la norma de diseño sísmico (Norma E.030, 2018),

Para el caso de vigas, para el refuerzo por flexión se ha considerado una cuantía mínima según el artículo 10.5.2 de la norma (Norma E.060, 2009). Adicionalmente al refuerzo mínimo, se ha considerado refuerzos específicos en los apoyos para el caso de momentos positivos y en los centros de los paños para el caso de momentos negativos. El refuerzo por cortante ha sido estimado bajo los lineamientos establecidos en los artículos 21.5.3 y 21.5.4. de dicha norma.

Para el caso de las columnas, el refuerzo por flexión y cortante de ha sido estimado bajo los lineamientos establecidos en los artículos 21.6.2, 21.6.3 y 21.6.4 de la norma E.060.

### 3.6.1. Pórticos de 12 pisos

Se han analizado 3 tipos de pórticos de 12 pisos: 3 pórticos planos regulares de 5, 4 y 3 vanos, las columnas de los pórticos son de 1.00x1.00m, las vigas son de 0.40x0.80m (Figura 3.6).

Para los tres tipos de pórticos de 12 pisos, las columnas C1 tienen una cuantía de acero de 1.40% hasta el nivel 6, en el resto de niveles en las columnas C2 la cuantía de acero es de 1.00% (Figura 3.7).

Las vigas empleadas en los pórticos son de 4 tipos, V1 (niveles 1 al 6), V2 (niveles 7 al 8), V3 (niveles 9 al 10), V4 (niveles 11 al 12), las cuantías de acero en las mismas van disminuyendo en altura (Figura 3.8).

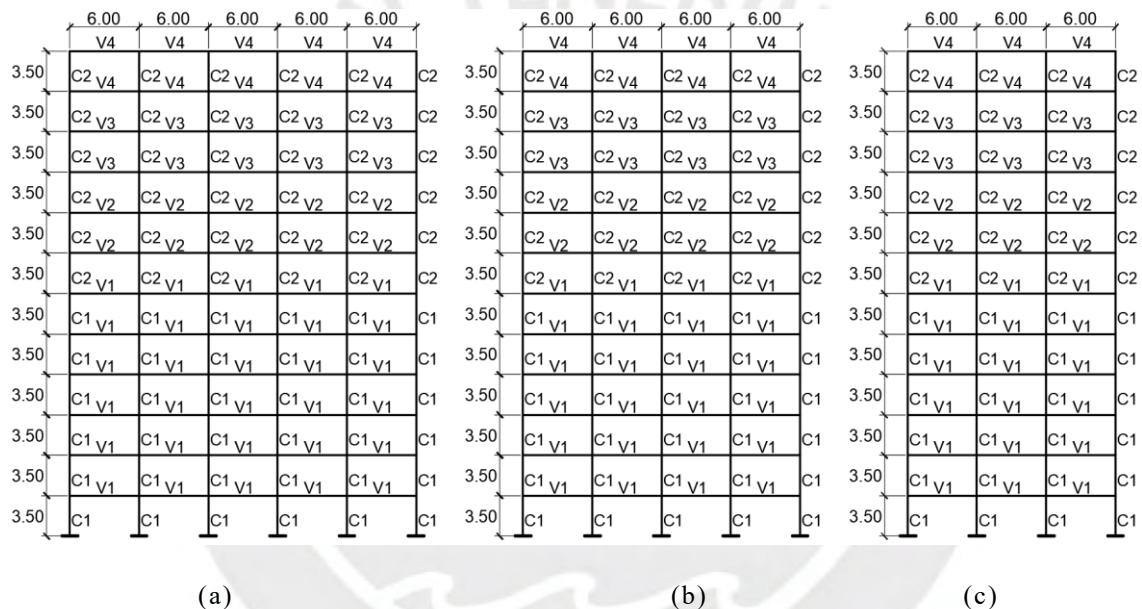


Figura 3.6: Elevación de los pórticos de 12 pisos: E 12-5 (a), E 12-4 (b), E 12-3 (c).

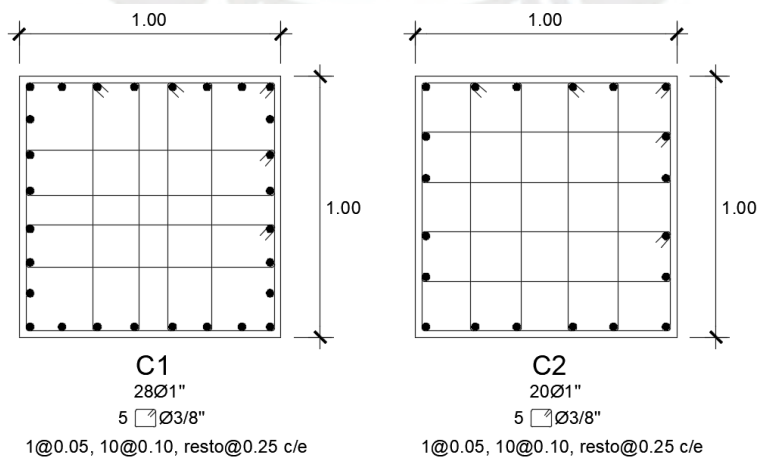


Figura 3.7: Detalles de columnas

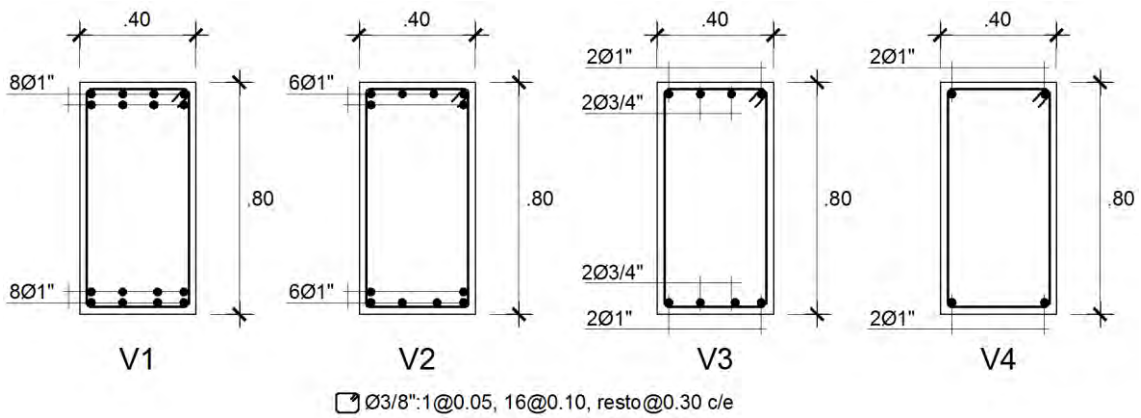


Figura 3.8: Detalles de vigas

### 3.6.2. Pórticos de 8 pisos

Se han analizado 3 tipos de pórticos de 8 pisos: 3 pórticos planos regulares de 5, 4 y 3 vanos, las columnas de los pórticos son de 0.70x0.70m, las vigas son de 0.35x0.70m (Figura 3.9).

Para los tres tipos de pórticos de 8 pisos, las columnas C1 tienen una cuantía de acero de 1.34% hasta el nivel 4, en el resto de niveles en las columnas C2 la cuantía de acero es de 1.16% (Figura 3.10).

Las vigas empleadas en los pórticos son de 4 tipos, V1 (niveles 1 al 3), V2 (niveles 4 al 5), V3 (nivel 6), V4 (niveles 7 al 8), las cuantías de acero en las mismas van disminuyendo en altura (Figura 3.11).

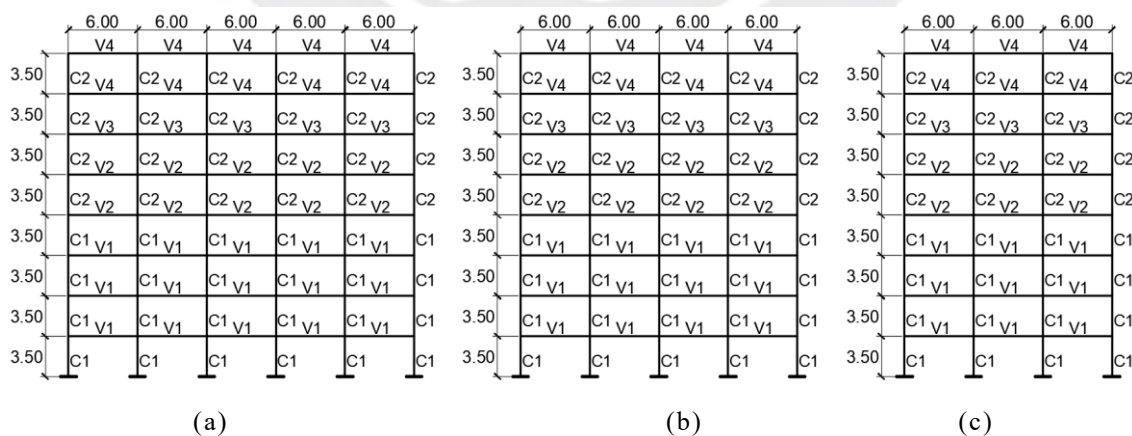


Figura 3.9: Elevación de los pórticos de 8 pisos: E 8-5 (a), E 8-4 (b), E 8-3 (c)

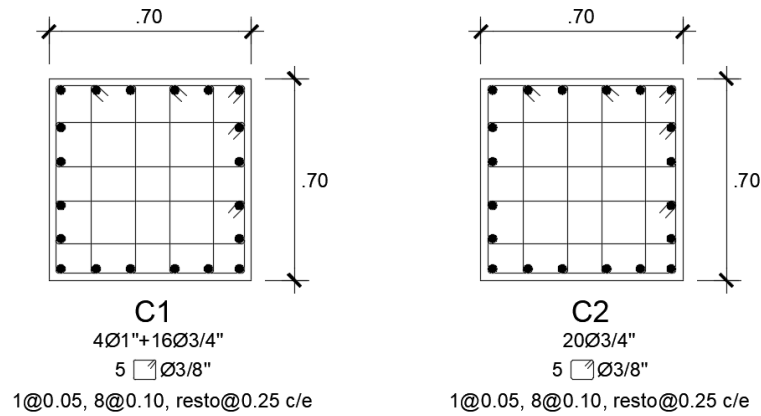


Figura 3.10: Detalles de columnas

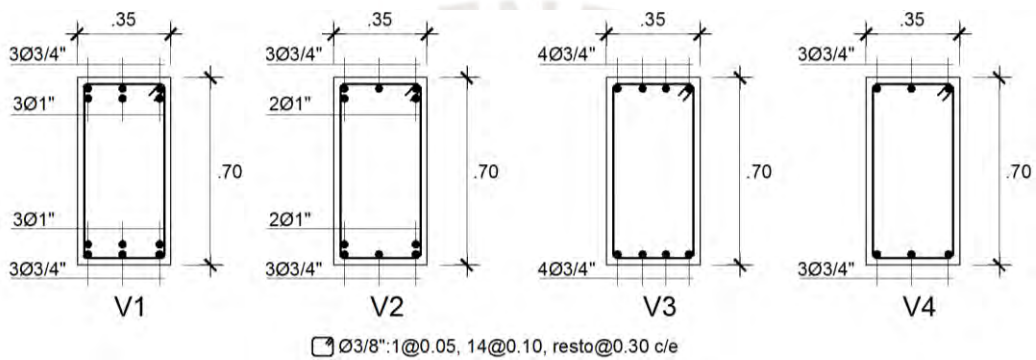


Figura 3.11: Detalles de vigas

### 3.6.3. Pórticos de 4 pisos

Se han analizado 3 tipos de pórticos de 4 pisos: 3 pórticos planos regulares de 5, 4 y 3 vanos, las columnas de los pórticos son de 0.50x0.50m, las vigas son de 0.30x0.70m (Figura 3.12).

Para los tres tipos de pórticos de 4 pisos, las columnas C1 tienen una cuantía de acero de 2.17% hasta el nivel 2, en el resto de niveles en las columnas C2 la cuantía de acero es de 1.82% (Figura 3.13). Las vigas empleadas en los pórticos son de 3 tipos, V1 (niveles 1 al 2), V2 (nivel 3), V3 (nivel 4), las cuantías de acero en las mismas van disminuyendo en altura (Figura 3.14).



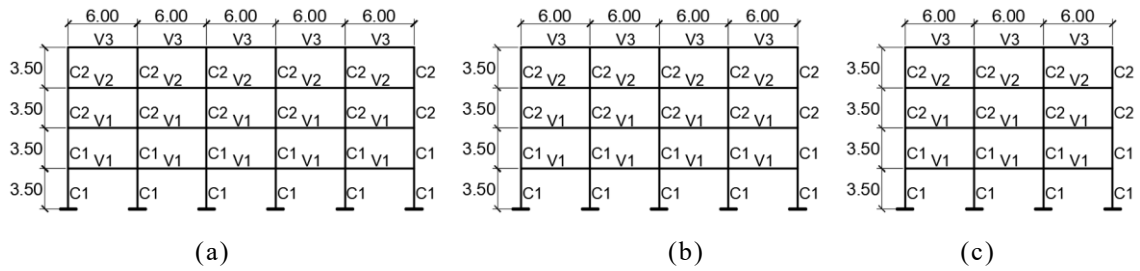


Figura 3.12: Elevación de los pórticos: E 4-5 (a), E 4-4 (b), E 4-3 (c)

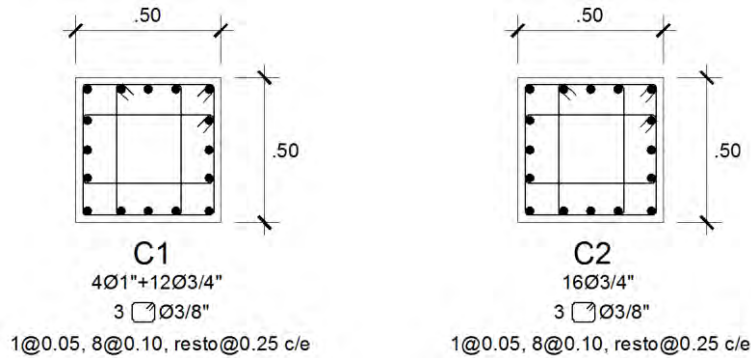


Figura 3.13: Detalles de columnas

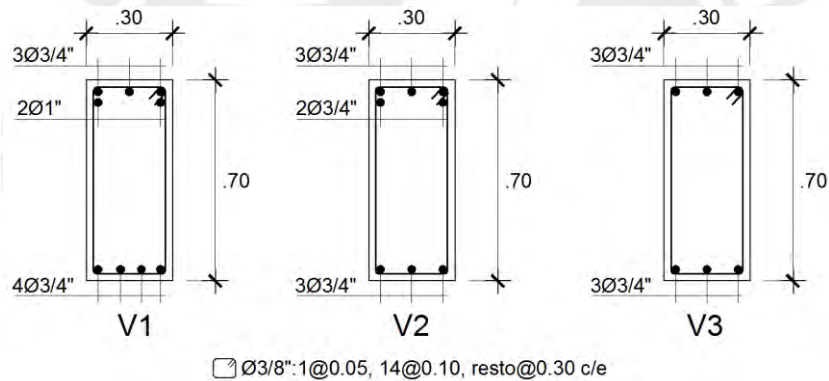


Figura 3.14: Detalles de vigas

### 3.7. Modelos no lineales de los materiales

Para el análisis estático incremental o Pushover se consideró modelos no lineales de comportamiento de los materiales. Para el concreto el modelo considerado es el propuesto por Mander para concreto confinado. Para el acero el modelo propuesto es el propuesto por Dodd - Restrepo.

Se muestra el cálculo de la curva de esfuerzo deformación del concreto para una sección de columna de 1.00x1.00m para un concreto de  $f'_c=21$  MPa y acero  $f_y=420$  MPa:

**DIAGRAMA DE ESFUERZO DEFORMACION DEL CONCRETO PARA SECCIONES CONFINADAS  
METODO DE MANDER**

<b>Seccion</b>					
b	=	100	cm		Base de la columna en el sentido de análisis
d	=	100	cm		Altura de la columna en el sentido de análisis
rec	=	4	cm		Recubrimiento del acero
bcx	=	92	cm		
bcy	=	92	cm		
A	=	10000	cm <sup>2</sup>		Area bruta de la sección
Ac	=	8464	cm <sup>2</sup>		Area neta de la sección
As	=	140	cm <sup>2</sup>		Area de acero longitudinal
<b>Refuerzo transversal (Estribos)</b>					
φ	=	0.95	cm		Diametro del estribo
S	=	10	cm		Espaciamiento longitudinal
s'	=	9.05	cm		Espaciamiento libre longitudinal
Nrx	=	6			Numero de ramas en X
Nry	=	6		Numero de ramas en Y	
Asx	=	4.25	cm <sup>2</sup>	Area de refuerzo transversal en X	
Asy	=	4.25	cm <sup>2</sup>	Area de refuerzo transversal en Y	
ρx	=	0.46%		Cuantia de acero transversal confinado en X	
ρy	=	0.46%		Cuantia de acero transversal confinado en Y	
ρs	=	0.92%		Cuantia de acero transversal confinado	
w1	=	25	cm	Distancia 1 entre estribos visto en planta (w')	
w2	=	12.5	cm	Distancia 2 entre estribos visto en planta (w')	
w3	=	12.5	cm	Distancia 3 entre estribos visto en planta (w')	
w4	=	12.5	cm	Distancia 4 entre estribos visto en planta (w')	
w5	=	25	cm	Distancia 5 entre estribos visto en planta (w')	
w6	=	0	cm	Distancia 6 entre estribos visto en planta (w')	
<b>Acero</b>					
f <sub>y</sub>	=	420	MPa	Esfuerzo de fluencia del acero	
ε <sub>su</sub>	=	0.11		Deformación última del acero	
As	=	140	MPa	Area de acero longitudinal	
ρ <sub>cc</sub>	=	1.65%		Cuantia de acero longitudinal	
<b>Concreto</b>					
f' <sub>c</sub>	=	21	MPa	Resistencia a la compresión del concreto sin confinar	
E	=	21538.11	MPa	Módulo de elasticidad del concreto	
ε <sub>co</sub>	=	0.002		Deformación asociada a la resistencia maxima del concreto f' <sub>c</sub>	
A <sub>e</sub>	=	7392.903	cm <sup>2</sup>	Area confinada efectiva, se utiliza Asx ó Asy	
K <sub>e</sub>	=	0.888		Factor de coeficiente efectivo	
f' <sub>lx</sub>	=	1.72	MPa	Presión de confinamiento efectivo en X	
f' <sub>ly</sub>	=	1.72	Mpa	Presión de confinamiento efectivo en Y	
f' <sub>lx</sub> /f' <sub>c</sub>	=	0.08211		Relación de confinamiento en X	
f' <sub>ly</sub> /f' <sub>c</sub>	=	0.08211		Relación de confinamiento en Y	
λ	=	1.40		Factor de esfuerzo confinado (de la figura 11)	
f' <sub>cc</sub>	=	29.4	MPa	Resistencia a la compresión confinada	
ε <sub>cc</sub>	=	0.00600		Deformación unitaria en f' <sub>cc</sub>	
E <sub>sec</sub>	=	4900.00	MPa	Módulo secante del hormigón confinado	
r	=	1.29			
ε <sub>cu</sub>	=	0.02434011			

En la Figura 3.15 se muestra la curva esfuerzo deformación del concreto confinado para la columna C1 a partir del modelo propuesto por Mander.

Del cálculo realizado la resistencia a la compresión del concreto considerando el aporte del confinamiento de los estribos se incrementa de  $f'_c=21$  MPa a  $f'_c=29.4$  MPa. Del mismo modo, la deformación última del concreto llega hasta 2.43%, se limitó este valor a 1.5% tomado como referencia el estudio realizado por (Allauca y Oue, 2006) dado que solo el núcleo de sección de vigas y columnas está confinado, existiendo una zona no confinada o zona de recubrimiento.

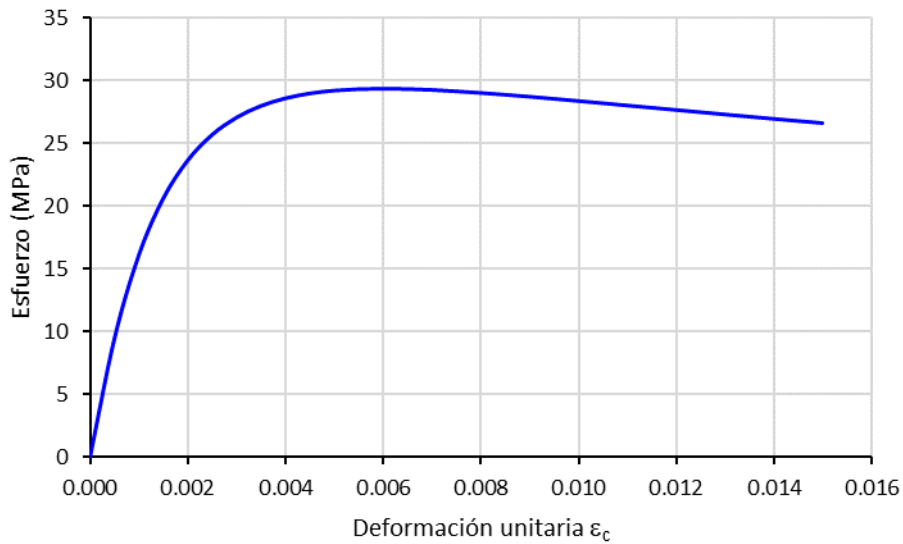


Figura 3.15: Curva de esfuerzo deformación del concreto confinado para la columna C1 de 1.00x1.00m

En la Figura 3.16 se muestra la curva esfuerzo deformación del acero grado 60 a partir del modelo propuesto por Dodd - Restrepo en el que se considera el endurecimiento por deformación.

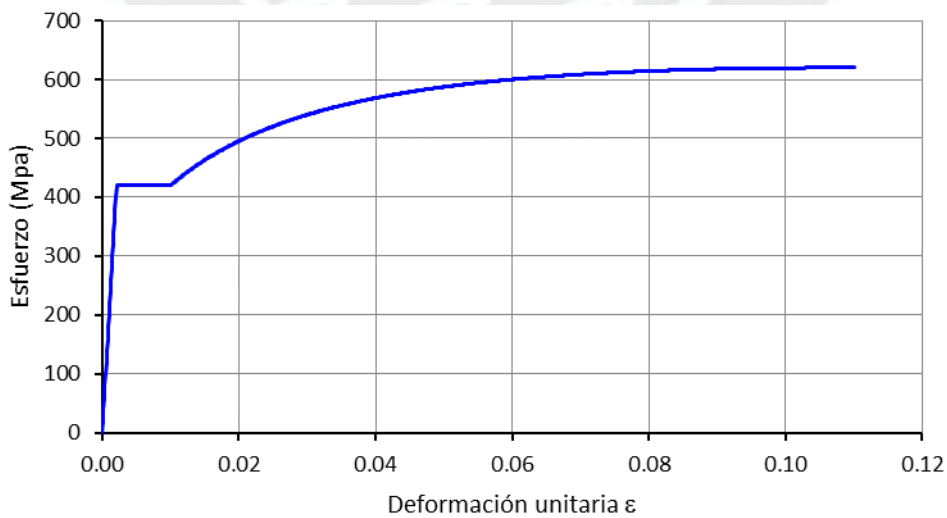
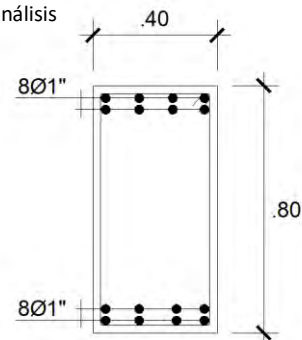


Figura 3.16: Curva de esfuerzo deformación del acero

Se muestra el cálculo de la curva de esfuerzo deformación del concreto para una sección de viga de 0.40x0.80m para un concreto de  $f'c=21$  MPa y acero  $f_y=420$  MPa:

**DIAGRAMA DE ESFUERZO DEFORMACION DEL CONCRETO PARA SECCIONES CONFINADAS  
METODO DE MANDER**

<b>Seccion</b>				
b	=	40	cm	Base de la columna en el sentido de análisis
d	=	80	cm	Altura de la columna en el sentido de análisis
rec	=	4	cm	Recubrimiento del acero
bcx	=	32	cm	
bcy	=	72	cm	
A	=	3200	cm <sup>2</sup>	Area bruta de la sección
Ac	=	2304	cm <sup>2</sup>	Area neta de la sección
As	=	80	cm <sup>2</sup>	Area de acero longitudinal
<b>Refuerzo transversal (Estribos)</b>				
$\phi$	=	0.95	cm	Diametro del estribo
S	=	10	cm	Espaciamiento longitudinal
s'	=	9.05	cm	Espaciamiento libre longitudinal
Nrx	=	2		Numero de ramas en X
Nry	=	2		Numero de ramas en Y
Asx	=	1.42	cm <sup>2</sup>	Area de refuerzo transversal en X
Asy	=	1.42	cm <sup>2</sup>	Area de refuerzo transversal en Y
$\rho_x$	=	0.20%		Cuantia de acero transversal confinado en X
$\rho_y$	=	0.44%		Cuantia de acero transversal confinado en Y
$\rho_s$	=	0.64%		Cuantia de acero transversal confinado
w1	=	30	cm	Distancia 1 entre estribos visto en planta (w')
w2	=	70	cm	Distancia 2 entre estribos visto en planta (w')
w3	=	0	cm	Distancia 3 entre estribos visto en planta (w')
w4	=	0	cm	Distancia 4 entre estribos visto en planta (w')
w5	=	0	cm	Distancia 5 entre estribos visto en planta (w')
w6	=	0	cm	Distancia 6 entre estribos visto en planta (w')
<b>Acero</b>				
$f_y$	=	420	MPa	Esfuerzo de fluencia del acero
$\epsilon_{su}$	=	0.11		Deformación última del acero
As	=	80	MPa	Area de acero longitudinal
$\rho_{cc}$	=	3.47%		Cuantia de acero longitudinal
<b>Concreto</b>				
$f'c$	=	21	MPa	Resistencia a la compresión del concreto sin confinar
E	=	21538.11	MPa	Módulo de elasticidad del concreto
$\epsilon_{co}$	=	0.002		Deformacion asociada a la resistencia maxima del concreto $f'c$
Ae	=	1076.063	cm <sup>2</sup>	Area confinada efectiva, se utiliza Asx ó Asy
Ke	=	0.484		Factor de coeficiente efectivo
$f'lx$	=	0.40	MPa	Presión de confinamiento efectivo en X
$f'ly$	=	0.90	MPa	Presión de confinamiento efectivo en Y
$f'lx/f'c$	=	0.01905		Relación de confinamiento en X
$f'ly/f'c$	=	0.04287		Relación de confinamiento en Y
$\lambda$	=	1.20		Factor de esfuerzo confinado (de la figura 11)
$f'cc$	=	25.2	MPa	Resistencia a la compresión confinada
$\epsilon_{cc}$	=	0.00400		Deformación unitaria en $f'cc$
Esec	=	6300.00	MPa	Módulo secante del hormigón confinado
r	=	1.41		
$\epsilon_{cu}$	=	0.02042432		



V1

☐ Ø3/8":1@0.05, 16@0.10, resto@0.30 c/e

En la Figura 3.17 se muestra la curva esfuerzo deformación del concreto confinado para la viga V1 a partir del modelo propuesto por Mander.

Del cálculo realizado la resistencia a la compresión del concreto considerando el aporte del confinamiento de los estribos se incrementa de  $f'_c=21$  MPa a  $f'_c=25.2$  MPa. Del mismo modo, la deformación última del concreto es de 2.04%, valor limitado a 1.5% como máximo.

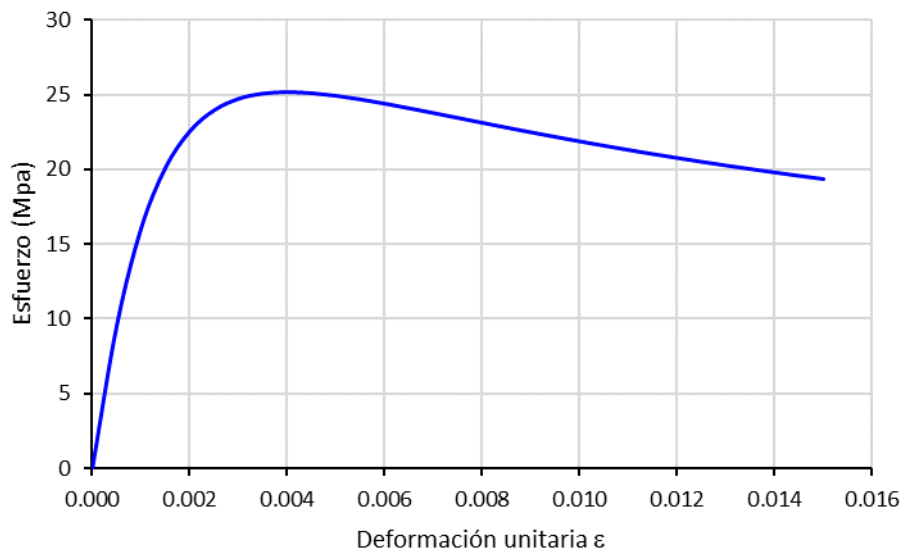


Figura 3.17: Curva de esfuerzo deformación del concreto confinado para la viga V1 de 0.40x0.80m

### 3.8. Modelos no lineales de los elementos

Para los elementos estructurales se han considerado diagramas de momento–curvatura a partir de las propiedades no lineales de los materiales es decir mediante las curvas de esfuerzo deformación del acero y del concreto.

La inelasticidad global del elemento quedo definido a nivel seccional y se obtiene mediante la integración de la contribución proporcionada por cada sección de control.

#### 4. ANALISIS NO LINEAL DE LOS PORTICOS PLANOS

La respuesta no lineal de la estructura esta expresada en términos de desplazamiento máximo (azotea) versus el cortante basal por medio de la curva de capacidad proveniente del análisis incremental.

##### 4.1. Analisis dinamico incremental (ANLD)

Para el desarrollo del análisis dinámico incremental se tomaron los siguientes registros sísmicos debidamente escalados:

Lima 66: Terremoto en Lima – del 17 de octubre de 1966, magnitud 7.6 (Figura 4.1)

Lima 70: Terremoto en Yungay – Huaraz del 31 de mayo de 1970, magnitud 7.9 (Figura 4.2)

Lima 74: Terremoto en Lima del 03 de octubre del año 1974, magnitud 7.7 (Figura 4.3)

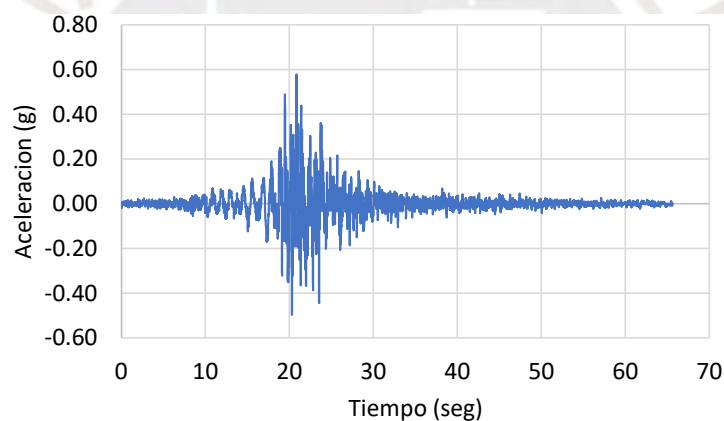


Figura 4.1: Registro sísmico Lima 66

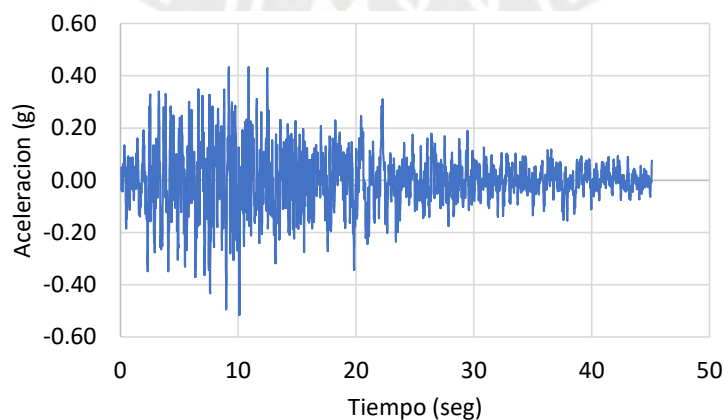


Figura 4.2: Registro sísmico Lima 70

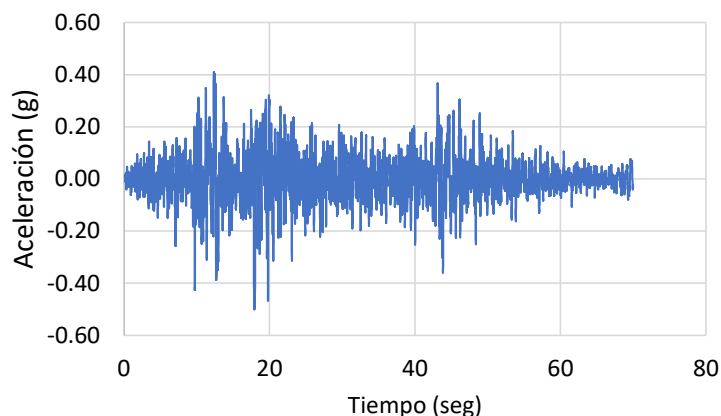


Figura 4.3: Registro sísmico Lima 74

#### 4.1.1. Curva de capacidad a partir del análisis dinámico incremental (ANLD)

La curva de capacidad proveniente del análisis dinámico incremental se obtuvo incrementando la intensidad de cada señal sísmica a fin de obtener los desplazamientos máximos asociados a cortantes máximas para cada nivel de intensidad.

Se muestran las curvas de capacidad obtenidas del análisis dinámico incremental (Figura 4.4, Figura 4.5 y Figura 4.6), cada curva mostrada representa la mediana de las curvas obtenidas de los 3 registros sísmicos.

En el rango lineal, las rigideces iniciales  $K1$ , aumentan conforme aumenta el número de vanos; en el rango no lineal, la rigidez post fluencia  $K2$  representa aproximadamente el 6.00% de la rigidez inicial  $K1$  para pórticos de 12 pisos, siendo esta relación de 4.66% para pórticos de 8 pisos y 4.22% para pórticos de 4 pisos, lo que conlleva a que, la rigidez post fluencia es mayor mientras mayor es el número de pisos.

Se muestra además las curvas de capacidad bilinealizadas calculadas con los lineamientos dados en el FEMA 356 y las variaciones propuestas por Burgos.

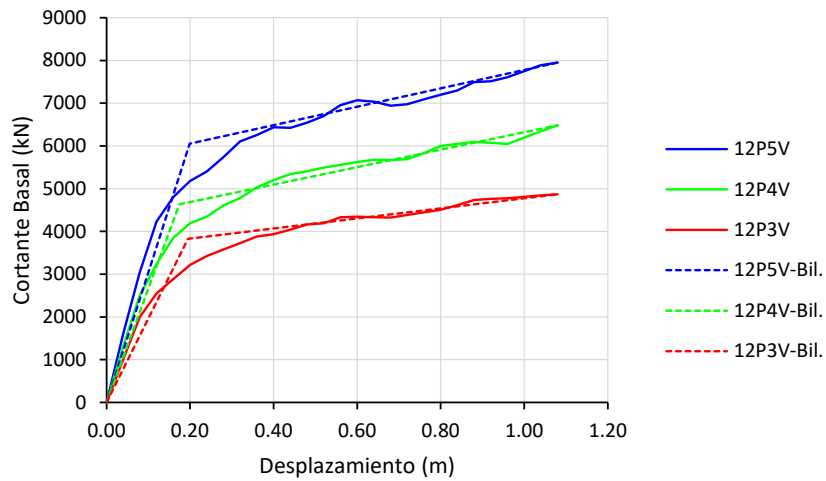


Figura 4.4: Curvas de capacidad provenientes del ANLD para pórticos de 12 pisos

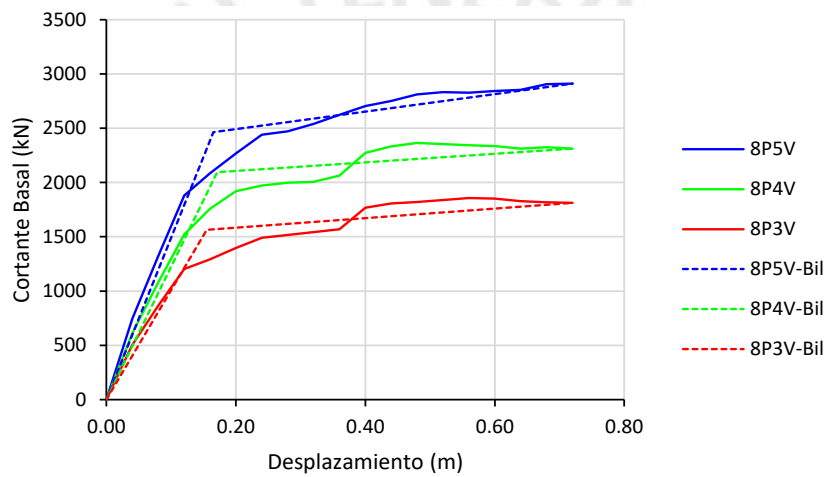


Figura 4.5: Curvas de capacidad provenientes del ANLD para pórticos de 8 pisos

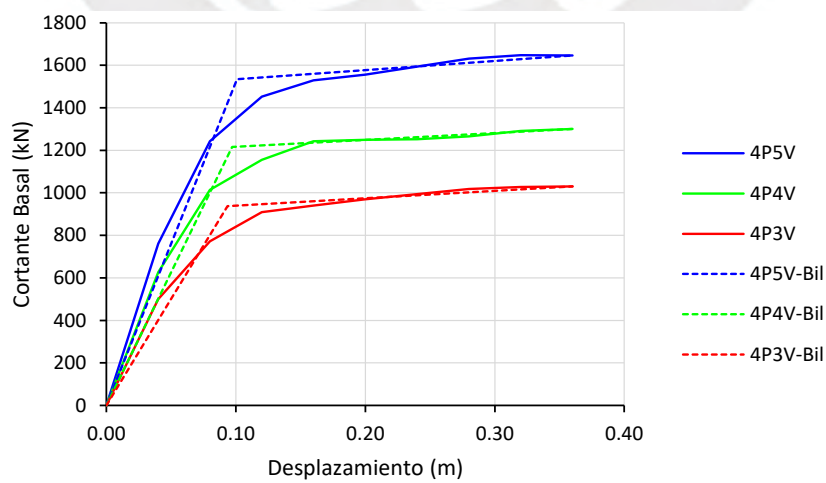


Figura 4.6: Curvas de capacidad provenientes del ANLD para pórticos de 4 pisos



## 4.2. Análisis estático incremental o Pushover

El desarrollo de la curva de capacidad de cada pórtico se realizó con el software Seismostruct (SeismoSoft, 2021), en el que se consideraron 4 distintos patrones de carga lateral (Figura 4.7): triangular, modal (1° modo), uniforme y un patrón de carga adaptivo (1° modo). La formulación de cada patrón de carga ha sido visto en el capítulo 2.1.

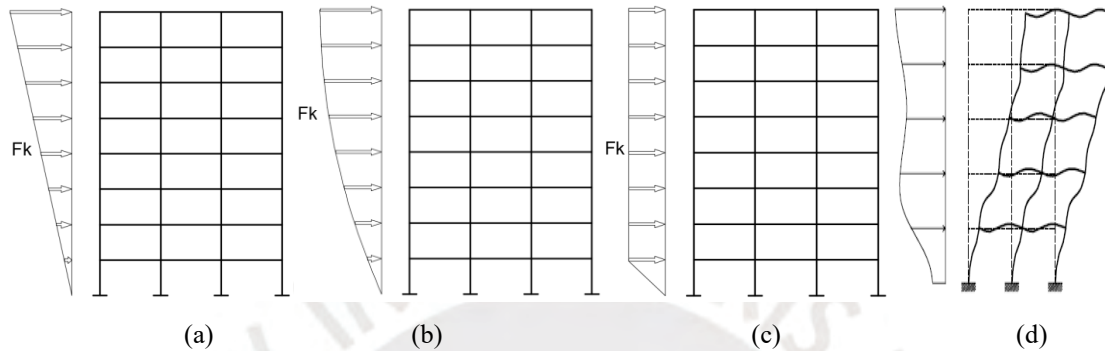


Figura 4.7: Patrones de carga: (a) triangular, (b) modal, (c) uniforme, (d) adaptivo

### 4.2.1. Curva de capacidad a partir del análisis estático incremental (Pushover)

En el rango lineal, existe una ligera sobreestimación de valores de rigidez inicial  $K1$  tanto para patrones de carga triangular, modal y adaptivo comparados con la rigidez obtenida del análisis dinámico incremental (ANLD); para el caso del patrón de carga uniforme la rigidez inicial es mayor dando una sobreestimación de tal parámetro (Tabla 4.1, Tabla 4.2 y Tabla 4.3).

Esta diferencia se da debido a que, para el patrón de carga uniforme la resultante de la fuerza se ubica a la mitad de la altura del pórtico a diferencia del resto de patrones de carga lateral cuya resultante se ubica aproximadamente a  $2/3$  de la altura del pórtico.

En el rango no lineal, la rigidez posfluencia  $K2$  para todos los patrones de carga representa aproximadamente el 60% de la rigidez posfluencia obtenida del análisis dinámico incremental.

Los resultados obtenidos empleando patrones de carga triangular, modal, adaptivo y uniforme ofrecen valores de sobrerresistencia en promedio de 1.93, representando el 87% de la sobrerresistencia obtenida del análisis dinámico; en consecuencia los patrones de carga que ofrecen valores de sobrerresistencia conservadores son los patrones triangular, modal, seguido del patrón de carga adaptivo.

El patrón de carga uniforme presenta valores de sobrerresistencia similares a los calculados mediante el análisis dinámico.

El número de pisos y el número de vanos influyen significativamente en los resultados de la curva de capacidad independientemente del patrón de carga empleado.

A mayor número de pisos y a mayor número de vanos, las curvas de capacidad ofrecen valores de rigideces iniciales mayores.

Lo mismo ocurre con la sobrerresistencia cuyo valor aumenta si se incrementa el número de pisos o el número de vanos.

#### **4.2.1.1. Pórtico de 12 pisos**

En el rango lineal, existe similitud de valores de rigidez inicial  $K1$  tanto para patrones de carga triangular, modal y adaptivo comparados con la rigidez obtenida del análisis dinámico (ANLD); para el caso del patrón de carga uniforme, la rigidez inicial es mayor dando una sobreestimación de tal parámetro (Tabla 4.1, Figura 4.8, Figura 4.9 y Figura 4.10).

Esta diferencia se da debido a que, para el patrón de carga uniforme la resultante de la fuerza se ubica a la mitad de la altura del pórtico a diferencia del resto de patrones de carga lateral cuya resultante se ubica aproximadamente a  $2/3$  de la altura del pórtico.

En el rango no lineal, la rigidez posfluencia  $K2$  para todos los patrones de carga representa aproximadamente el 36% de la rigidez posfluencia obtenida del análisis dinámico incremental.

Los resultados obtenidos empleando patrones de carga triangular, modal, adaptivo y uniforme ofrecen valores de sobrerresistencia en promedio de 2.14, representando el 84% de la sobrerresistencia obtenida del análisis dinámico; en consecuencia los patrones de carga que ofrecen valores de sobrerresistencia conservadores son los patrones triangular, modal, seguido del patrón de carga adaptivo.

El patrón de carga uniforme presenta valores de sobrerresistencia similares a los calculados mediante el análisis dinámico.

Tabla 4.1: Datos de cortantes, desplazamientos y rigideces para pórticos de 12 pisos

Pórtico	Patrón	Vy (kN)	Dy (m)	Vu (kN)	Du (m)	K1 (kN/m)	K2 (kN/m)	Sobrerresistencia
E 12-5	Triangular	4627.09	0.15	5318.22	1.08	30847.46	743.15	1.90
E 12-5	Uniforme	5955.95	0.14	6919.21	1.08	42287.22	1025.67	2.44
E 12-5	Modal	4662.63	0.15	5360.00	1.08	31255.52	749.20	1.91
E 12-5	Adaptivo	4931.49	0.15	5709.92	1.08	32158.36	840.04	2.02
E-12-5	ANLD	6055.29	0.20	7950.30	1.08	30408.75	2151.29	2.49
E 12-4	Triangular	3711.44	0.15	4242.62	1.08	24424.04	572.37	1.98
E 12-4	Uniforme	4772.95	0.14	5529.24	1.08	33515.98	806.63	2.54
E 12-4	Modal	3742.64	0.15	4277.69	1.08	24763.74	576.02	1.99
E 12-4	Adaptivo	4016.51	0.16	4581.40	1.08	25259.01	613.35	2.14
E 12-4	ANLD	4631.26	0.17	6481.50	1.08	26631.00	2042.00	2.47
E 12-3	Triangular	2798.40	0.16	3176.22	1.08	17966.38	408.79	1.99
E 12-3	Uniforme	3600.15	0.15	4143.49	1.08	24769.32	581.32	2.56
E 12-3	Modal	2820.07	0.15	3202.64	1.08	18215.78	413.50	2.00
E 12-3	Adaptivo	3080.81	0.16	3499.03	1.08	19363.55	454.14	2.19
E 12-3	ANLD	3825.84	0.20	4872.40	1.08	19604.00	1182.76	2.72

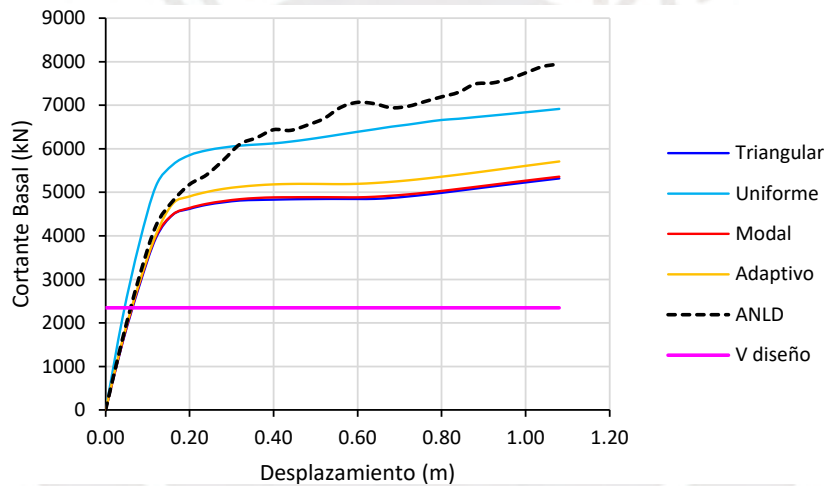


Figura 4.8: Curva de capacidad para pórtico E 12-5

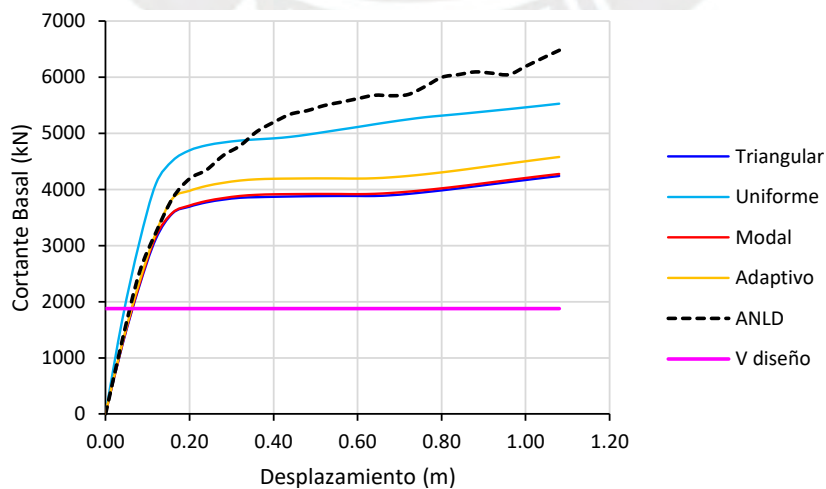


Figura 4.9: Curva de capacidad para pórtico E 12-4

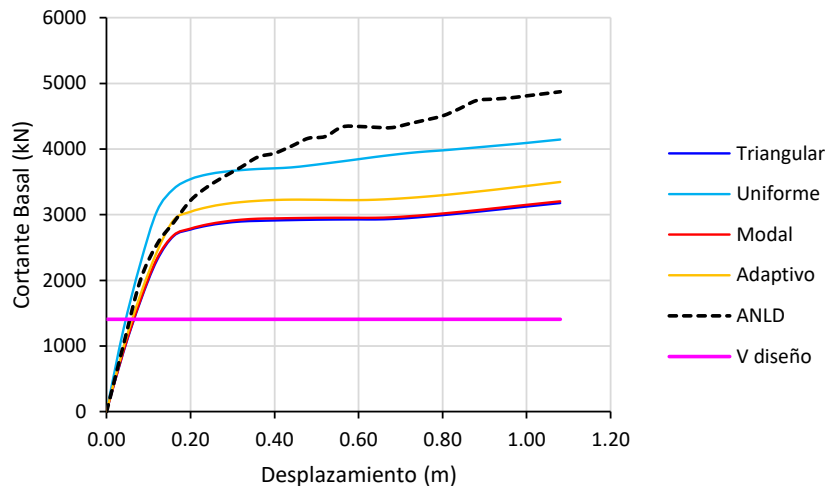


Figura 4.10: Curva de capacidad para pórtico E 12-3

#### 4.2.1.2. Pórtico de 8 pisos:

En el rango lineal, existe similitud de valores de rigidez inicial  $K1$  tanto para patrones de carga triangular, modal y adaptivo comparados con la rigidez obtenida del análisis dinámico incremental (ANLD); para el caso del patrón de carga uniforme la rigidez inicial es mayor dando una sobreestimación de tal parámetro (Tabla 4.2, Figura 4.11, Figura 4.12 y Figura 4.13).

Esta diferencia se da debido a que, para el patrón de carga uniforme la resultante de la fuerza se ubica a la mitad de la altura del pórtico a diferencia del resto de patrones de carga lateral cuya resultante se ubica aproximadamente a  $2/3$  de la altura del pórtico.

En el rango no lineal, la rigidez posfluencia  $K2$  para todos los patrones de carga representa aproximadamente el 18% de la rigidez posfluencia obtenida del análisis dinámico incremental.

Los resultados obtenidos empleando patrones de carga triangular, modal, adaptivo y uniforme ofrecen valores de sobrerresistencia en promedio de 1.84, representando el 84% de la sobrerresistencia obtenida del análisis dinámico; en consecuencia los patrones de carga que ofrecen valores de sobrerresistencia conservadores son los patrones triangular, modal, seguido del patrón de carga adaptivo.

El patrón de carga uniforme presenta valores de sobrerresistencia similares a los calculados mediante el análisis dinámico.

Tabla 4.2: Datos de cortantes, desplazamientos y rigideces para pórticos de 8 pisos

Pórtico	Patrón	Vy (kN)	Dy (m)	Vu (kN)	Du (m)	K1 (kN/m)	K2 (kN/m)	Sobrerresistencia
E 8-5	Triangular	1991.02	0.13	2022.11	0.72	14887.91	53.04	1.70
E 8-5	Uniforme	2404.83	0.12	2602.09	0.72	19898.96	329.24	2.05
E 8-5	Modal	2018.28	0.13	2062.11	0.72	15488.16	74.33	1.72
E 8-5	Adaptivo	2114.85	0.14	2167.70	0.72	15656.33	90.35	1.80
E 8-6	ANLD	2463.80	0.17	2909.73	0.72	14927.33	803.56	2.10
E 8-4	Triangular	1603.49	0.14	1619.21	0.72	11853.70	26.88	1.71
E 8-4	Uniforme	1934.98	0.12	2088.08	0.72	15906.62	255.88	2.06
E 8-4	Modal	1621.15	0.13	1645.50	0.72	12266.44	41.42	1.73
E 8-4	Adaptivo	1747.48	0.14	1783.87	0.72	12881.18	62.28	1.86
E 8-4	ANLD	2095.74	0.17	2312.10	0.72	12256.00	394.09	2.23
E 8-3	Triangular	1209.86	0.13	1221.58	0.72	8980.93	20.03	1.72
E 8-3	Uniforme	1476.26	0.12	1568.10	0.72	11929.02	154.03	2.10
E 8-3	Modal	1223.59	0.13	1237.79	0.72	9183.61	24.21	1.74
E 8-3	Adaptivo	1322.09	0.14	1344.20	0.72	9686.09	37.89	1.88
E 8-3	ANLD	1563.61	0.16	1811.90	0.72	10080.00	439.54	2.22

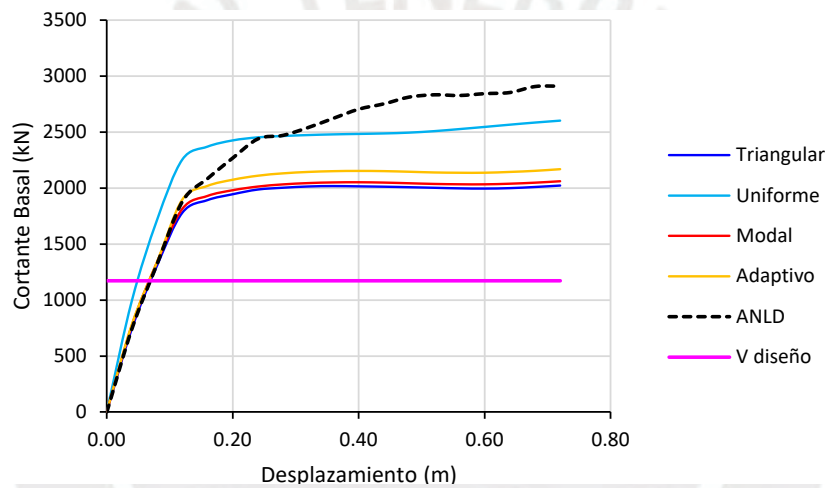


Figura 4.11: Curva de capacidad para pórtico E 8-5

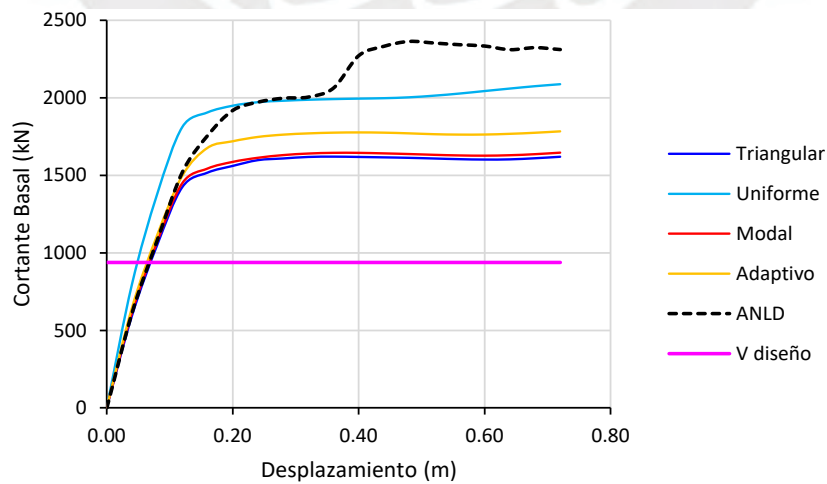


Figura 4.12: Curva de capacidad para pórtico E 8-4

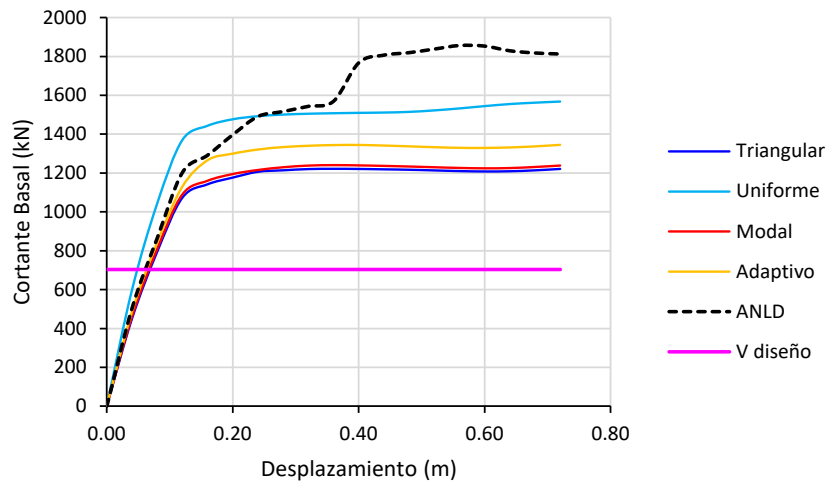


Figura 4.13: Curva de capacidad para pórtico E 8-3

#### 4.2.1.3. Pórtico de 4 pisos:

En el rango lineal, existe una ligera sub estimación de valores de rigidez inicial  $K1$  tanto para patrones de carga triangular, modal y adaptivo comparados con la rigidez obtenida del análisis dinámico incremental (ANLD); para el caso del patrón de carga uniforme la rigidez inicial es mayor dando una sobreestimación de tal parámetro (Tabla 4.3, Figura 4.14, Figura 4.15 y Figura 4.16).

Esta diferencia se da debido a que, para el patrón de carga uniforme la resultante de la fuerza se ubica a la mitad de la altura del pórtico a diferencia del resto de patrones de carga lateral cuya resultante se ubica aproximadamente a  $2/3$  de la altura del pórtico.

En el rango no lineal, la rigidez posfluencia  $K2$  para todos los patrones de carga representa aproximadamente el 74% de la rigidez posfluencia obtenida del análisis dinámico.

Los resultados obtenidos empleando patrones de carga triangular, modal, adaptivo y uniforme ofrecen valores de sobrerresistencia en promedio de 1.81, representando el 92% de la sobrerresistencia obtenida del análisis dinámico incremental; en consecuencia los patrones de carga que ofrecen valores de sobrerresistencia conservadores son los patrones triangular, modal, seguido del patrón de carga adaptivo.

El patrón de carga uniforme presenta valores de sobrerresistencia similares a los calculados mediante el análisis dinámico.

Tabla 4.3: Datos de cortantes, desplazamientos y rigideces para pórticos de 4 pisos

Pórtico	Patrón	Vy (kN)	Dy (m)	Vu (kN)	Du (m)	K1 (kN/m)	K2 (kN/m)	Sobrerresistencia
E 4-5	Triangular	1337.69	0.09	1411.61	0.36	15149.74	272.07	1.71
E 4-5	Uniforme	1501.95	0.08	1593.62	0.36	18908.67	326.75	1.92
E 4-5	Modal	1351.04	0.09	1429.28	0.36	15519.43	286.63	1.73
E 4-5	Adaptivo	1405.47	0.09	1496.24	0.36	15633.07	336.05	1.80
E 4-5	ANLD	1534.07	0.10	1646.60	0.36	15224.00	434.07	1.96
E 4-4	Triangular	1077.21	0.09	1140.96	0.36	12318.68	233.91	1.72
E 4-4	Uniforme	1213.80	0.08	1303.76	0.36	15325.46	320.39	1.94
E 4-4	Modal	1086.63	0.09	1156.57	0.36	12631.90	255.30	1.74
E 4-4	Adaptivo	1133.66	0.09	1213.93	0.36	12667.67	296.73	1.81
E 4-4	ANLD	1215.88	0.10	1300.60	0.36	12528.67	322.19	1.94
E 4-3	Triangular	819.81	0.09	868.72	0.36	9418.07	179.19	1.75
E 4-3	Uniforme	926.64	0.08	1009.15	0.36	11702.72	293.80	1.97
E 4-3	Modal	825.22	0.09	882.95	0.36	9662.20	210.23	1.76
E 4-3	Adaptivo	883.25	0.09	950.78	0.36	9983.90	248.69	1.88
E 4-3	ANLD	936.94	0.09	1030.12	0.36	10011.58	349.76	2.00

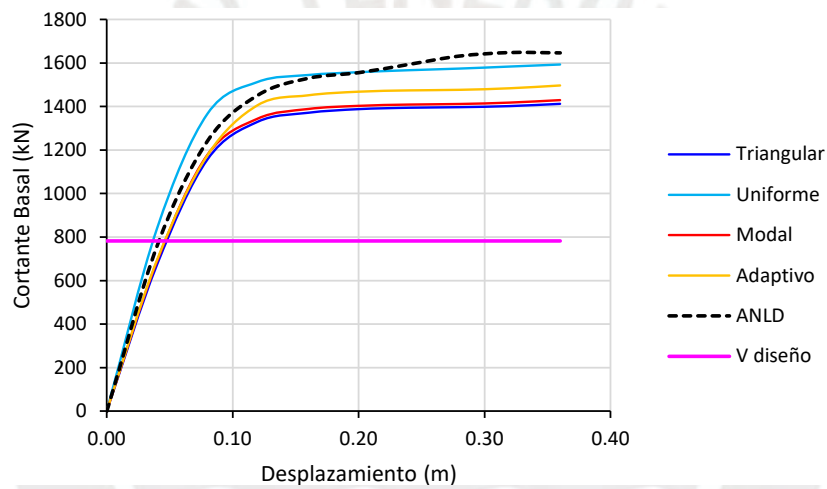


Figura 4.14: Curva de capacidad para pórtico E 4-5

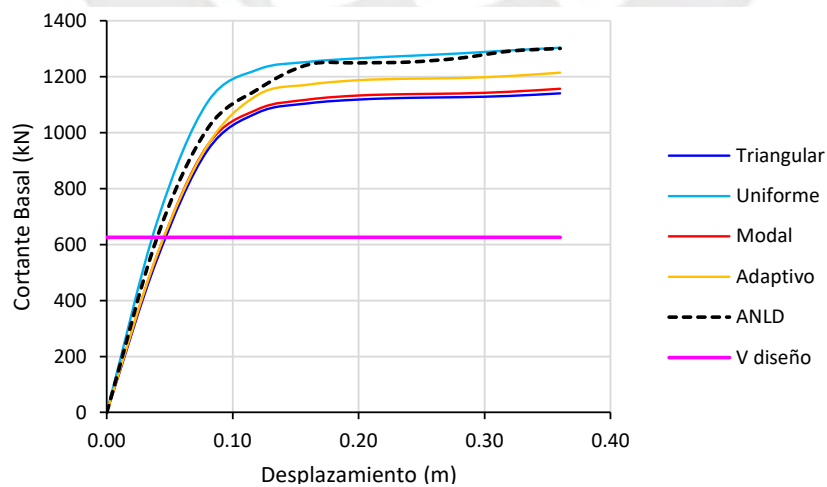


Figura 4.15: Curva de capacidad para pórtico E 4-4

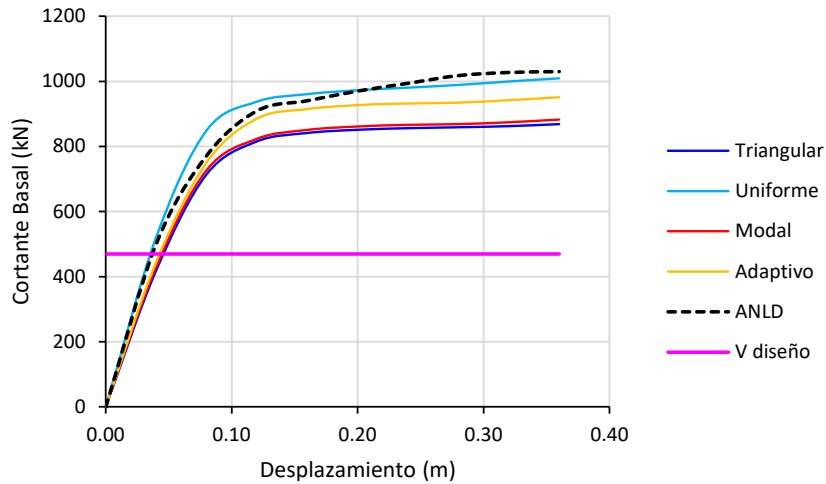


Figura 4.16: Curva de capacidad para pórtico E 4-3

#### 4.2.2. Punto de fluencia efectiva en la sectorización del espectro de capacidad

El valor que define los límites de la sectorización de la curva de capacidad está asociado principalmente con el desplazamiento de fluencia  $\Delta_y$  y al desplazamiento último  $\Delta_u$  (Figura 4.17). Para cada patrón de carga empleado en el análisis pushover existe un valor de  $\Delta_y$  diferente (Tabla 4.1, Tabla 4.2 y Tabla 4.3); en consecuencia, se evaluó el punto de fluencia efectiva a partir del análisis estático incremental con diferentes patrones de carga y el punto de fluencia efectiva calculado mediante el análisis dinámico incremental.

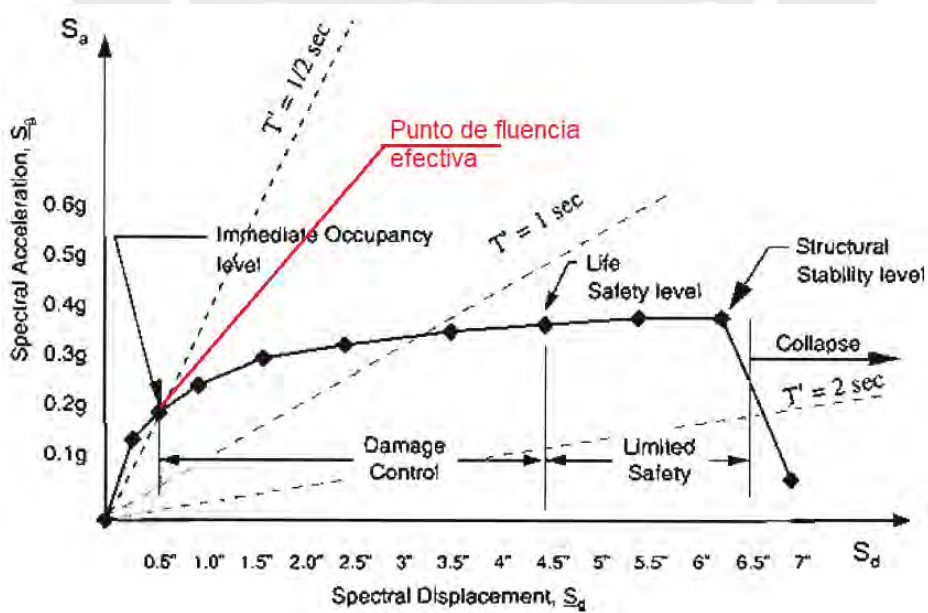


Figura 4.17: Sectorización del espectro de capacidad propuesto por el (ATC 40, 1996)



Para todos los pórticos (Figura 4.18 a Figura 4.26) en la zona sectorizada de inmediata ocupación IO, para todos los patrones de carga, el desplazamiento de fluencia  $\Delta_y$  es menor al desplazamiento de fluencia proveniente del análisis dinámico incremental y que conlleva a una sectorización conservadora del espectro de capacidad en dicha zona.

Para todos los patrones de carga excepto el patrón de carga uniforme, la seudo aceleración ( $S_a$ ) que produce el punto de fluencia de la estructura representa en promedio el 82% de la seudo aceleración proveniente del análisis dinámico incremental. Del mismo modo, los desplazamientos de fluencia representan el 82% del desplazamiento proveniente del análisis dinámico incremental.

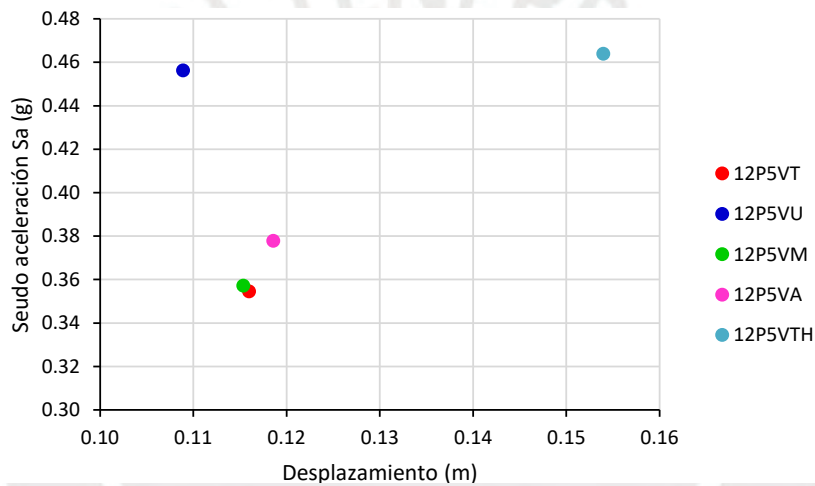


Figura 4.18: Ubicación del punto de fluencia efectiva para pórticos E 12-5

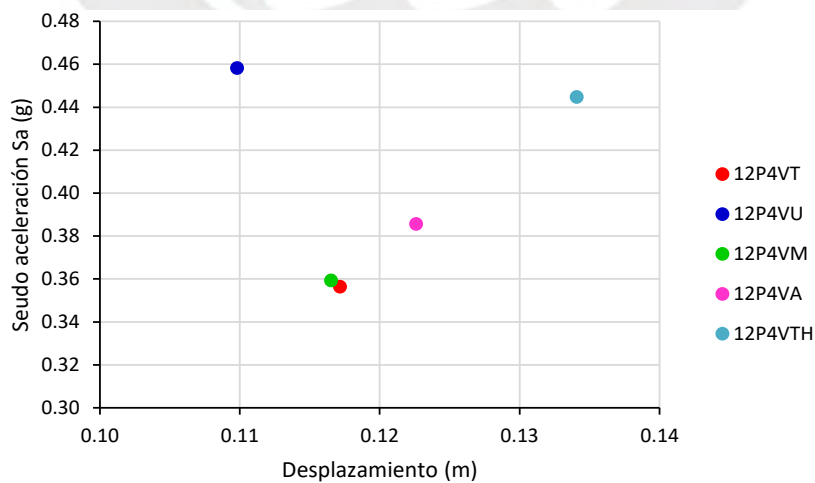


Figura 4.19: Ubicación del punto de fluencia efectiva para pórticos E 12-4

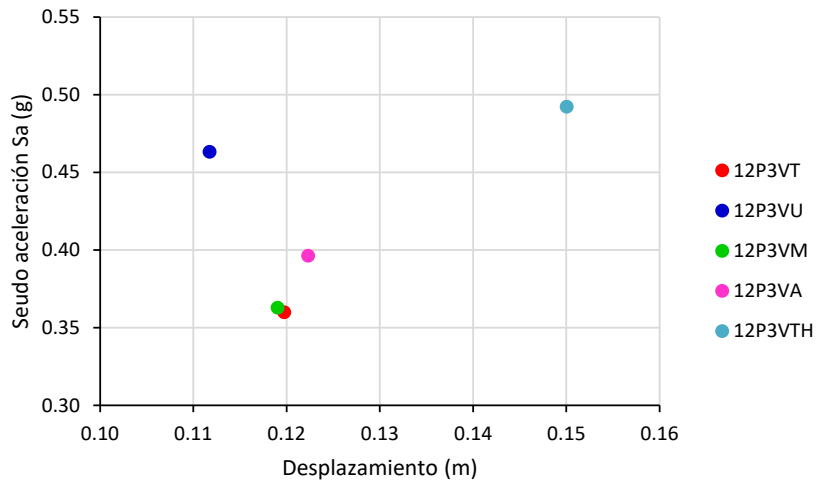


Figura 4.20: Ubicación del punto de fluencia efectiva para pórticos E 12-3

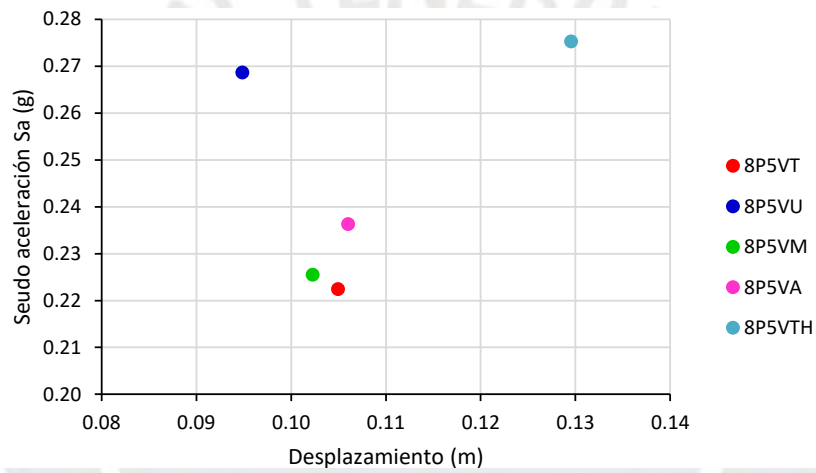


Figura 4.21: Ubicación del punto de fluencia efectiva para pórticos E 8-5

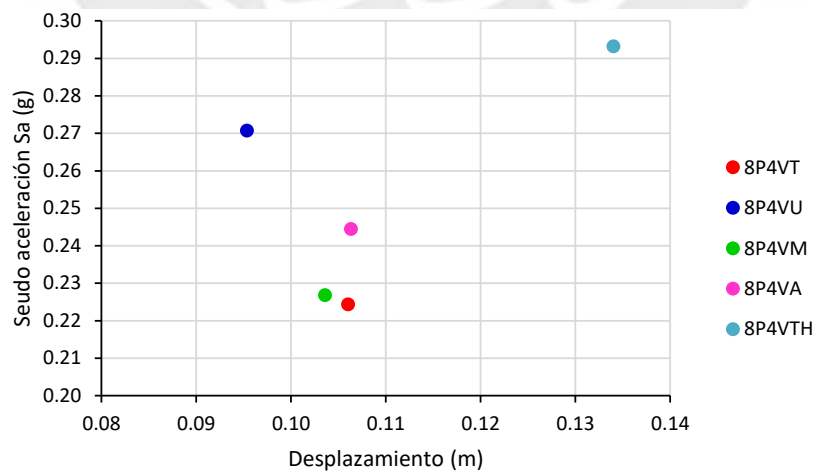


Figura 4.22: Ubicación del punto de fluencia efectiva para pórticos E 8-4

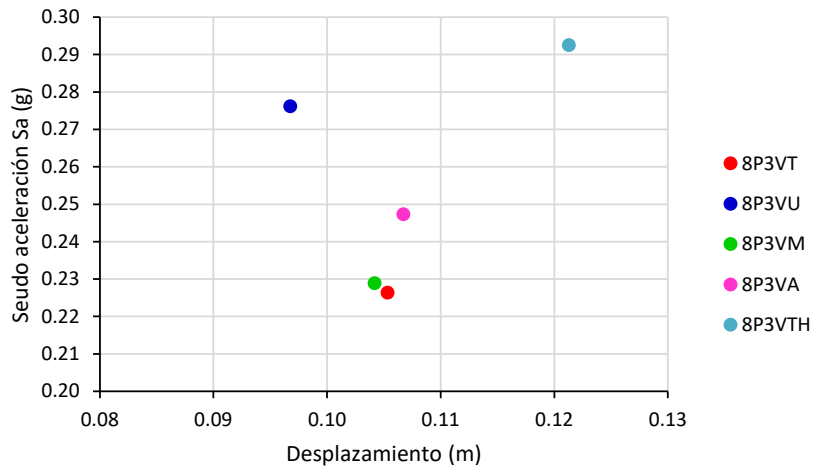


Figura 4.23: Ubicación del punto de fluencia efectiva para pórticos E 8-3

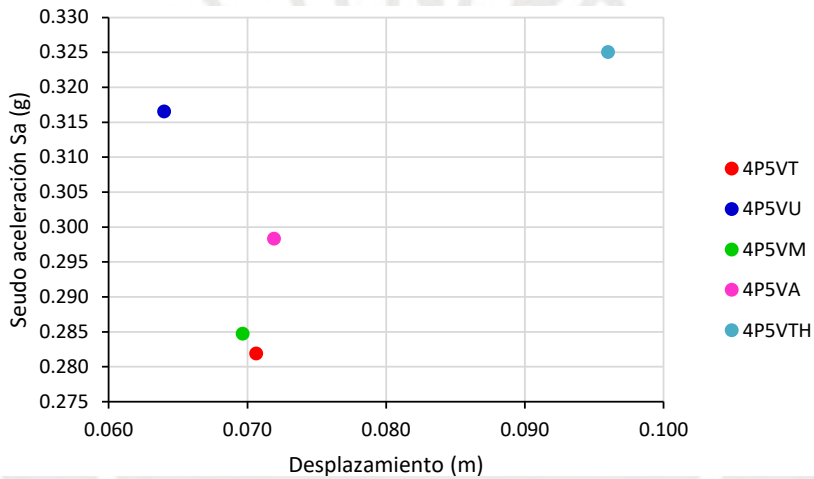


Figura 4.24: Ubicación del punto de fluencia efectiva para pórticos E 4-5

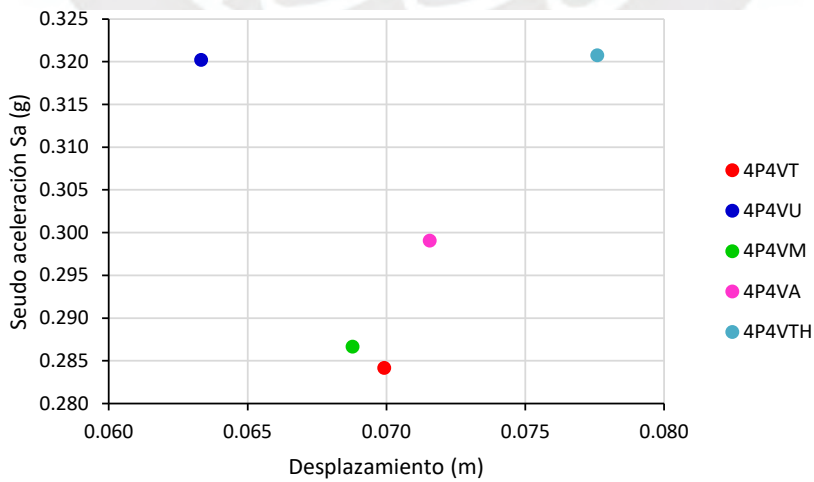


Figura 4.25: Ubicación del punto de fluencia efectiva para pórticos E 4-4

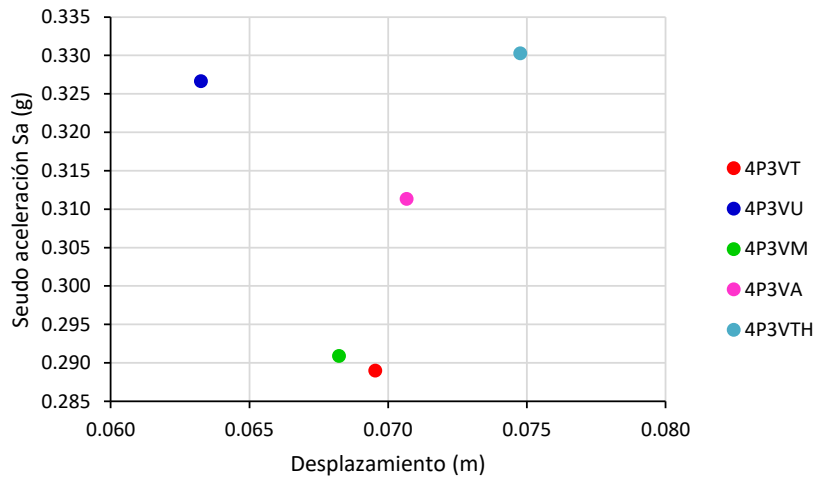


Figura 4.26: Ubicación del punto de fluencia efectiva para pórticos E 4-3

En pórticos de 12 y 8 pisos, se requiere mayor valor de demanda de pseudo aceleración ( $S_a$ ) para producir la fluencia esto debido al desplazamiento generado y al periodo predominante de dichas estructuras. En el caso de pórticos de 4 pisos el valor de  $S_a$  es similar al obtenido para pórticos de 8 pisos, pero con desplazamiento de fluencia menor, esto debido al periodo predominante de dichas estructuras (Tabla 4.4, Tabla 4.5 y Tabla 4.6).

Tabla 4.4: Variación del punto de fluencia efectiva en pórticos de 12 pisos

Pórtico	Patrón	Desp. (m)	$S_a$ (g)
E 12-5	Triangular	0.116	0.35
E 12-5	Uniforme	0.109	0.46
E 12-5	Modal	0.115	0.36
E 12-5	Adaptivo	0.119	0.38
E 12-5	ANLD	0.154	0.46
E 12-4	Triangular	0.117	0.36
E 12-4	Uniforme	0.110	0.46
E 12-4	Modal	0.117	0.36
E 12-4	Adaptivo	0.123	0.39
E 12-4	ANLD	0.134	0.44
E 12-3	Triangular	0.120	0.36
E 12-3	Uniforme	0.112	0.46
E 12-3	Modal	0.119	0.36
E 12-3	Adaptivo	0.122	0.40
E 12-3	ANLD	0.150	0.49

Tabla 4.5: Variación del punto de fluencia efectiva en pórticos de 8 pisos

<b>Pórtico</b>	<b>Patrón</b>	<b>Desp. (m)</b>	<b>Sa (g)</b>
E 8-5	Triangular	0.105	0.22
E 8-5	Uniforme	0.095	0.27
E 8-5	Modal	0.102	0.23
E 8-5	Adaptivo	0.106	0.24
E 8-5	ANLD	0.130	0.28
E 8-4	Triangular	0.106	0.22
E 8-4	Uniforme	0.095	0.27
E 8-4	Modal	0.104	0.23
E 8-4	Adaptivo	0.106	0.24
E 8-4	ANLD	0.134	0.29
E 8-3	Triangular	0.105	0.23
E 8-3	Uniforme	0.097	0.28
E 8-3	Modal	0.104	0.23
E 8-3	Adaptivo	0.107	0.25
E 8-3	ANLD	0.121	0.29

Tabla 4.6: Variación del punto de fluencia efectiva en pórticos de 4 pisos

<b>Pórtico</b>	<b>Patrón</b>	<b>Desp. (m)</b>	<b>Sa (g)</b>
E 4-5	Triangular	0.071	0.28
E 4-5	Uniforme	0.064	0.32
E 4-5	Modal	0.070	0.28
E 4-5	Adaptivo	0.072	0.30
E 4-5	ANLD	0.096	0.33
E 4-4	Triangular	0.070	0.28
E 4-4	Uniforme	0.063	0.32
E 4-4	Modal	0.069	0.29
E 4-4	Adaptivo	0.072	0.30
E 4-4	ANLD	0.078	0.32
E 4-3	Triangular	0.070	0.29
E 4-3	Uniforme	0.063	0.33
E 4-3	Modal	0.068	0.29
E 4-3	Adaptivo	0.071	0.31
E 4-3	ANLD	0.075	0.33

### 4.3. Espectro de capacidad

La energía disipada por amortiguamiento  $E_d$  y la energía de deformación máxima  $E_{SO}$  permiten calcular el amortiguamiento histerético  $\beta_0$  el mismo que, con el amortiguamiento elástico  $\beta_{elástico}$  o inherente permiten calcular el amortiguamiento equivalente  $B_{eq}$  que adopta una estructura al ser solicitada por una demanda sísmica.

Ambas energías se obtienen a partir del método del espectro de capacidad el cual ha sido calculado siguiendo la metodología propuesta por el ATC 40 a partir de la curva de capacidad de la estructura.

El cálculo del espectro de capacidad de un pórtico de 12 pisos y 5 vanos (E 12-5) a partir de la curva de capacidad se muestra en la Tabla 4.7 y Tabla 4.8.

Se muestra el cálculo del factor de participación modal  $PF_i$  para el primer modo natural que representa el grado en la que el primer modo participa en la respuesta de la estructura, y el coeficiente de masa modal para el primer modo natural  $\alpha_i$ .

Tabla 4.7: Factor de participación modal  $PF_i$  y coeficiente de masa efectiva  $\alpha_i$

Nivel	$W_i$	$w_i/g$	$\phi_i$	$w_i^* \phi_i/g$	$w_i^* \phi_i^2/g$
Piso 1	1379.29	140.60	0.052	7.29	0.38
Piso 2	1379.29	140.60	0.155	21.75	3.36
Piso 3	1379.29	140.60	0.274	38.49	10.54
Piso 4	1379.29	140.60	0.395	55.55	21.95
Piso 5	1379.29	140.60	0.512	72.01	36.89
Piso 6	1379.29	140.60	0.621	87.34	54.26
Piso 7	1379.29	140.60	0.720	101.17	72.79
Piso 8	1379.29	140.60	0.805	113.20	91.14
Piso 9	1379.29	140.60	0.876	123.22	107.99
Piso 10	1379.29	140.60	0.932	131.08	122.21
Piso 11	1379.29	140.60	0.973	136.77	133.05
Piso 12	1379.29	140.60	1.000	140.60	140.60
$\Sigma =$	16551.43	1687.200		1028.48	795.15

$$PF_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (\omega_i \phi_{i,1})/g]^2}{[\sum_{i=1}^N (\omega_i \phi_{i,1})/g] \cdot [\sum_{i=1}^N (\omega_i \phi_{i,1}^2)/g]} = 1.293$$

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (\omega_i \phi_{i,1})/g]}{[\sum_{i=1}^N (\omega_i \phi_{i,1}^2)/g]} = 0.788$$

La Tabla 4.8 muestra los resultados del cálculo del espectro de capacidad a partir de la curva de capacidad con el procedimiento dado por el ATC-40.

A partir del factor de participación modal  $PF_i$  asociado al modo fundamental, y del coeficiente de masa efectiva  $\alpha_i$  se obtienen los valores de desplazamiento espectral  $S_d$  y de aceleración espectral  $S_a$  respectivamente (Ec. ( 2.20) y Ec. ( 2.21)).

Tabla 4.8: Valores del espectro de capacidad

$\Delta$ techo (mm)	V (kN)	Sd (mm)	Sa (g)
0.00	0.00	0.00	0.00
80.00	2892.52	61.85	0.22
160.00	4493.47	123.70	0.34
240.00	4736.34	185.55	0.36
320.00	4843.34	247.40	0.37
400.00	4884.73	309.25	0.37
480.00	4889.24	371.10	0.37
560.00	4887.15	432.95	0.37
640.00	4898.68	494.80	0.38
720.00	4953.28	556.65	0.38
800.00	5032.64	618.50	0.39
880.00	5125.09	680.36	0.39
960.00	5221.19	742.21	0.40
1040.00	5314.97	804.06	0.41
1080.00	5360.00	834.98	0.41

$$S_d = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \cdot \phi_{techo,1}}$$

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

La Figura 4.27 muestran el espectro de capacidad calculado a partir de las curvas de capacidad para pórticos de 12 pisos sometidos a distintos patrones de carga lateral, en general los resultados obtenidos son proporcionales a los obtenidos en las curvas de capacidad ya que dependen directamente de éstas. Las diferencias entre valores de las curvas de espectros de capacidad son las mismas que para las curvas de capacidad.

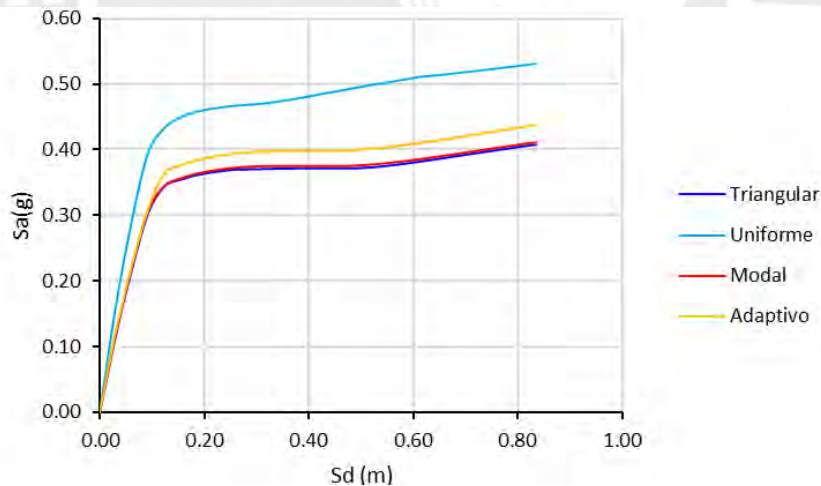


Figura 4.27: Espectro de capacidad para pórtico E 12-5

#### 4.4. Energía a partir de la curva de capacidad

Para el cálculo de la energía absorbida por las estructuras se siguió el procedimiento propuesto por Siddiqui y Krishna ilustrado en la Figura 4.28 y Ec. ( 2.17) y ( 2.18).

$$E_n = \frac{1}{2} V_{bn} D_n \quad (2.17)$$

$$dE_n = V_{bn} \cdot dD_{e,n} \quad (2.18)$$

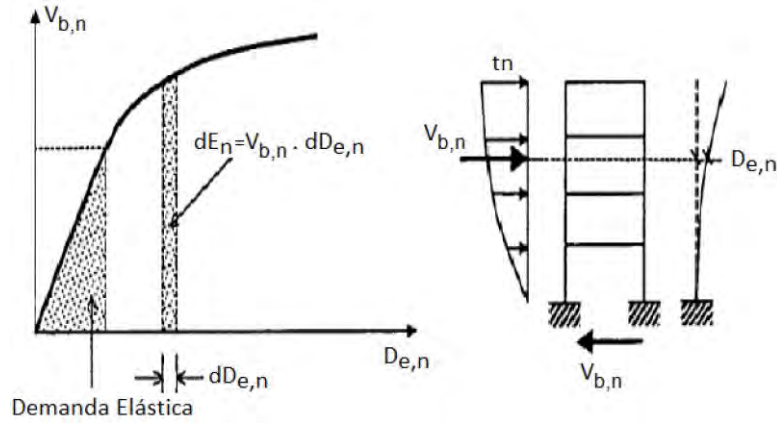


Figura 4.28: Curva de capacidad de energía a partir de la curva de capacidad (Siddiqui y Krishna, 2013)

Para el cálculo de la energía disipada por las estructuras (Figura 4.29) se empleó la Ec. (2.19) y la metodología propuesta por (Kotamidis y Doudoumis, 2008).

$$E^m = E_{el}^m + E_{pl}^m \quad (2.19)$$

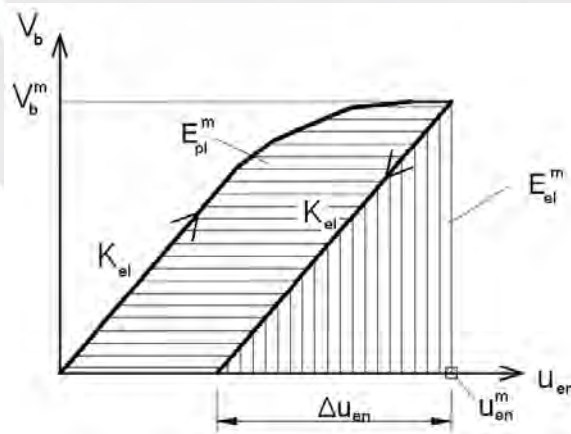


Figura 4.29: Energía elástica y energía plástica, adaptado de (Kotamidis y Doudoumis, 2008)

La Tabla 4.9 muestra el cálculo de la energía disipada a partir de la curva de capacidad para un pórtico E 12-5, calculado en base al patrón de carga triangular.



Tabla 4.9: Energía disipada a partir de la curva de capacidad

<i>D</i> (m)	<i>V</i> (kN)	<i>E</i> absorbida $E^m$ ( $10^3$ J)	<i>E</i> elástica $E_{el}^m$ ( $10^3$ J)	<i>E</i> disipada $E_{pl}^m$ ( $10^3$ J)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.04	1542.37	30.85	30.85	0.00
0.08	2851.10	118.72	105.41	13.31
0.12	3958.98	254.92	203.24	51.68
0.16	4485.31	423.80	260.87	162.93
0.20	4620.09	605.91	276.78	329.13
0.24	4712.19	792.56	287.93	504.63
0.28	4769.53	982.19	294.98	687.21
0.32	4811.21	1173.81	300.16	873.65
0.36	4824.08	1366.51	301.76	1064.75
0.40	4831.17	1559.62	302.65	1256.96
0.44	4838.64	1753.01	303.59	1449.42
0.48	4843.04	1946.65	304.14	1642.51
0.52	4846.27	2140.43	304.55	1835.89
0.56	4847.20	2334.30	304.66	2029.64
0.60	4845.94	2528.17	304.51	2223.66
0.64	4848.39	2722.05	304.82	2417.24
0.68	4869.73	2916.42	307.50	2608.91
0.72	4903.93	3111.89	311.84	2800.05
0.76	4943.58	3308.84	316.90	2991.94
0.80	4987.98	3507.47	322.62	3184.85
0.84	5035.49	3707.94	328.79	3379.14
0.88	5084.67	3910.34	335.25	3575.09
0.92	5132.81	4114.69	341.63	3773.07
0.96	5180.41	4320.96	347.99	3972.96
1.00	5227.11	4529.11	354.29	4174.81
1.04	5273.25	4739.11	360.58	4378.54
1.08	5318.22	4950.94	366.75	4584.19

#### 4.4.1. Pórtico de 12 pisos:

Se muestran las energías disipadas calculadas a partir de la curva de capacidad empleando los métodos propuestos por Siddiqui y Krishna y por Kotanidis y Doudoumis para pórticos de 12 pisos (Figura 4.30, Figura 4.31 y Figura 4.32) .

En el rango lineal, la energía disipada es similar para todos los patrones de carga; en el rango no lineal para el caso del patrón de carga uniforme existe una sobreestimación de la energía disipada. Para el resto de patrones de carga en el rango no lineal, la energía disipada es similar hasta un valor aproximado de desplazamiento igual a 3 veces el desplazamiento de fluencia.

Los patrones de carga triangular, modal y adaptivo dan valores de disipación de energía conservadores comparados con la energía obtenida del análisis dinámico.

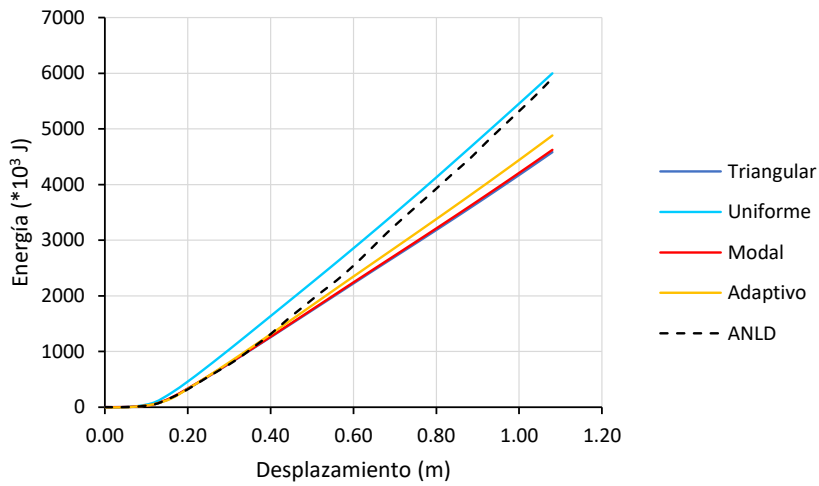


Figura 4.30: Energía disipada para pórtico E 12-5

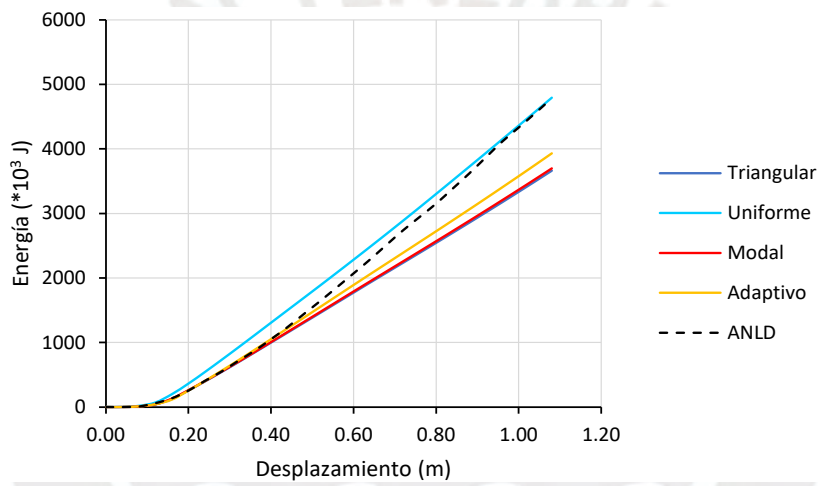


Figura 4.31: Energía disipada para pórtico E 12-4

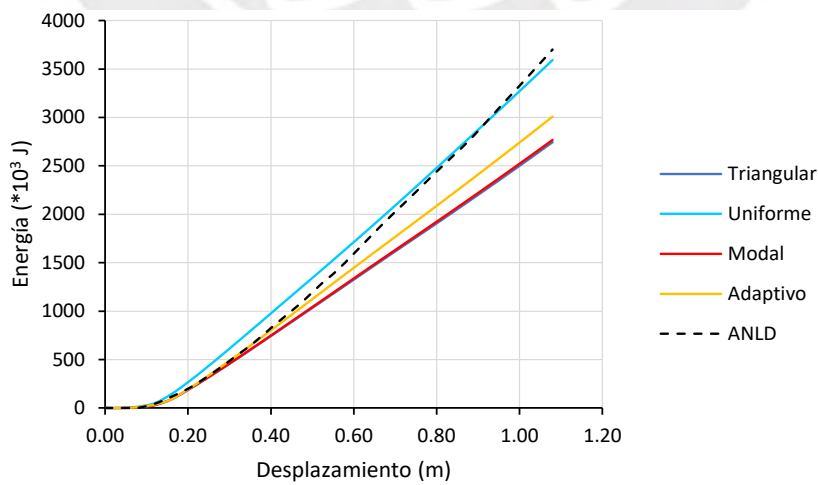


Figura 4.32: Energía disipada para pórtico E 12-3

#### 4.4.2. Pórtico de 8 pisos:

Se muestran las energías absorbidas calculadas a partir de la curva de capacidad empleando los métodos propuestos por Siddiqui y Krishna y por Kotanidis y Doudoumis para pórticos de 8 pisos (Figura 4.33, Figura 4.34 y Figura 4.35).

En el rango lineal, la energía disipada es similar para todos los patrones de carga; en el rango no lineal para el caso del patrón de carga uniforme existe una sobreestimación de la energía disipada. Para el resto de patrones de carga en el rango no lineal, la energía disipada es similar hasta un valor aproximado de desplazamiento igual a 1.5 veces el desplazamiento de fluencia.

Los patrones de carga triangular, modal y adaptivo dan valores de disipación de energía conservadores comparados con la energía obtenida del análisis dinámico incremental.

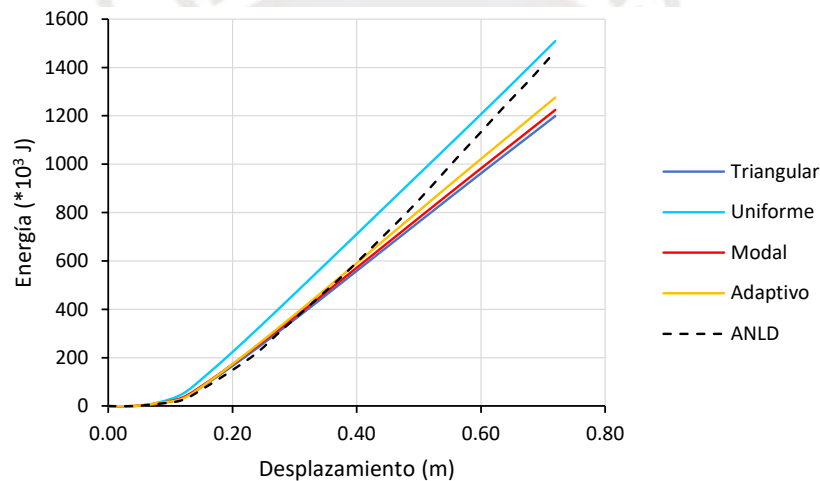


Figura 4.33: Energía disipada para pórtico E 8-5

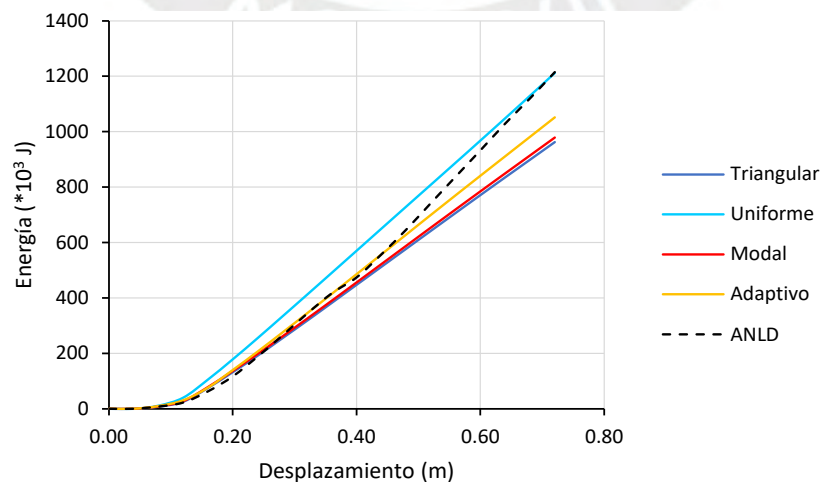


Figura 4.34: Energía disipada para pórtico E 8-4

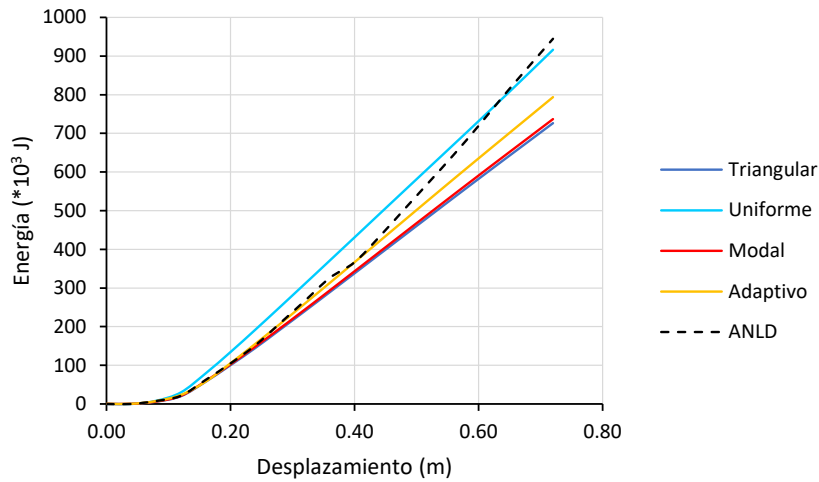


Figura 4.35: Energía disipada para pórtico E 8-3

#### 4.4.3. Pórtico de 4 pisos:

Se muestran las energías absorbidas calculadas a partir de la curva de capacidad empleando el método propuesto por Siddiqui y Krishna y por Kotanidis y Doudoumis, para pórticos de 4 pisos (Figura 4.36, Figura 4.37 y Figura 4.38).

En el rango lineal, la energía disipada es similar para todos los patrones de carga; en el rango no lineal para el caso del patrón de carga uniforme existe una sobreestimación de la energía disipada. Para el resto de patrones de carga en el rango no lineal, la energía disipada es similar hasta un valor aproximado de desplazamiento igual a 2.5 veces el desplazamiento de fluencia.

Los patrones de carga triangular, modal y adaptivo dan valores de disipación de energía conservadores comparados con la energía obtenida del análisis dinámico incremental.

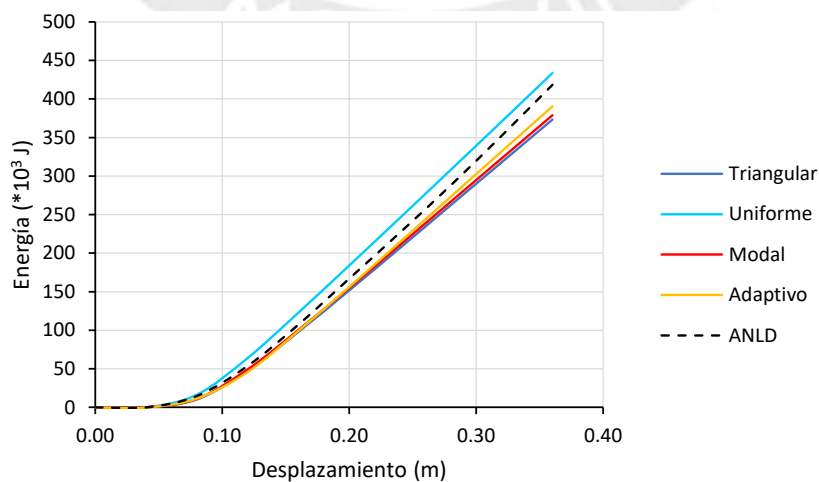


Figura 4.36: Energía disipada para pórtico E 4-5

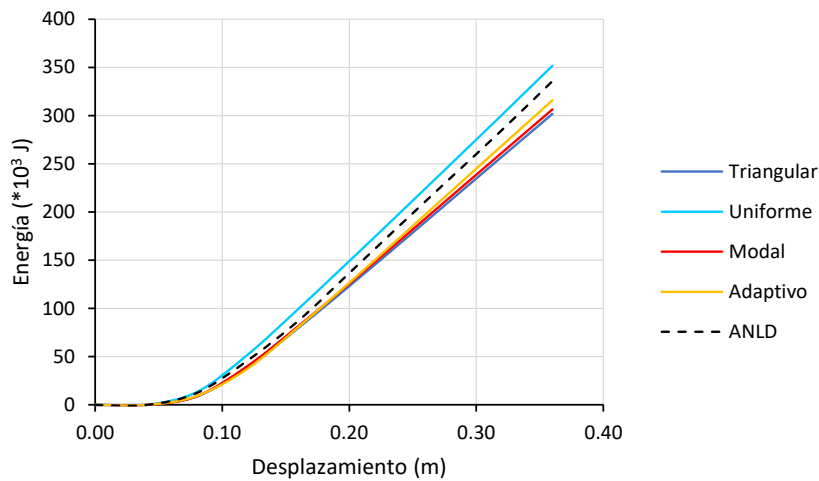


Figura 4.37: Energía disipada para pórtico E 4-4

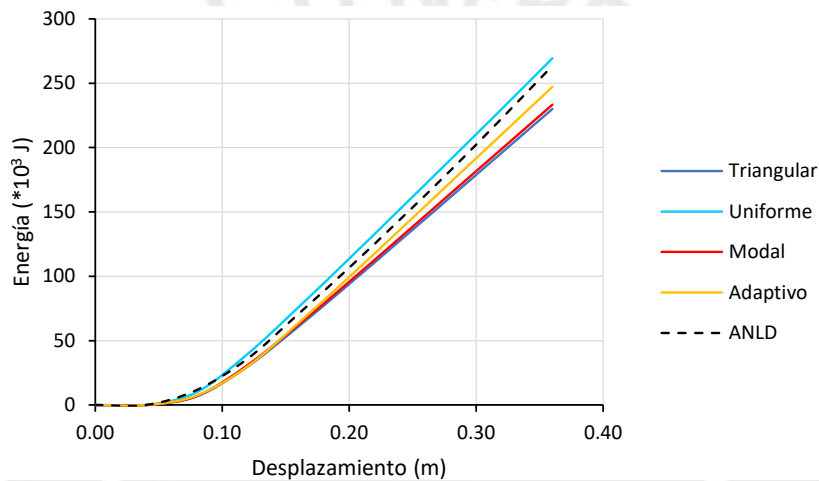


Figura 4.38: Energía disipada para pórtico E 4-3

#### 4.5. Energía a partir del espectro de capacidad

Para calcular la energía disipada o energía de deformación máxima empleando el método del espectro de capacidad, se calcularon los desplazamientos máximos o puntos de desempeño con la metodología propuesta por el ATC 40.

El desplazamiento máximo o punto de desempeño para cada demanda sísmica se calculó con el espectro de demanda reducido a partir del amortiguamiento equivalente y el espectro de demanda con 5% de amortiguamiento.

El amortiguamiento equivalente se calculó a partir de la representación bilineal del espectro de capacidad, relacionando la energía disipada por amortiguamiento y la máxima energía de deformación mediante procedimientos iterativos.

La Figura 4.39 muestra el cálculo del punto de desempeño para el pórtico regular de 12 pisos 5 vanos con patrón de carga modal sometido a una demanda sísmica de  $S_a = 0.37g$ .

El punto de desempeño calculado es 0.35m, el desplazamiento de fluencia es 0.12m.

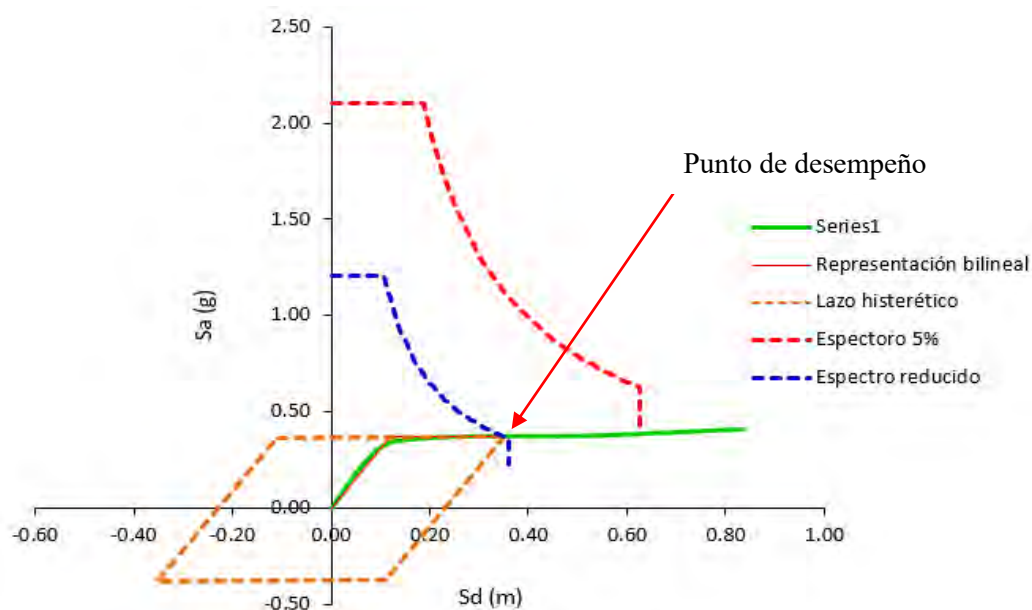


Figura 4.39: Ubicación del punto de desempeño para pórtico regular de 12 pisos, 5 vanos con patrón de carga modal y demanda sísmica de  $S_a = 0.37g$ .

#### 4.6. Energía disipada por amortiguamiento $E_D$ y máxima energía de deformación $E_{SO}$

El cálculo de las energías disipadas amortiguamiento  $E_D$  y máxima energía de deformación  $E_{SO}$  se han realizado siguiendo los procedimientos establecidos en el ATC-40.

##### 4.6.1. Pórtico de 12 pisos:

Se muestran las energías disipadas por amortiguamiento o energía que disipa la estructura en un ciclo de movimiento para pórticos de 12 pisos calculadas a partir del espectro de capacidad empleando el método propuesto por el ATC-40 (Figura 4.40, Figura 4.41 y Figura 4.42).

Las energías disipadas  $E_D$  y  $E_{SO}$  son similares hasta un valor de pseudo aceleración de demanda igual a 2.00 veces la pseudo aceleración de diseño. A partir de ese punto, la energía disipada por amortiguamiento  $E_D$  es mayor a la máxima energía de deformación  $E_{SO}$ .

Para los patrones de carga triangular, modal y adaptivo, las energías disipadas  $E_D$  y  $E_{SO}$  son similares y menores que la energía liberada del patrón de carga uniforme.

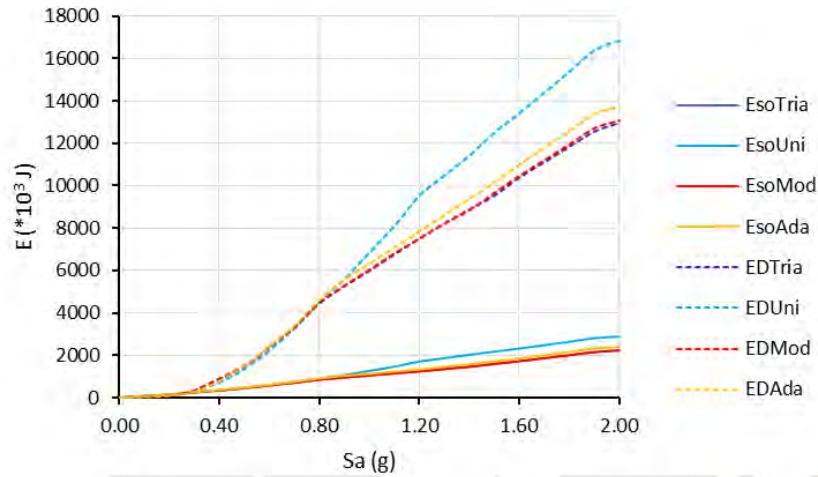


Figura 4.40: Energías  $E_D$  y  $E_{SO}$  para pórtilo E 12-5

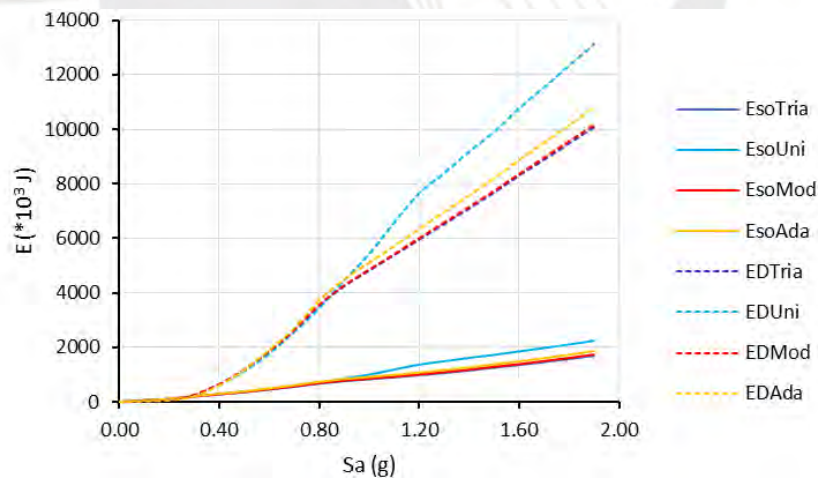


Figura 4.41: Energías  $E_D$  y  $E_{SO}$  para pórtilo E 12-4

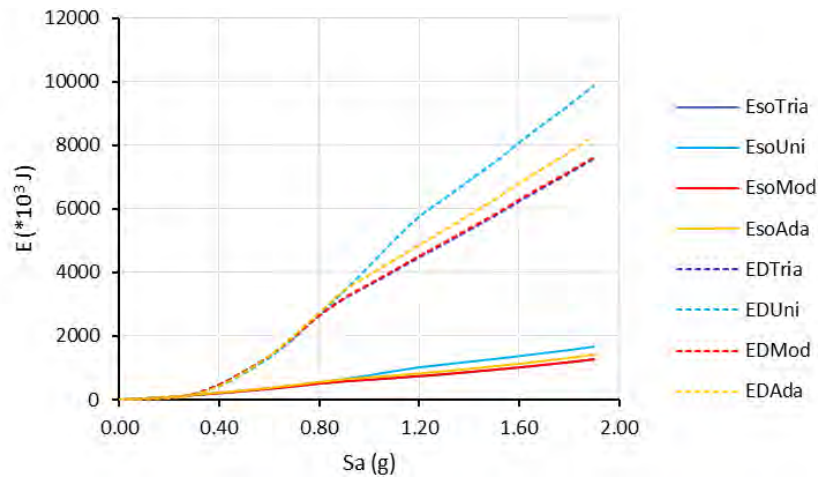


Figura 4.42: Energías  $E_D$  y  $E_{SO}$  para pórtico E 12-3

#### 4.6.2. Pórtico de 8 pisos:

Se muestran las energías disipadas por amortiguamiento o energía que disipa la estructura en un ciclo de movimiento para pórticos de 8 pisos calculadas a partir del espectro de capacidad empleando el método propuesto por el ATC-40 (Figura 4.43, Figura 4.44 y Figura 4.45).

Las energías disipadas  $E_D$  y  $E_{SO}$  son similares hasta un valor de pseudo aceleración de demanda igual a 1.70 veces la pseudo aceleración de diseño. A partir de ese punto, la energía disipada por amortiguamiento  $E_D$  es mayor a la máxima energía de deformación  $E_{SO}$ .

Para los patrones de carga triangular, modal y adaptivo, las energías disipadas  $E_D$  y  $E_{SO}$  son similares y menores que la energía liberada del patrón de carga uniforme.

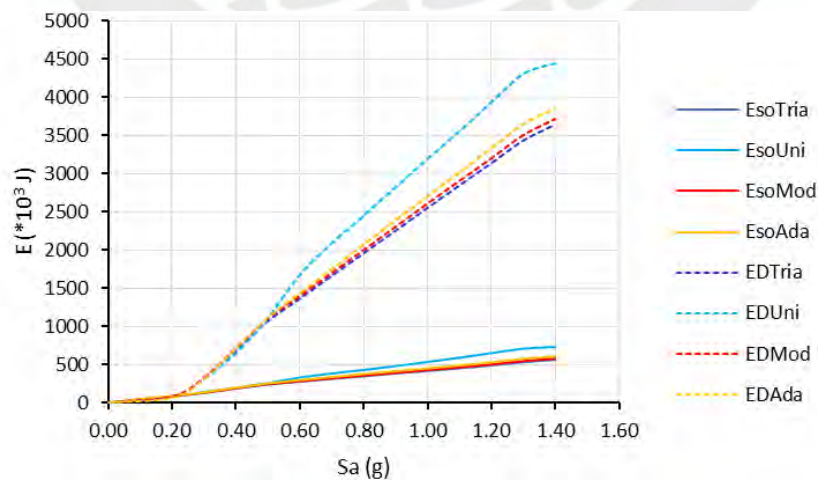


Figura 4.43: Energías  $E_D$  y  $E_{SO}$  para pórtico E 8-5



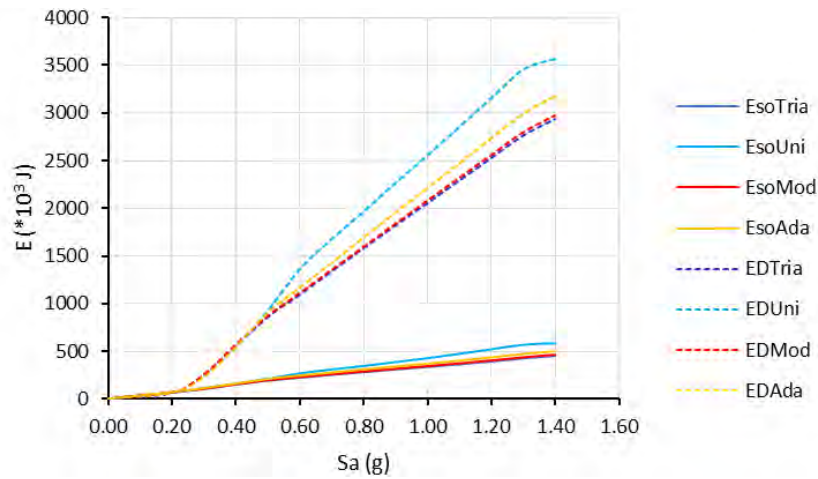


Figura 4.44: Energías  $E_D$  y  $E_{SO}$  para pórtico E 8-4

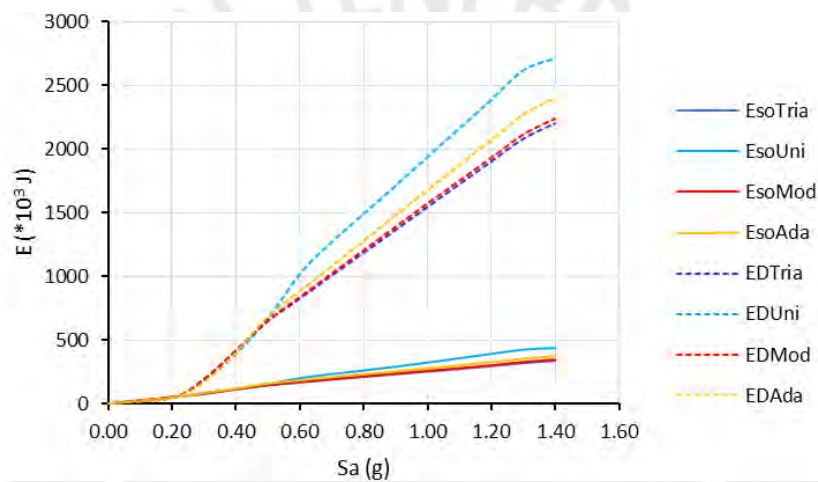


Figura 4.45: Energías  $E_D$  y  $E_{SO}$  pórtico E 8-3

### 4.6.3. Pórtico de 4 pisos:

Se muestran las energías disipadas por amortiguamiento o energía que disipa la estructura en un ciclo de movimiento para pórticos de 4 pisos calculadas a partir del espectro de capacidad empleando el método propuesto por el ATC-40 (Figura 4.46, Figura 4.47 y Figura 4.48).

Las energías disipadas  $E_D$  y  $E_{SO}$  son similares hasta un valor de pseudo aceleración de demanda igual a 1.56 veces la pseudo aceleración de diseño. A partir de ese punto, la energía disipada por amortiguamiento  $E_D$  es mayor a la máxima energía de deformación  $E_{SO}$ .

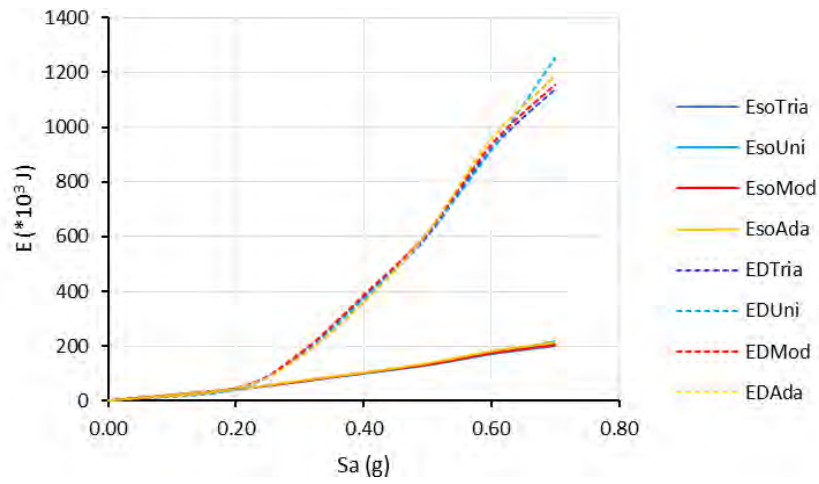


Figura 4.46: Energías  $E_D$  y  $E_{SO}$  para pórtico E 4-5

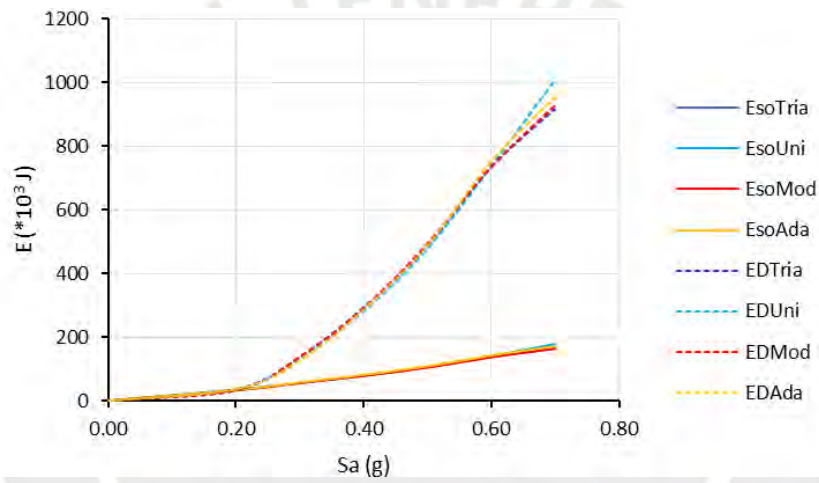


Figura 4.47: Energías  $E_D$  y  $E_{SO}$  para pórtico E 4-4

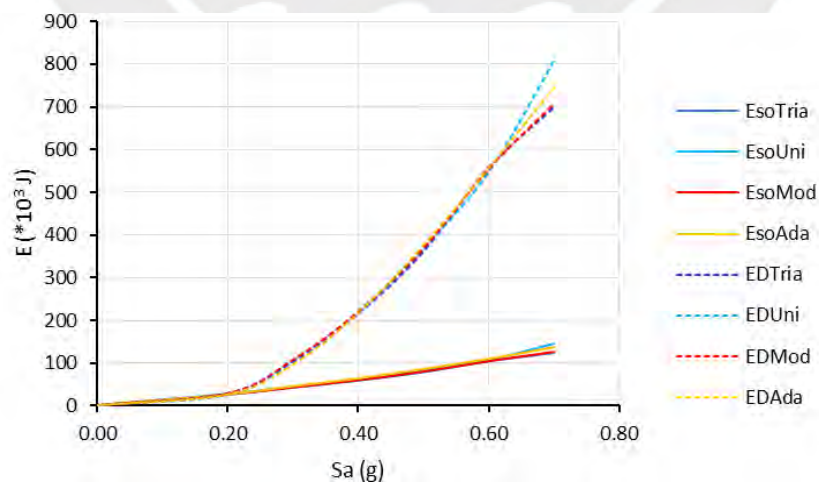


Figura 4.48: Energías  $E_D$  y  $E_{SO}$  para pórtico E 4-3

## 5. FUNCIONES DE ESTIMACION DE CURVAS DE CAPACIDAD DEL ANALISIS DINAMICO INCREMENTAL A PARTIR DEL ANALISIS PUSHOVER

Se desarrolló una metodología para aproximar curvas de capacidad obtenidos de un análisis pushover para pórticos planos a curvas de capacidad obtenidas mediante un análisis dinámico incremental, para tal fin se han modelado las estructuras en considerando las mismas propiedades geométricas, de resistencia y de armado de acero que las consideradas en los análisis pushover.

### 5.1. Funciones de estimación de curvas de capacidad bilinealizadas.

Las funciones de estimación de curvas de capacidad bilinealizadas que relacionan curvas de capacidad obtenidas a partir del análisis estático incremental y dinámico incremental han sido obtenidas para dos tramos correspondiente al rango lineal y rango no lineal, en los que se definen segmentos de rectas cuya formulación es descrita en las Ec. ( 5.1) y ( 5.2).

Los valores  $V_{RL}$ ,  $V_{RNL}$  estimados para el análisis dinámico incremental corresponden al cortante basal de la curva de capacidad en el rango lineal ( 5.1) y rango no lineal ( 5.2) respectivamente.

$$V_{RL} = \alpha K_1 \gamma \Delta_y \quad (5.1)$$

$$V_{RNL} = V_{RL} + \beta K_2 (\Delta_u - \gamma \Delta_y) \quad (5.2)$$

Los valores  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  son coeficientes que relacionan la rigidez inicial  $K_1'$ , rigidez post fluencia  $K_2'$  y desplazamiento de fluencia  $\Delta_y'$  calculados a partir del análisis dinámico incremental con la rigidez inicial  $K_1$ , rigidez post fluencia  $K_2$  y desplazamiento de fluencia  $\Delta_y$  calculados a partir del análisis estático incremental o pushover respectivamente.

En el rango lineal, comprendido en el tramo  $[0 - \gamma \Delta_y >$ , donde  $\gamma$  relaciona el desplazamiento de fluencia del análisis estático incremental con el desplazamiento de fluencia del análisis dinámico incremental; la estimación de la rigidez inicial para el análisis dinámico incremental se da en función de la rigidez inicial  $K_1$  afectado por el coeficiente  $\alpha$ .

En el rango no lineal, comprendido en el tramo en el tramo  $<\gamma \Delta_y - \Delta_u]$ , la estimación de la rigidez post fluencia para el análisis dinámico incremental se da en función de  $\beta K_2$ , donde  $\Delta_u$  es el desplazamiento ultimo.

Tabla 5.1: Coeficientes  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  de representación bilineal para pórticos de 12, 8 y 4 pisos

Pórtico	Triangular			Modal			Adaptivo			Uniforme		
	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$
E 12-5	0.986	0.437	1.328	0.973	0.433	1.335	0.946	0.407	1.299	0.719	0.336	1.414
E 12-4	1.090	0.520	1.253	1.075	0.516	1.151	1.054	0.481	1.094	0.795	0.399	1.221
E 12-3	1.091	0.402	1.253	1.076	0.399	1.261	1.012	1.227	1.227	0.791	0.308	1.343
E 8-5	1.003	0.286	1.234	0.964	0.281	1.267	0.953	0.267	1.222	0.750	0.222	1.366
E 8-4	1.034	0.175	1.264	0.999	0.172	1.294	0.951	0.159	1.260	0.770	0.136	1.406
E 8-3	1.122	0.259	1.151	1.098	0.256	1.164	1.041	1.136	1.136	0.845	0.202	1.253
E 4-5	1.005	0.111	1.141	0.981	0.109	1.158	0.974	0.104	1.121	0.805	0.098	1.269
E 4-4	1.017	0.102	1.110	0.992	0.100	1.128	0.989	0.096	1.084	0.818	0.089	1.225
E 4-3	1.063	0.145	1.075	1.036	0.143	1.096	1.003	0.132	1.058	0.855	0.125	1.182

### 5.1.1. Resultado de las funciones de estimación

En el rango lineal y no lineal se tienen valores similares de cortante y desplazamientos obtenidos del análisis dinámico incremental y de las funciones de estimación provenientes de un análisis pushover (Figura 5.1 a Figura 5.12).

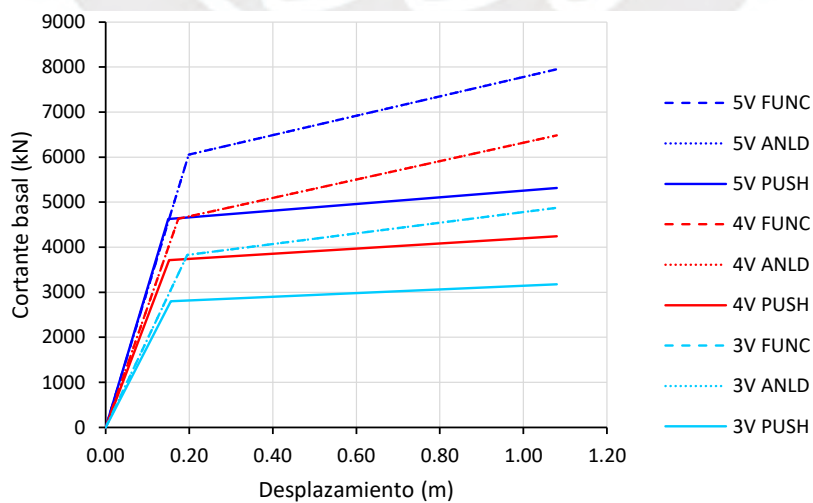


Figura 5.1: Funciones de estimación bilineal pórticos de 12 pisos, patrón triangular

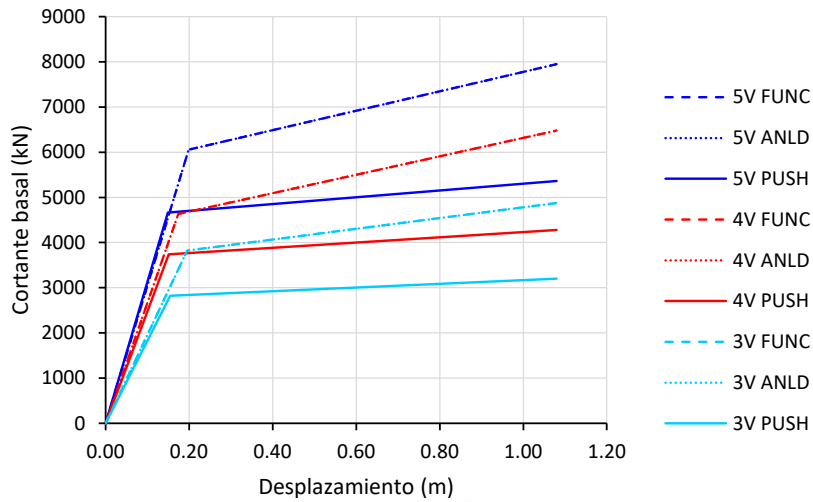


Figura 5.2: Funciones de estimación bilineal pórticos de 12 pisos, patrón modal

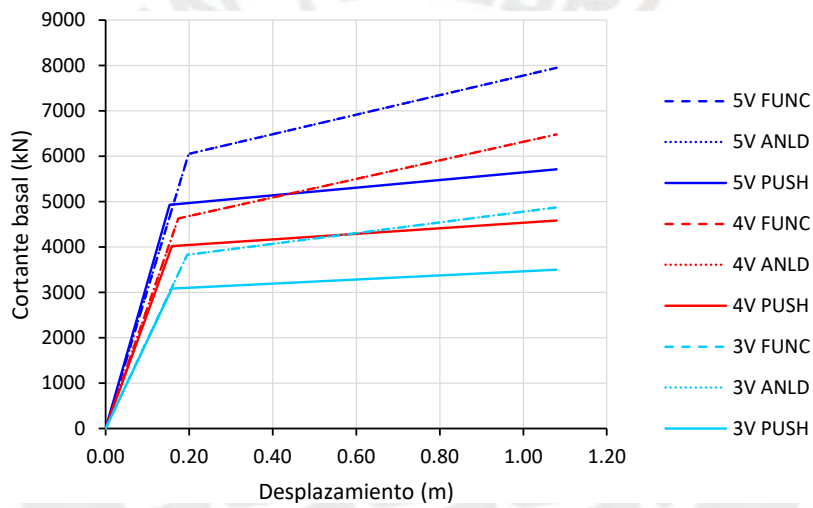


Figura 5.3: Funciones de estimación bilineal pórticos de 12 pisos, patrón adaptivo

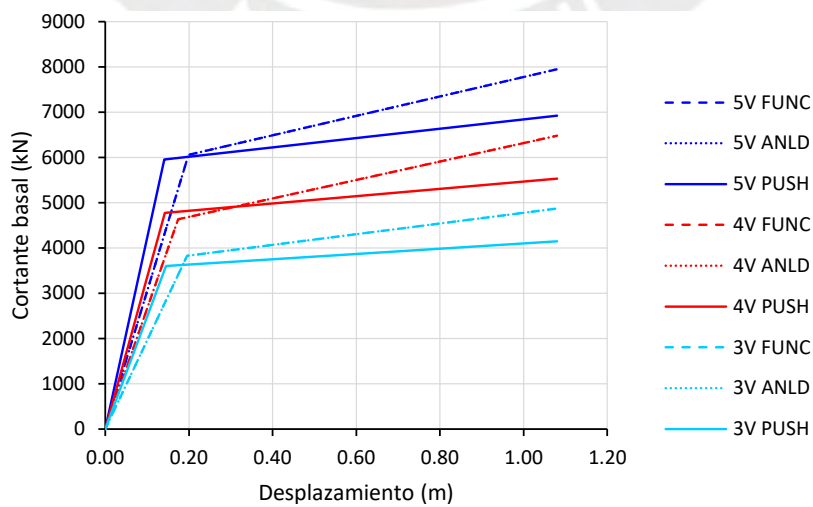


Figura 5.4: Funciones de estimación bilineal pórticos de 12 pisos, patrón uniforme

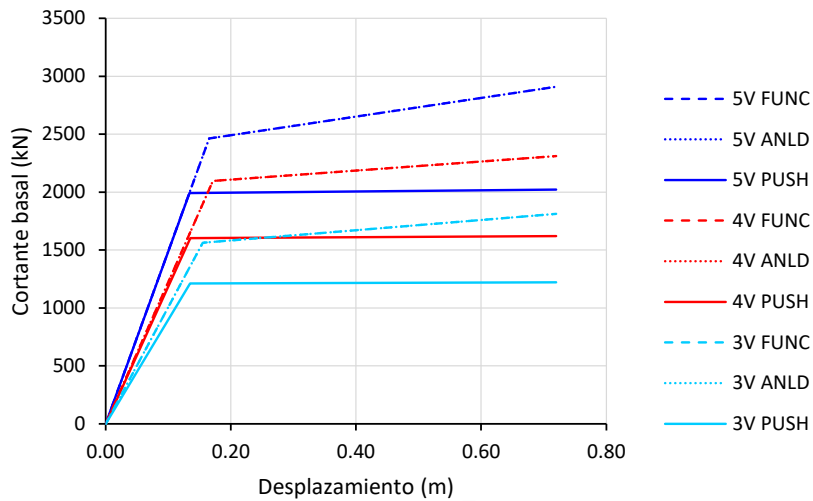


Figura 5.5: Funciones de estimación bilineal pórticos de 8 pisos, patrón triangular

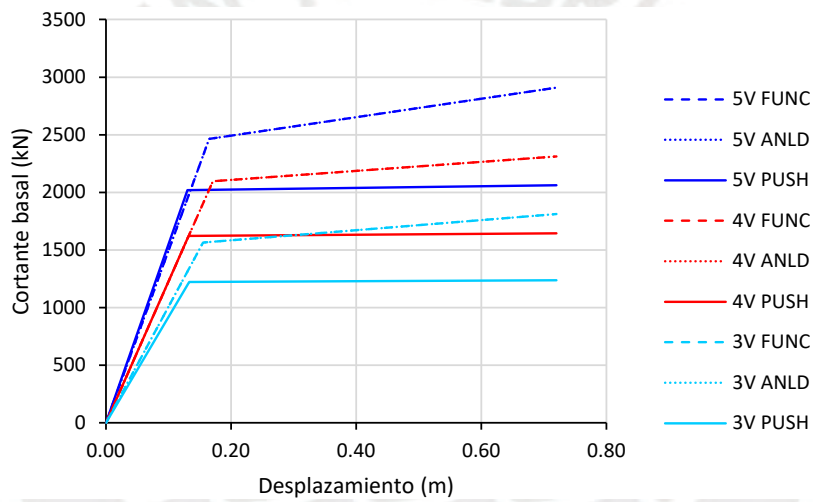


Figura 5.6: Funciones de estimación bilineal pórticos de 8 pisos, patrón modal

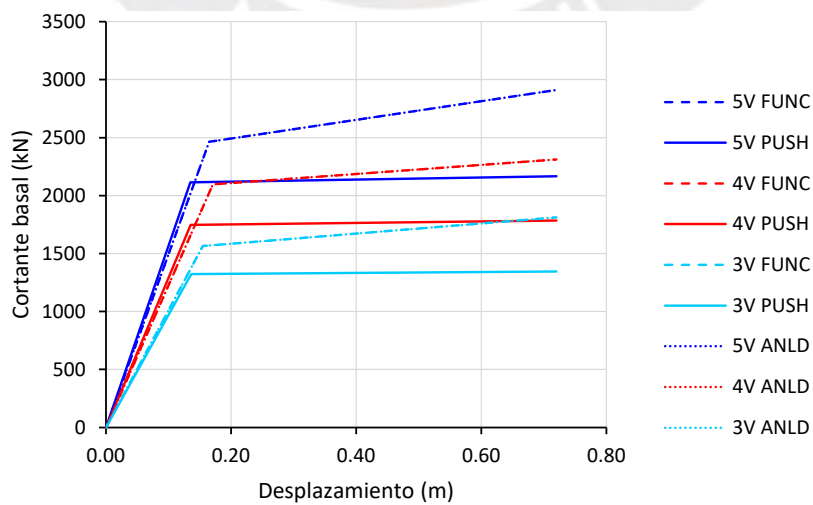


Figura 5.7: Funciones de estimación bilineal pórticos de 8 pisos, patrón adaptivo

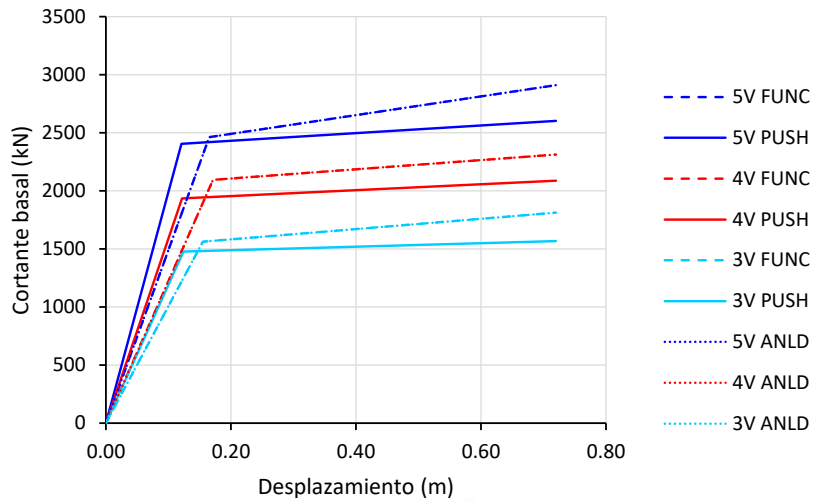


Figura 5.8: Funciones de estimación bilineal pórticos de 8 pisos, patrón uniforme

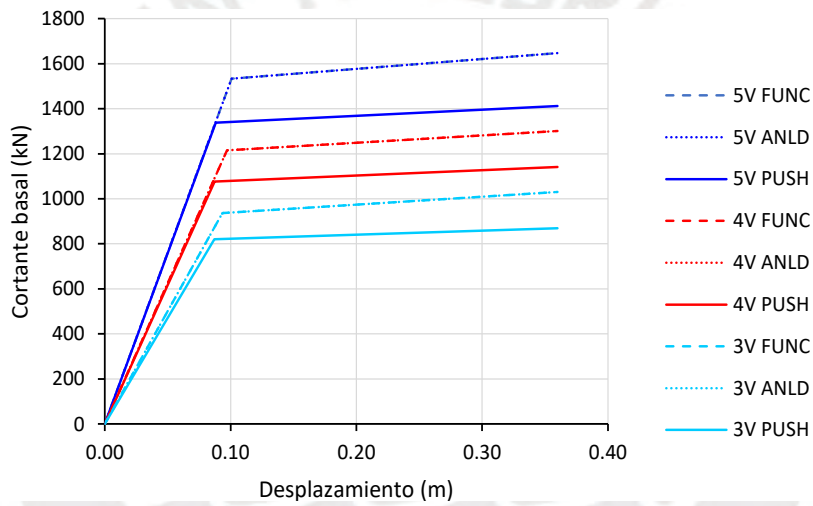


Figura 5.9: Funciones de estimación bilineal pórticos de 4 pisos, patrón triangular

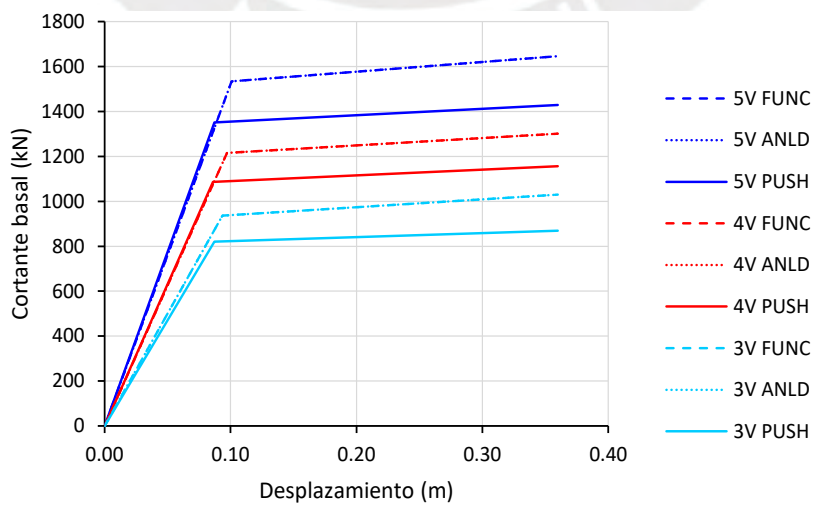


Figura 5.10: Funciones de estimación bilineal pórticos de 4 pisos, patrón modal

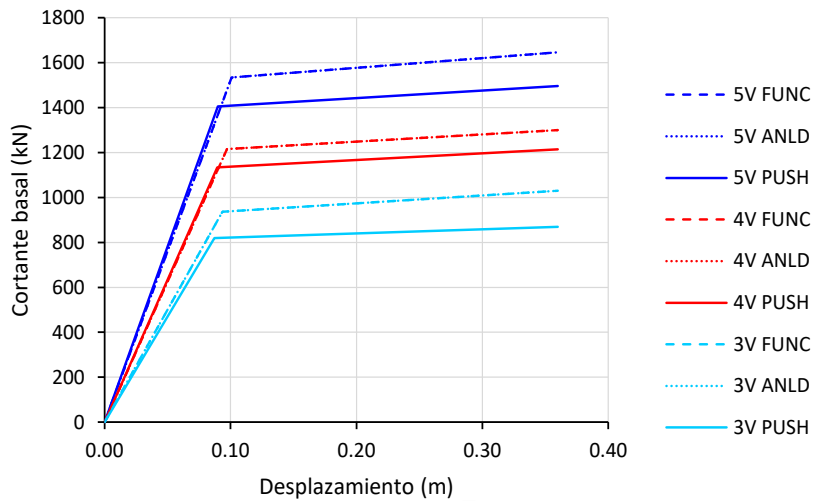


Figura 5.11: Funciones de estimación bilineal pórticos de 4 pisos, patrón adaptivo

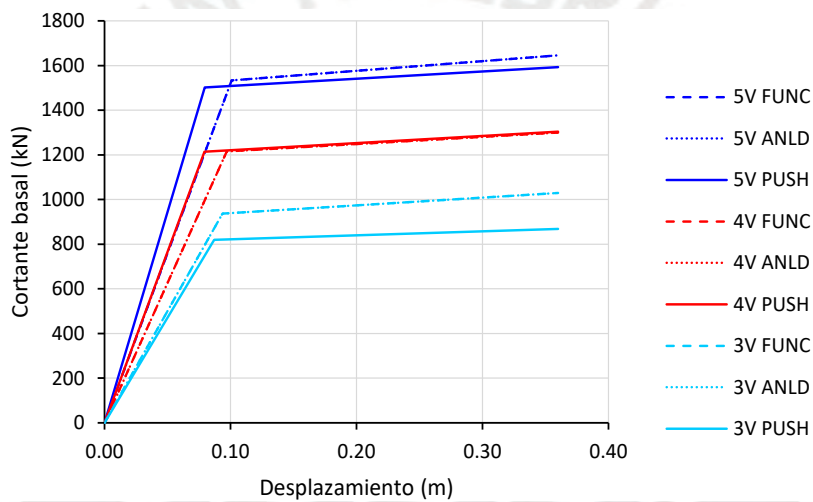


Figura 5.12: Funciones de estimación bilineal pórticos de 4 pisos, patrón uniforme

## 5.2. Funciones de estimación de la mediana de valores de las funciones bilinealizadas.

Se ha tomado como referencia la mediana extraída de la Tabla 5.1 para tener un solo grupo de valores asociado al tipo de patrón de carga lateral, el resumen de los valores de los coeficientes  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  se muestran en la Tabla 5.2.

La formulación empleada es la misma que se emplea para las funciones de estimación individuales y están definidos por las Ec. ( 5.1) y ( 5.2).



Tabla 5.2: Coeficientes  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  para diferentes patrones de carga lateral

Pórtico	Triangular			Modal			Adaptivo			Uniforme		
	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$
Mediana	1.034	0.259	1.234	0.999	0.256	1.164	0.989	0.267	1.136	0.795	0.202	1.269

### 5.2.1. Resultado de las funciones de estimación

Comparados con la curva de capacidad obtenida a partir de análisis dinámico incremental, en pórticos de 8 y 12 pisos, las curvas de capacidad bilineal provenientes del análisis pushover y calculadas con las medianas de los coeficientes dan valores conservadores de fuerza cortante, rigideces iniciales  $K1$  y rigideces post fluencia  $K2$  para todos los patrones de carga lateral.

En contraste, para pórticos de 4 pisos se tiene una sobre estimación de valores de fuerza cortante, rigideces iniciales  $K1$  y rigideces post fluencia  $K2$  para todos los patrones de carga lateral tal como se muestra en las Figura 5.13 a Figura 5.24 y Tabla 5.3, Tabla 5.4, Tabla 5.5, y Tabla 5.6.

Tabla 5.3: Error calculado en la función de estimación de curvas de capacidad bilineal con la mediana de los coeficientes para patrón de carga triangular.

Estructura	Patrón	Dy	Vy	Du	Vu	K1	K2
E 12-5	Triangular	-7.56%	-2.55%	0.00%	-12.83%	4.66%	-68.64%
E 12-4	Triangular	7.27%	2.21%	0.00%	-14.83%	-5.46%	-100.65%
E 12-3	Triangular	-1.52%	-7.14%	0.00%	-14.72%	-5.53%	-55.24%
E 8-5	Triangular	0.00%	3.03%	0.00%	1.18%	3.03%	-10.44%
E 8-4	Triangular	-2.42%	-2.42%	0.00%	2.38%	0.00%	32.36%
E 8-3	Triangular	6.70%	-1.28%	0.00%	-1.38%	-8.55%	0.00%
E 4-5	Triangular	7.53%	10.13%	0.00%	16.07%	2.81%	57.27%
E 4-4	Triangular	10.08%	11.55%	0.00%	17.77%	1.63%	60.76%
E 4-3	Triangular	12.89%	10.44%	0.00%	14.44%	-2.81%	44.05%

Tabla 5.4: Error calculado en la función de estimación de curvas de capacidad bilineal con la mediana de los coeficientes para patrón de carga modal.

Estructura	Patrón	Dy	Vy	Du	Vu	K1	K2
E 12-5	Modal	-14.65%	-11.64%	0.00%	-20.94%	2.63%	-69.54%
E 12-4	Modal	1.17%	-6.38%	0.00%	-23.01%	-7.63%	-101.65%
E 12-3	Modal	-8.27%	-16.62%	0.00%	-22.96%	-7.71%	-56.00%
E 8-5	Modal	-8.79%	-4.94%	0.00%	-5.28%	3.54%	-9.74%
E 8-4	Modal	-11.13%	-11.13%	0.00%	-4.31%	0.00%	32.55%
E 8-3	Modal	0.00%	-9.85%	0.00%	-8.39%	-9.85%	0.00%
E 4-5	Modal	0.58%	2.39%	0.00%	10.23%	1.82%	57.24%
E 4-4	Modal	3.10%	3.81%	0.00%	11.97%	0.73%	60.77%
E 4-3	Modal	5.88%	2.40%	0.00%	8.30%	-3.70%	44.22%

Tabla 5.5: Error calculado en la función de estimación de curvas de capacidad bilineal con la mediana de los coeficientes para patrón de carga adaptivo.

Estructura	Patrón	Dy	Vy	Du	Vu	K1	K2
E 12-5	Adaptivo	-14.26%	-9.24%	0.00%	-16.56%	4.39%	-52.46%
E 12-4	Adaptivo	3.77%	-2.59%	0.00%	-17.15%	-6.60%	-80.36%
E 12-3	Adaptivo	-7.93%	-10.48%	0.00%	-14.91%	-2.37%	-36.78%
E 8-5	Adaptivo	-7.52%	-3.65%	0.00%	-2.73%	3.60%	0.00%
E 8-4	Adaptivo	-10.91%	-6.70%	0.00%	1.12%	3.80%	40.40%
E 8-3	Adaptivo	0.00%	-5.22%	0.00%	-2.51%	-5.22%	11.79%
E 4-5	Adaptivo	1.38%	2.89%	0.00%	11.75%	1.54%	60.87%
E 4-4	Adaptivo	4.58%	4.58%	0.00%	13.68%	0.00%	64.20%
E 4-3	Adaptivo	6.92%	5.62%	0.00%	12.38%	-1.39%	50.38%

Tabla 5.6: Error calculado en la función de estimación de curvas de capacidad bilineal con la mediana de los coeficientes para patrón de carga uniforme.

Estructura	Patrón	Dy	Vy	Du	Vu	K1	K2
E 12-5	Uniforme	-11.45%	-0.86%	0.00%	-10.90%	9.50%	-66.38%
E 12-4	Uniforme	3.74%	3.74%	0.00%	-12.91%	0.00%	-97.63%
E 12-3	Uniforme	-5.84%	-5.43%	0.00%	-12.72%	0.39%	-52.76%
E 8-5	Uniforme	-7.66%	-1.64%	0.00%	-2.55%	5.59%	-10.17%
E 8-4	Uniforme	-10.81%	-7.45%	0.00%	-1.34%	3.03%	32.67%
E 8-3	Uniforme	1.19%	-5.08%	0.00%	-4.40%	-6.35%	0.00%
E 4-5	Uniforme	0.00%	-1.33%	0.00%	5.67%	-1.33%	51.41%
E 4-4	Uniforme	3.41%	0.62%	0.00%	7.97%	-2.89%	55.92%
E 4-3	Uniforme	6.83%	-0.31%	0.00%	4.70%	-7.67%	38.17%

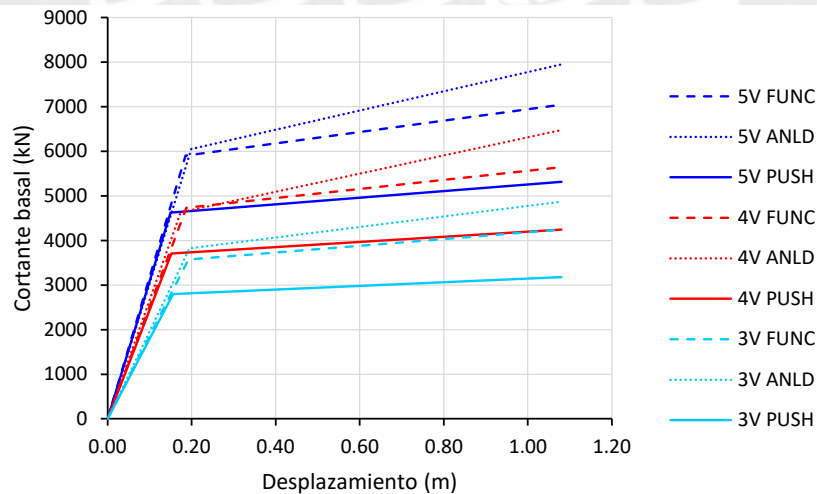


Figura 5.13: Funciones de estimación bilineal pórticos de 12 pisos, patrón triangular

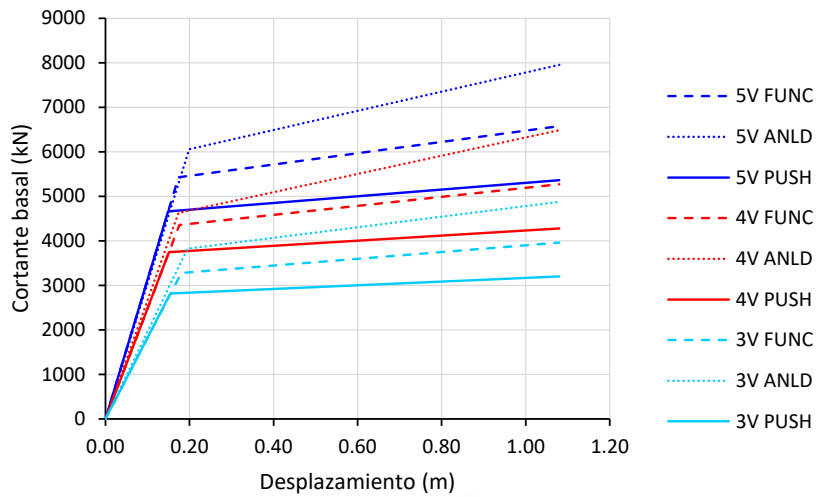


Figura 5.14: Funciones de estimación bilineal pórticos de 12 pisos, patrón modal

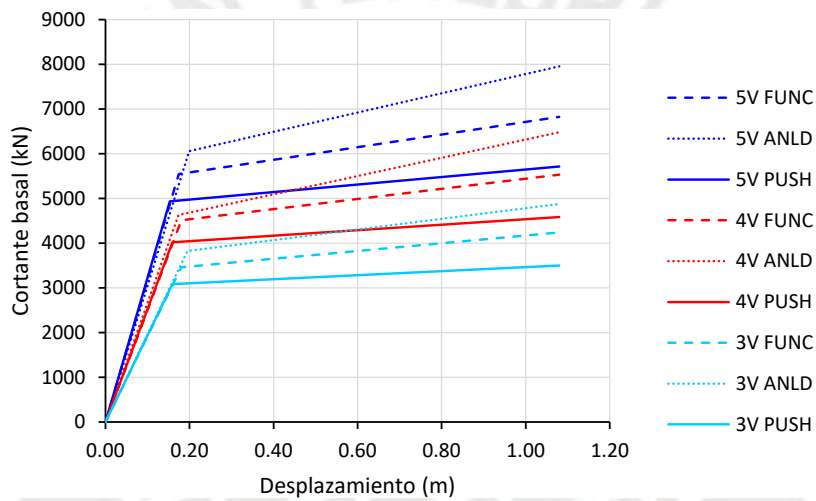


Figura 5.15: Funciones de estimación bilineal pórticos de 12 pisos, patrón adaptivo

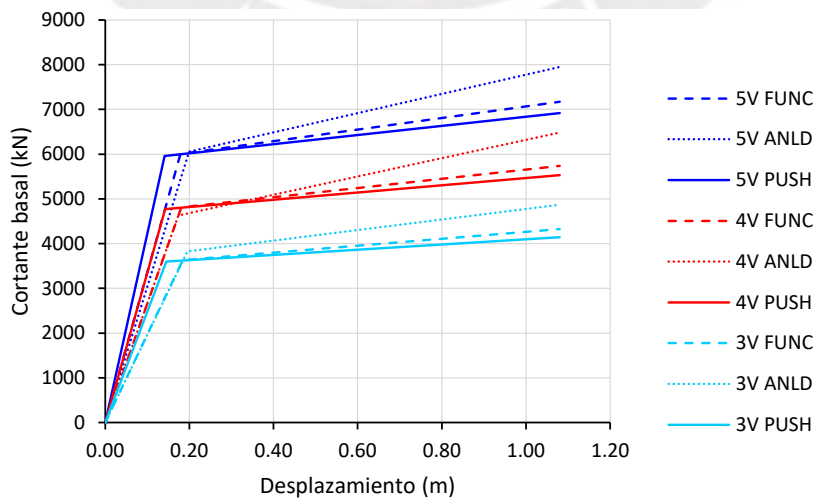


Figura 5.16: Funciones de estimación bilineal pórticos de 12 pisos, patrón uniforme

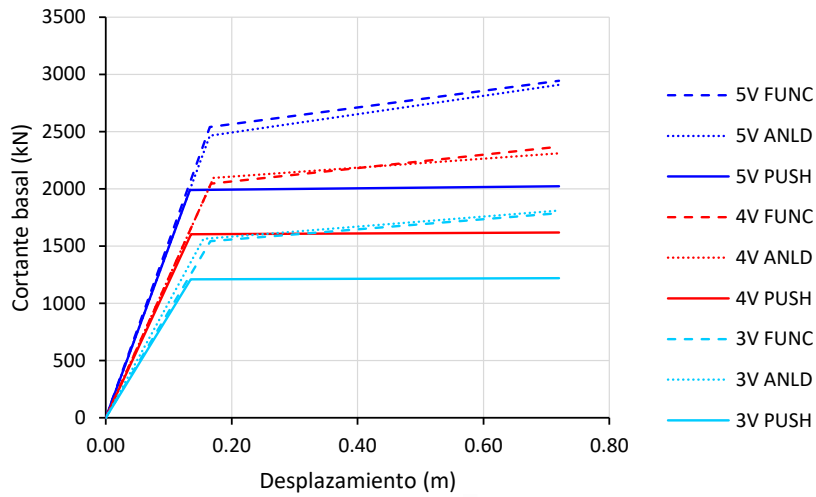


Figura 5.17: Funciones de estimación bilineal pórticos de 8 pisos, patrón triangular

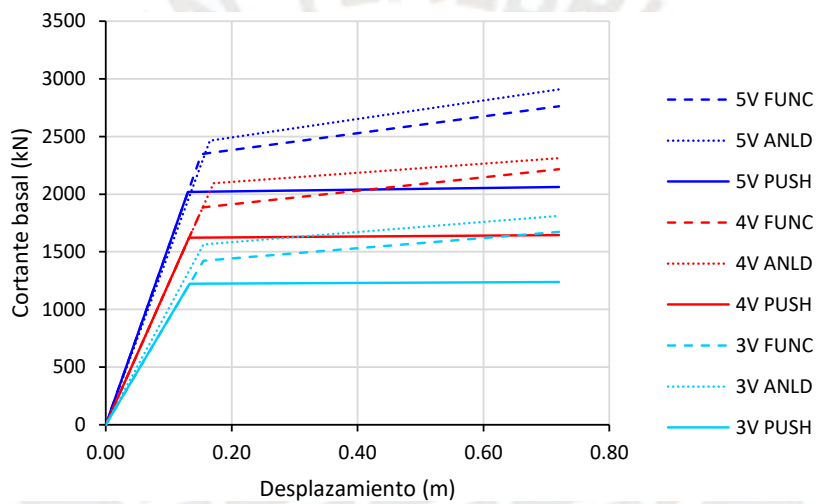


Figura 5.18: Funciones de estimación bilineal pórticos de 8 pisos, patrón modal

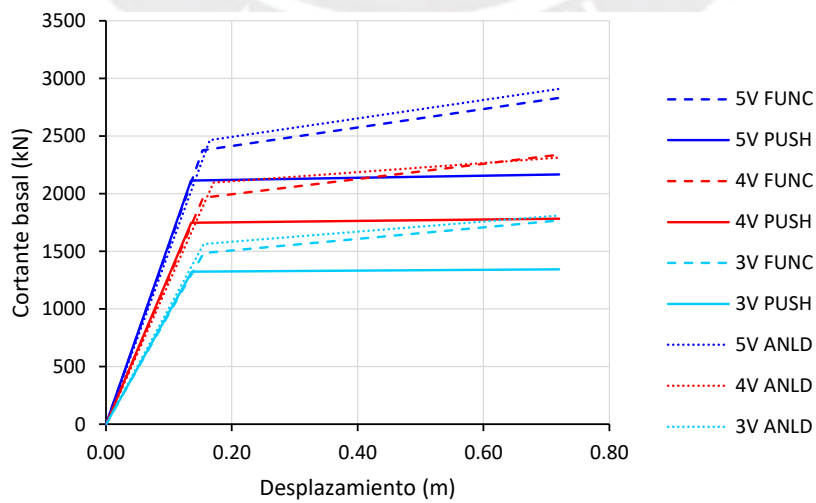


Figura 5.19: Funciones de estimación bilineal pórticos de 8 pisos, patrón adaptivo

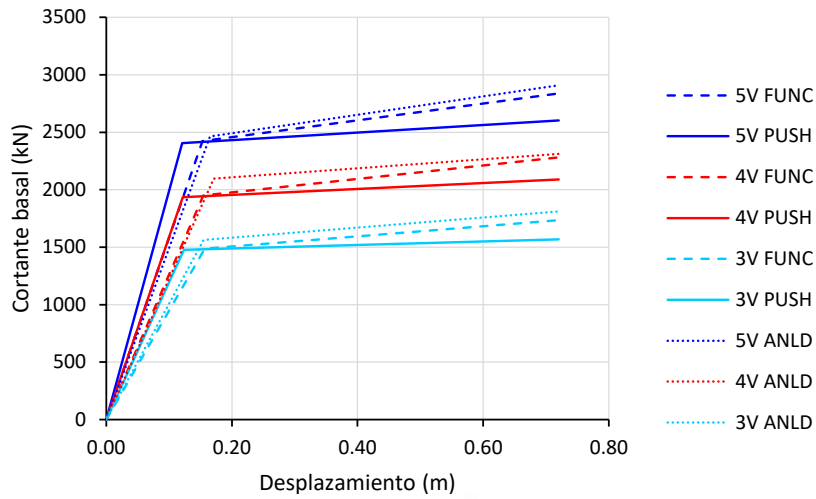


Figura 5.20: Funciones de estimación bilineal pórticos de 8 pisos, patrón uniforme

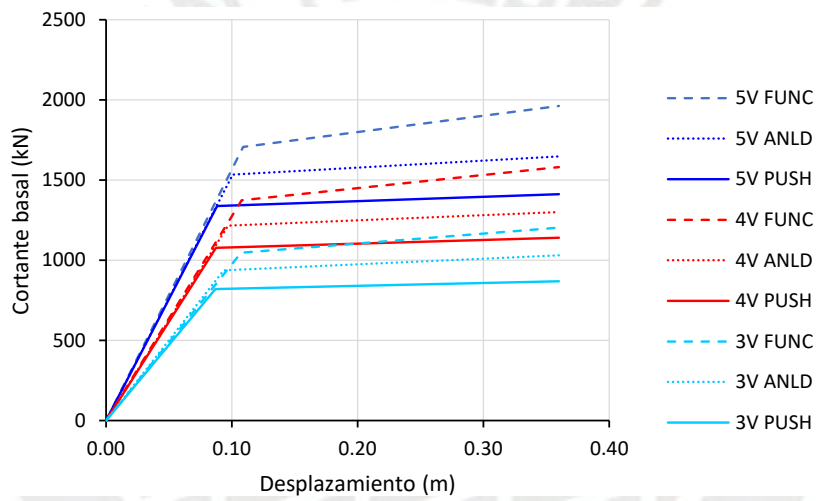


Figura 5.21: Funciones de estimación bilineal pórticos de 4 pisos, patrón triangular

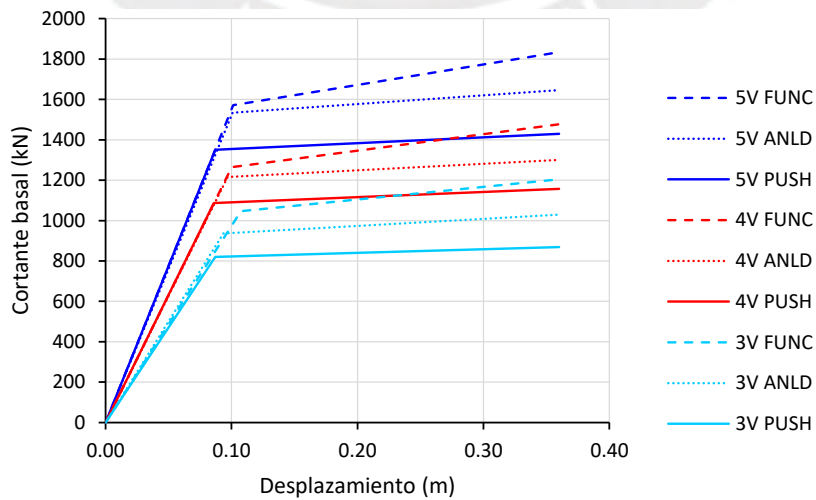


Figura 5.22: Funciones de estimación bilineal pórticos de 4 pisos, patrón modal

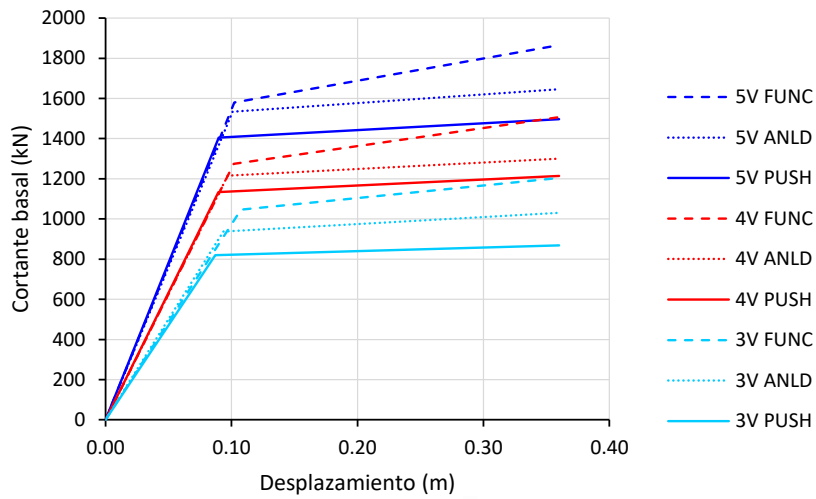


Figura 5.23: Funciones de estimación bilineal pórticos de 4 pisos, patrón uniforme

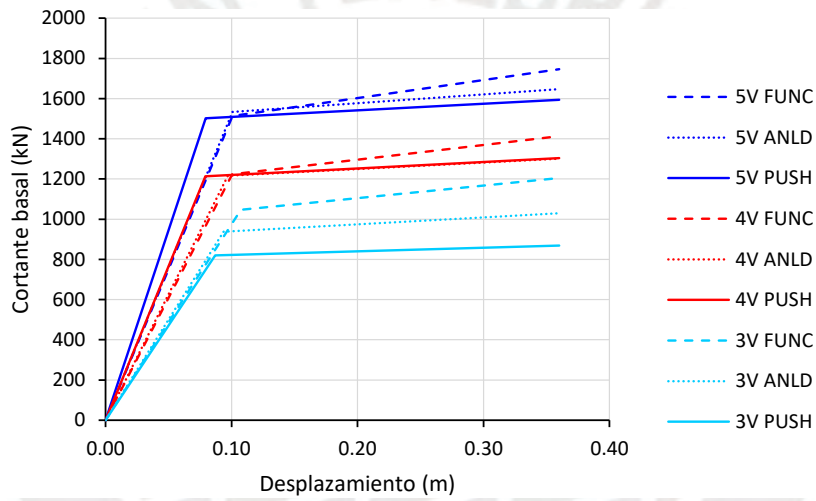


Figura 5.24: Funciones de estimación bilineal pórticos de 4 pisos, patrón adaptivo

## 6. CONCLUSIONES

### 6.1. Curva de capacidad

- ✓ El tipo de patrón de carga empleado en el análisis Pushover tiene influencia sobre la curva de capacidad, es decir, existe diferencia entre los valores de cortante y desplazamiento asociado a cada patrón de carga empleado.
- ✓ El número de pisos y el número de vanos tiene influencia sobre la curva de capacidad independientemente del tipo de patrón de carga empleado en el análisis. Los pórticos de mayor altura soportan mayores valores de cortante basal que los pórticos de menor altura. Por otro lado, los pórticos de mayor número de vanos presentan soportan mayores valores de cortante basal que los pórticos de menor número de vanos.
- ✓ Existe similitud entre los resultados obtenidos para los patrones modal y triangular. Esta similitud esta referida a las rigideces elásticas, rigideces posfluencia y desplazamientos asociados. De estos dos patrones de carga, el análisis que considera el patrón de carga modal es el que da resultados más conservadores tanto de cortantes, rigideces y desplazamientos.
- ✓ Comparados con la curva de capacidad proveniente del análisis dinámico incremental, en el rango lineal, existe una ligera sobre estimación de la rigidez inicial  $K1$  para los patrones de carga triangular, modal y adaptivo. En el rango no lineal, la rigidez posfluencia  $K2$  para todos los patrones de carga representa aproximadamente el 60% de la rigidez posfluencia obtenida del análisis dinámico incremental.
- ✓ El valor promedio de sobrerresistencia de todos los pórticos es de 1.80%, Para pórticos de 12 pisos (edificios de mayor altura) se tiene una sobrerresistencia de 2.14%, y para edificios de mediana altura se tiene una sobrerresistencia de 1.84%, en edificios bajos, la sobrerresistencia es de 1.81% en promedio. Para todos los pórticos, los patrones de carga que ofrecen valores de sobrerresistencia conservadores son los patrones triangular, modal, seguido del patrón de carga adaptivo; El patrón de carga uniforme presenta valores de sobrerresistencia similares a los calculados mediante el análisis dinámico.

- ✓ En la zona sectorizada de inmediata ocupación para todos los patrones de carga, el desplazamiento de fluencia  $\Delta y$  es menor al desplazamiento de fluencia proveniente del análisis dinámico incremental y que conlleva a una sectorización conservadora del espectro de capacidad en dicha zona.

## 6.2. Energía Disipada a partir de la curva de capacidad

- ✓ Existe influencia del número de pisos sobre la energía disipada, los pórticos de mayor altura disipan más energía que los pórticos de menor altura. Los pórticos de mayor número de vanos absorben más energía que los pórticos de menor número de vanos.
- ✓ En el rango lineal, la energía disipada es similar para todos los patrones de carga; en el rango no lineal para el caso del patrón de carga uniforme existe una sobreestimación de la energía disipada. Para el resto de patrones de carga en el rango no lineal, la energía disipada es similar hasta un valor promedio aproximado de desplazamiento igual a 2.3 veces el desplazamiento de fluencia.
- ✓ Los patrones de carga triangular, modal y adaptivo dan valores de disipación de energía conservadores comparados con la energía obtenida del análisis dinámico incremental.

## 6.3. Energía disipada por amortiguamiento $E_D$ y máxima energía de deformación $E_{S0}$

- ✓ Al igual que la curva de capacidad, existe influencia del número de pisos sobre la energía disipada por amortiguamiento y máxima energía de deformación, los pórticos de mayor altura muestran mayores valores de energía que los pórticos de menor altura. Los pórticos de mayor número de vanos disipan más energía que los pórticos de menor número de vanos.
- ✓ Las energías disipadas  $E_D$  y  $E_{S0}$  son similares hasta un valor promedio de pseudo aceleración de demanda igual a 1.75 veces la pseudo aceleración de diseño. A partir de ese punto, la energía disipada por amortiguamiento  $E_D$  es mayor a la máxima energía de deformación  $E_{S0}$ .



- ✓ Para los patrones de carga triangular, modal y adaptivo, las energías disipadas  $E_D$  y  $E_{SO}$  son similares y menores que la energía liberada del patrón de carga uniforme.

#### **6.4. Funciones de estimación de la mediana de valores de las funciones bilinealizadas.**

- ✓ Comparados con la curva de capacidad obtenida a partir de análisis dinámico incremental, en pórticos de 8 y 12 pisos, las curvas de capacidad bilineal provenientes del análisis pushover y calculadas con las medianas de los coeficientes dan valores conservadores de fuerza cortante, rigideces iniciales  $K1$  y rigideces post fluencia  $K2$  para todos los patrones de carga lateral.
- ✓ Para pórticos de 4 pisos se tiene una sobre estimación de valores de fuerza cortante, rigideces iniciales  $K1$  y rigideces post fluencia  $K2$  para todos los patrones de carga lateral.

#### **6.5. Futuras líneas de investigación**

En el presente trabajo se ha evaluado únicamente la influencia del patrón de carga en la curva de capacidad y energía disipada para pórticos planos regulares de concreto armado, se sugiere evaluar dicha influencia a pórticos irregulares sismorresistentes, o a otros sistemas estructurales tales como duales, muros de concreto, estructuras de albañilería, estructuras de acero, etc.

Del mismo modo se sugiere realizar el análisis considerando patrones de carga multimodales. Finalmente se deberá estudiar la influencia de patrones de carga en aquellos sistemas aporricados denominados “piso blando”. Esto suele ocurrir cuando en los niveles superiores hay más tabiques no portantes como relleno en pórticos estructurales, dicha interacción produce un aumento importante en la rigidez lateral.

Este efecto ha sido demostrado en ensayos de laboratorio (Urdaneta y San Bartolome, 1999) y ha producido daños estructurales en sismos reales (Hernández et al., 2019).

## 6.6. Propuestas para incorporación en los códigos de diseño

Una propuesta que podría evaluarse en la norma peruana de diseño sismorresistente sería el de considerar en la evaluación de estructuras existentes el análisis no lineal mediante procedimientos estáticos o dinámicos incrementales; además sugerir en la evaluación de las mismas el empleo de patrones de carga triangular, modal o adaptivo con valores conservadores de rigideces y cortantes basales.

Del mismo modo, para el caso de edificaciones existentes para el caso particular de pisos blandos, se debería considerar en el análisis sísmico diferentes patrones de carga lateral para evaluar la influencia del cambio de rigidez entre niveles.



## 7. BIBLIOGRAFÍA

- Aliakbari, F., Garivani, S., & Aghakouchhak, A. (2020). An energy based method for seismic design of frame structures equipped. *Engineering Structures*, 205, 1 -14. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.110114>
- Allauca, L., & Oue, T. (2006). Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cinco pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones. *Tesis de grado*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.
- ATC 40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings* (Vol. 1). Applied Technology Council.
- Bhandari, M., Bharti, S., Shrimali, M., & Datta, T. (2018). Assessment of proposed lateral load patterns in pushover analysis for base isolated frames. *Engineering Structures*(175), 531-548. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.08.080>
- Burgos, M. (2007). Estudio de la metodología "Diseño por capacidad" en edificaciones aporticadas de concreto armado para ser incorporada a la norma peruana E.060 como alternativa de diseño. *Tesis de maestría*. Universidad Nacional de Ingeniería, Lima.
- Chang, D. (2015). Estudio de relaciones momento-curvatura en secciones de concreto armado y concreto preesforzado sometidas a flexión. *Tesis de maestría*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.
- CISMID. (2017). *Mapa de microzonificación sísmica de la ciudad de Lima actualizado al 2016*. CENEPRED. [http://sigrid.cenepred.gob.pe/docs/PARA%20PUBLICAR/CISMID/MICROZONIFICACION\\_SISMICA\\_GEOTECNICA\\_LIMA\\_2017.pdf](http://sigrid.cenepred.gob.pe/docs/PARA%20PUBLICAR/CISMID/MICROZONIFICACION_SISMICA_GEOTECNICA_LIMA_2017.pdf)
- Coll, M., López, R., & Saiidi, S. (2007). Patrones de articulaciones plásticas en pórticos de hormigón reforzado de mediana altura sujetos a terremotos. *Rev. Int. de desastres naturales, accidentes e infraestructura civil*, 13-32.

- Dodd, L., & Restrepo, P. J. (1995). Model for predicting cyclic behavior of reinforced steel. *Journal of Structural Engineering - asce*, 121, 433-445.  
<https://doi.org/https://api.semanticscholar.org/CorpusID:109645502>
- Fajardo, C. (2012). Evaluación estructural de una de las edificaciones del hospital Edgardo. *Tesis de grado*. Universidad Nacional de, Lima.
- Fedak, L. K. (2012). EVALUATION OF PLASTIC HINGE MODELS AND INELASTIC ANALYSIS TOOLS FOR. *MASTER OF SCIENCE*. Michigan State University, Michigan, Michigan, USA.
- FEMA 356. (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Washington, DC: FEMA 356.
- González, O., & Carpio, C. (2018). *Comportamiento no lineal de marcos de concreto reforzado diseñados con diferentes criterios de ductilidad*. Universidad Autonoma Metropolitana.
- Hernández, F., Astroza, R., Ochoa, F., & Pasten, C. (2019). Razones Estructurales del Colapso de Edificios debido al Terremoto de Puebla-Morelos (Mw 7.1). *XII Congreso Chileno de sismología e Ingeniería sísmica ACHISINA*, 1 - 12.
- Kotanidis, C., & Doudoumis, I. (2008). ENERGY-BASED APPROACH OF STATIC PUSHOVER ANALYSIS. *The 14 World Conference on Earthquake Engineering*.
- Kwak, H.-G., & Kim, S.-P. (2002). Nonlinear analysis of RC beams based. *Computers and Structures*, 615-628.
- Leelataviwat, S., Saenon, W., & Goel, S. (2009). Application of Energy Balance Concept in Seismic. *JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING © ASCE*, 113 - 121.
- Lherminier, O., Erlicher, S., Huguet, M., & Barakat, M. (2023). The E-DVA method for multi-modal pushover analysis and dominant modes. *XIX ANIDIS Conference, Seismic Engineering in Italy*, 44, 528 - 535.
- López, M. (2004). A review of existing pushover methods for 2-D. (*Tesis Doctoral*). Università degli Studi di Pavia, Pavia.
- Mander, J., Priestley, N., & Park, R. (1988). Observed stress-strain behavior of confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804-1826.

- Manuokas, G., Athanatopoulou, A., & Avramidis, I. (2011). STATIC PUSHOVER ANALYSIS BASED. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering, 1(27)*, 89 -105.  
<https://doi.org/10.1193/1.3535597>
- Moehle, J. (2015). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. McGraw-Hill Education.
- Mwafy, A., & Elnashai, A. (2001). Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings. *Engineering Structures, 23*, 407 - 424.
- NIST. (2017). *Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings, Part I – General, NIST GCR 17-917-46v1*. Gaithersburg, Maryland, U.S.: Applied Technology Council for the National Institute of Standards and Technology.  
<https://doi.org/10.6028/NIST.GCR.17-917-46v1>
- NIST. (2017). *Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings, Part Iib – Reinforced Concrete Moment Frames, NIST GCR 17-917-46v3*. Gaithersburg, Maryland., U.S.: Applied Technology Council for the National, Institute of Standards and Technology. <https://doi.org/10.6028/NIST.GCR.17-917-46v3>
- Norma E.020. (2006). Cargas. *Reglamento Nacional de Edificaciones*.
- Norma E.030. (2018). Diseño Sismorresistente. *Reglamento Nacional de Edificaciones*.
- Norma E.060. (2009). Concreto Armado. *Reglamento Nacional de Edificaciones*.
- Oretaa, A. F. (2015). Seismic Vulnerability Assessment of Soft Story Irregular Buildings Using Pushover Analysis. *Procedia Engineering, 125*, 925-932.
- Ortiz, A. (2014). Diseño sísmico de muros de concreto reforzado, bases para el diseño por desplazamientos. *Tesis de maestría*. Universidad Autonoma de Mexico, Mexico, D.F, Mexico .
- Ottazzi, G. (2004). Material de apoyo para la enseñanza de los cursos de diseño y comportamiento del concreto armado. *Tesis de maestría*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.
- Papanikolaou, V., Elnashai, A., & Pareja, J. (2005). Limits of Applicability of Conventional and Adaptive Pushover Analysis for Seismic Response Assessment. (Mid America Earthquake Center, Ed.)

- Parducci, A., Comodini, F., Lucarelli, M., Mezzi, M., & Tomassoli, E. (2006). ENERGY-BASED NON LINEAR STATIC ANALYSIS. *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, 1 - 6.
- Pinho, R., & Stelios, A. (2005). A Displacement – based adaptive pushover algorithm for assessment of vertically irregular frames. *4th European Workshop on the Seismic Behaviour of Irregular and Complex Structures*.
- Rana, N., & Rana, S. (2015). Non-Linear Static Analysis (Pushover Analysis). *International Journal of Engineering and Technical Research (IJETR)*, 3, 39-41.
- SeismoSoft. (2021). *SeismoStruct 2021 - A Computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed*. <http://www.seismosoft.com>
- Shayanfar, M., Rakhshanimehr, M., & Bidoki, Z. (2016). An Energy Based Adaptive Pushover Analysis for Nonlinear Static Procedures. *Civil Engineering Infrastructures Journal*, 2(49), 289-310.
- Siddiqui, M., & Krishna, M. (2013). Evaluation of Energy Based Pushover Analysis Procedure for Reinforced Concrete Frame Structures. *International Journal of Electronics, Communication & Soft Computing Science and Engineering*, 2(8), 1-9.
- Sonekar, K., & Bakre, S. (2015). Pushover Analysis of Masonry Buildings. *Journal of Civil Engineering and Environmental Technology*, 2(11), 18 - 22.
- Tavaloki, H., & Alashti, R. (2013). Evaluation of progressive collapse potential of multi-story moment. *Scientia Iranica*, 20(1), 77 - 86. <https://doi.org/10.1016/j.scient.2012.12.008>
- Urdaneta, V., & San Bartolome, A. (1999). INTERACCION TABIQUE - PORTICO. *12vo Congreso nacional de ingeniería civil*, 1 - 9.
- Zameeruddin, M., & Sangle, K. (2016). Review on Recent developments in the performance-based seismic. *Structures*, 6, 119-133. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2016.03.001>
- Zendaoui, A., Kadid, A., & Yahiaoui, D. (9 de September de 2016). Comparison of Different Numerical Models of RC Elements. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 10(4), 461 - 478. <https://doi.org/10.1007/s40069-016-0170-7>

Zhao, X., Wu, Y.-F., Leung, A., & Lam, F. H. (2011). Plastic Hinge Length in Reinforced Concrete Flexural. *The Twelfth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction*, 14, 1266-1274.

