

UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

Escuela Profesional de Ingeniería Civil



**Evaluación del Desempeño Sísmico Aplicando NSP, MPA y
NLRHA a Dos Propuestas Estructurales para un Edificio Irregular
de Concreto Armado de 14 niveles**

Tesis para obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil

Autor:

Ronaldo Kevin Cora Monrroy

Asesor:

Ing. Herson Duberly Pari Cusi

Juliaca, abril de 2024


DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD DE TESIS

Yo **Herson Duberly Pari Cusi**, docente de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, de la Universidad Peruana Unión.

DECLARO:

Que la presente investigación titulada: **“Evaluación del Desempeño Sísmico Aplicando NSP, MPA y NLRHA a Dos Propuestas Estructurales para un Edificio Irregular de Concreto Armado de 14 Niveles”** del autor Ronaldo Kevin Cora Monrroy tiene un índice de similitud de 6% verificable en el informe del programa Turnitin, y fue realizada en la Universidad Peruana Unión bajo mi dirección.

En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponde ante cualquier falsedad u omisión de los documentos como de la información aportada, firmo la presente declaración en la ciudad de Juliaca, a los 07 días del mes de mayo del año 2024



Ing. Herson Duberly Pari Cusi

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS



En Puno, Juliaca, Villa Chullunquiani, a 23 día(s) del mes de abril del año 2024 siendo las 14:00 horas, se reunieron los miembros del jurado en la Universidad Peruana Unión Campus Juliaca, bajo la dirección del (de la) presidente(a):

Ingr. Juana Beatriz Aquino Pari el (la) secretario(a): Dr. Leonel Suasaca Pelinco y los demás miembros: Mg. Efraín Velasquez Mamani y el (la) asesor(a) Ingr. Flerson Duberly Pari Cusi con el propósito de administrar el acto académico de sustentación de la tesis titulado:

"Evaluación del Desempeño Sísmico Aplicando NSP, MPA y NLRHA a Dos Propuestas Estructurales para un Edificio Irregular de Concreto Armado de del(los) bachiller(es): a) Ronaldo Kevin Cora Monroy - 14 niveles." b) c)

.....conducente a la obtención del título profesional de: Ingeniero Civil (Denominación del Título Profesional)

El Presidente inició el acto académico de sustentación invitando al (a la) / a (los) (las) candidato(a)s hacer uso del tiempo determinado para su exposición. Concluida la exposición, el Presidente invitó a los demás miembros del jurado a efectuar las preguntas, y aclaraciones pertinentes, las cuales fueron absueltas por al (a la) / a (los) (las) candidato(a)s. Luego, se produjo un receso para las deliberaciones y la emisión del dictamen del jurado. Posteriormente, el jurado procedió a dejar constancia escrita sobre la evaluación en la presente acta, con el dictamen siguiente:

Bachiller (a): Ronaldo Kevin Cora Monroy

CALIFICACIÓN	ESCALAS			Mérito
	Vigesimal	Literal	Cualitativa	
<u>Aprobado</u>	<u>16</u>	<u>B</u>	<u>Buena</u>	<u>Muy Buena</u>

Bachiller (b):

CALIFICACIÓN	ESCALAS			Mérito
	Vigesimal	Literal	Cualitativa	

Bachiller (c):

CALIFICACIÓN	ESCALAS			Mérito
	Vigesimal	Literal	Cualitativa	

(*) Ver parte posterior

Finalmente, el Presidente del jurado invitó al (a la) / a (los) (las) candidato(a)s a ponerse de pie, para recibir la evaluación final y concluir el acto académico de sustentación procediéndose a registrar las firmas respectivas.

[Firma]
Presidente/a

[Firma]
Asesor/a

[Firma]
Bachiller (a)

[Firma]
Miembro

[Firma]
Bachiller (b)

[Firma]
Secretaria/a

[Firma]
Miembro

[Firma]
Bachiller (c)

AGRADECIMIENTO

Quiero expresar mi mas profundo agradecimiento a Dios por todo lo brindado y a mis padres Mario Cora y Sonia Monrroy por su aliento y apoyo incondicional. Gracias.

ÍNDICE GENERAL

INDICE DE TABLAS	vi
INDICE DE FIGURAS	vii
1. Introducción	12
1.1 Metodología para la evaluación del desempeño sísmico.....	14
1.2 Modal Pushover Analysis (MPA)	15
1.3 Cálculo del punto de desempeño mediante FEMA 440	16
2. Metodología	22
2.1 Caso de estudio.....	22
2.2 Estructuración.....	23
2.3 Análisis Estructural	26
2.4 Diseño de elementos estructurales.....	27
2.5 Modelo No Lineal.....	28
2.5.1 No linealidad de materiales	28
2.5.2 Rotulas concentradas en vigas.....	30
2.5.3 Modelo de fibra para columnas	31
2.5.4 Modelo de fibras para muros estructurales.....	33
2.5.5 Patrón de carga lateral NSP	34
2.5.6 Patrones de carga lateral MPA.....	35
2.5.7 Selección de registros sísmicos.....	35
2.5.8 Tratamiento de registros sísmicos	36
3. Resultados	38
3.1 Punto de desempeño según FEMA 440	38
3.2 Desempeño sísmico con NSP	40
3.3 Desempeño sísmico con MPA.....	41
3.4 Desempeño sísmico con NLRHA.	42
3.5 Criterio de aceptación global y local	43
4 Discusión de Resultados	49
5 Conclusiones y recomendaciones	50
Referencias bibliográficas	53
Anexos	56

INDICE DE TABLAS

Tabla 1 <i>Características del edificio estructurado con sistema dual</i>	25
Tabla 2 <i>Características del edificio estructurado con sistema de muros de concreto armado</i>	25
Tabla 3 <i>Resistencias esperadas para el concreto según apéndice, documentos y guías</i>	29
Tabla 4 <i>Resistencias esperadas para el acero según normas y guías</i>	30
Tabla 5 <i>Registros sísmicos</i>	36
Tabla 6 <i>Punto de desempeño según FEMA 440 para ambos sistemas estructurales</i> ..	40
Tabla 7 <i>Punto de desempeño con FEMA 440 y combinación de resultados con SRSS para sistema de muros y dual</i>	41
Tabla 8 <i>Punto de desempeño para el resto de los registros sísmicos</i>	42
Tabla 9 <i>Resumen del punto de desempeño para los tres procedimientos</i>	43
Tabla 10 <i>Porcentaje del drift para NSP y MPA en referencia al NLRHA para el sistema de muros de concreto armado</i>	47
Tabla 11 <i>Diferencia de promedios respecto al procedimiento NLRHA para el sistema de muros de concreto armado</i>	47
Tabla 12 <i>Diferencia en porcentaje para ambos sistemas estructurales y procedimientos respecto al NLRHA</i>	49

INDICE DE FIGURAS

Figura 1 Esquema de tipos de análisis no lineales.....	13
Figura 2 Flujograma de la Evaluación del Desempeño Sísmico.....	14
Figura 3 Curva pushover o curva de capacidad.....	16
Figura 4 (A) Curva de capacidad y B) Espectro de capacidad	17
Figura 5 (A) Espectro de Demanda y B) Espectro demanda formato ADRS.....	18
Figura 6 (A) Área bajo la curva bilineal y B) Área bajo el espectro de capacidad.....	18
Figura 7 Lugar de los posibles puntos de desempeño usando MADRS [12].....	21
Figura 8 (A) Planta típica de arquitectura, (B) Estructuración sistema de muros de concreto armado y (C) Estructuración sistema dual.....	24
Figura 9 (A) Drift para el sistema dual y (B) Drift para el sistema de muros de concreto armado.....	26
Figura 10 Detalles estructurales de muro de concreto armado, columna y viga para: (A) Sistema de muros de concreto armado y (B) Sistema dual.....	28
Figura 11 Curva esfuerzo deformación – modelo Mander confinado y no confinado...29	
Figura 12 Curva backbone con recomendaciones del NITS.....	31
Figura 13 Calibración en Etabs utilizando la histéresis tipo pivot y Columna DIN30 [28]	32
Figura 14 Calibración en Etabs utilizando la histéresis tipo pivot y Muro RW1	34
Figura 15 Forma del modo fundamental ambos sistemas estructurales	34
Figura 16 (A) Formas modales sistema dual y (B) formas modales del sistema de muros de concreto armado	35
Figura 17 Escalamiento al espectro normativo y registros corregidos dirección E.W ..37	
Figura 18 Intensidad de Arias – ICA 2007 EW.....	37
Figura 19 (A) Curva capacidad y B) Espectro de capacidad.....	38
Figura 20 (A) Demanda inicial $\beta=5\%$ $R=1$ y Demanda $\beta=5\%$ $R=1$ formato ADRS	39
Figura 21 Localización de posibles puntos de desempeño utilizando MADRS.....	39
Figura 22 Curva capacidad ambos sistemas estructurales, (A) Pushover positivo y (B) Pushover negativo.....	40
Figura 23 Curva de capacidad positivo y negativo de los modos mostrados solamente para el sistema de muros de concreto armado.....	41
Figura 24 Punto de desempeño para el registro ICA 2007 EW	42

Figura 25 <i>Drift - sistema de muros de concreto armado y sistema dual</i>	43
Figura 26 <i>Rotaciones plásticas en vigas – sistema de muros de concreto armado y sistema dual</i>	44
Figura 27 <i>Rotaciones plásticas en columnas – sistema de muros de corte y sistema dual</i>	44
Figura 28 <i>Rotaciones plásticas en muro de corte – sistema de muros</i>	45
Figura 29 <i>Rotaciones en muro de corte – sistema dual</i>	45
Figura 30 <i>Compresión en el concreto para muro de corte – sistema de muros y dual</i>	46
Figura 31 <i>Deformación por tracción del acero para muro de corte – sistema de muros y dual</i>	46
Figura 32 <i>Porcentaje de error de criterios evaluados para Shear Wall (SW) y Dual (D): (A) Drift, (B) Rotaciones plásticas en vigas, (C) Rotaciones plásticas en columnas, (D) Rotaciones mínimas en muro de corte, (E) Rotaciones máximas en muro de corte, (F) Compresión en concreto y (G) Tensión en el acero</i>	48

ANEXOS

Anexo A. Evidencia de sumisión de tesis	56
Anexo B. Resolución del proyecto de tesis en formato articulo aprobación y designación de Jurados de Sustentación.	58
Anexo C: Figuras Adicionales.	59

Evaluación del Desempeño Sísmico Aplicando NSP, MPA y NLRHA a Dos Propuestas Estructurales para un Edificio Irregular de Concreto Armado de 14 niveles

RESUMEN:

La norma diseño sismorresistente E.030 al igual que otras tienen como filosofía objetivos de desempeños, los cuales pueden verificarse usando análisis no lineales como: No Linear Response History Analysis (NLRHA) considerado como procedimiento “exacto” y Nolinear Static Pushover (NSP). Sin embargo, estos presentan dificultades, el primero requiere criterios rigurosos para la selección de registros, tomar en cuenta la degradación de elementos estructurales y tiempo de cómputo, el segundo solamente aplicable a edificios de baja altura. Debido a esto se estudia el Modal Pushover Analysis (MPA) para evaluar el desempeño sísmico bajo criterios de aceptación globales y locales según el Performance Based Seismic Design (PBSD), cabe mencionar que se evalúa los criterios mas no los límites de estos. Para la evaluación se proponen dos estructuraciones, sistema de muros de concreto armado y sistema dual definidos en la E.030, ambos edificios de 14 niveles con irregularidad en planta de esquinas entrantes. Se evaluó que: Para sistema de muros, el NSP subestima un 16% el drift respecto al NLRHA, confirmando las limitaciones del procedimiento. Mientras que el MPA 1%, también se evalúan otros criterios en los cuales el MPA usualmente brinda mejores resultados, esta gran similitud es debido al aporte de modos superiores y bajo acoplamiento entre periodos.

Palabras clave: *Seismic Performance, NoLinear Analysis, RC building, MPA, NSP, NLRHA.*

Seismic Performance Assessment Applying NSP, MPA and NLRHA to Two Structural Proposals for a 14-Story Irregular Reinforced Concrete Building

SUMMARY

The E.030 seismic-resistant design standard, like others, has as its philosophy performance objectives, which can be verified using nonlinear analyses such as: No Linear Response History Analysis (NLRHA) considered as an "exact" procedure and Nolinear Static Pushover (NSP). However, these present difficulties, the first one requires rigorous criteria for the selection of records, computation time, etc. The second is only applicable to low-rise buildings. Due to this, the Modal Pushover Analysis (MPA) is studied to evaluate the seismic performance under global and local acceptance criteria according to the Performance Based Seismic Design (PBSD), it is worth mentioning that the criteria are evaluated but not their limits. For the evaluation, two structures were proposed, a reinforced concrete wall system and a dual system defined in E.030, both 14-story buildings with irregularity in the floor plan of incoming corners. It was evaluated that: For wall system, the NSP underestimates 16% drift with respect to the NLRHA, confirming the limitations of the procedure. While the MPA presents 1%, other criteria are also evaluated in which the MPA usually gives better results, this great similarity is due to the contribution of higher modes and low coupling between periods.

Keywords: Seismic Performance, NoLinear Analysis, RC building, MPA, NSP, NLRHA.

1. Introducción

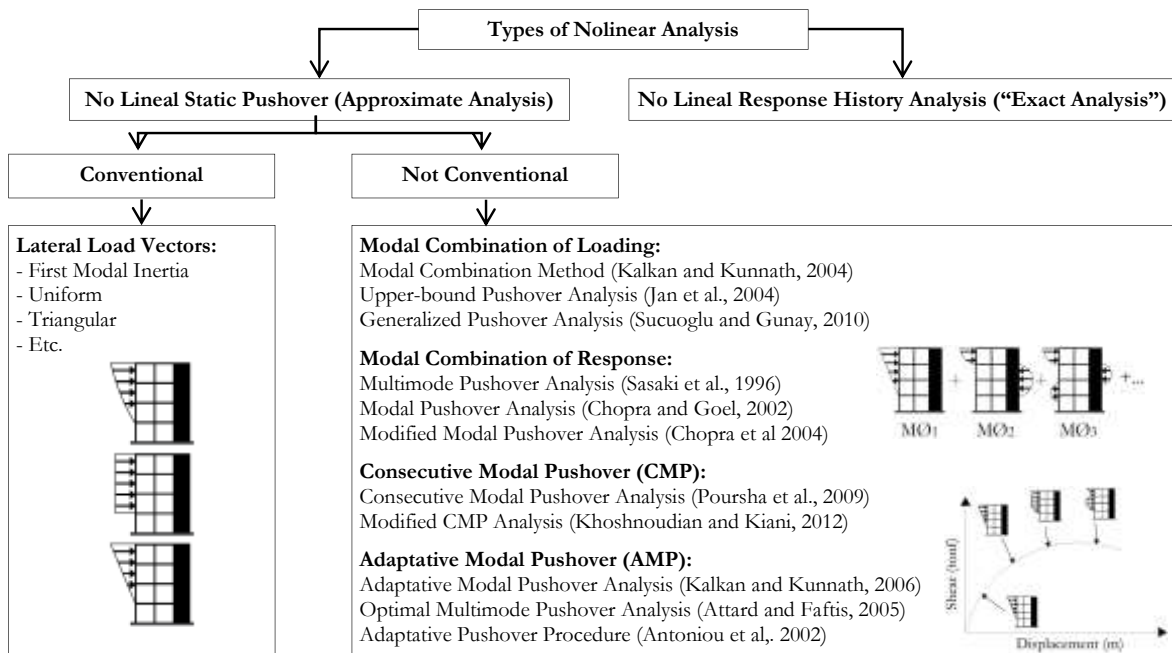
En la filosofía de la norma peruana diseño sismorresistente [1] mencionan objetivos de desempeño según la importancia de la edificación al igual que otros códigos de diseño (prescriptivo). Sin embargo, es difícil verificar este desempeño con métodos lineales, debido a esto. Es necesario conocer el comportamiento de la estructura en su rango no lineal para su posterior evaluación del desempeño sísmico.

En la actualidad en países como: Estados Unidos, Chile, México y entre otros, desde ya hace un tiempo se viene aplicando un enfoque a las edificaciones nuevas, llamado "Performance Based Seismic Design (PBSD)" el cual consiste en evaluar el desempeño sísmico de la edificación analizado y diseñado según los códigos prescriptivos, de esta manera verificar criterios de aceptación globales y locales como: drifts, rotaciones en elementos estructurales, deformaciones del concreto y acero, etc. Evaluados con el procedimiento "exacto" No lineal Response History Analysis (NLRHA) el cual es aplicable para todas las edificaciones y Nolinear Static Pushover (NSP) este último limitado por la altura del edificio, participación del modo fundamental, entre otros aspectos mencionados en el ASCE 41-17 [2].

Como se aprecia en la figura 1 existen tipos de pushover convencionales y no convencionales, a raíz de aproximar la respuesta no lineal de estos procedimientos en referencia al NLRHA. Generalmente los pushovers mejorados no son prácticos y sencillos de aplicarlos a diferencia del MPA desarrollado por Chopra & Goel [3], el cual consiste en empujar la estructura con las formas modales y combinar los resultados, esto resulta ser sencillo, práctico y da buenos resultados. Por ello, la presente investigación evalúa el MPA como procedimiento alternativo al NSP, debido a la gran similitud de resultados respecto al NLRHA, sobre todo. La necesidad de verificar el desempeño sísmico.

Figura 1

Esquema de tipos de análisis no lineales.



Fuente: adaptado de [4]

Para el caso de estudio se tiene dos estructuraciones, sistema de muros de concreto armado y sistema dual, ambos de 14 niveles con irregularidad en planta de esquinas entrantes, estos definidos por la norma E030 Diseño sismorresistente [1] y diseñado con la norma E060 concreto armado [5]. Para el análisis no lineal se emplea el apéndice de la norma, guías y documentos como: ACI 318-19- Apéndice-A [6], ASCE 41-17 [2], TBI 2017 [7], ACHISINA [8] y LATBSDC [9], tomando consideraciones como: calibraciones, tipo de modelos no lineales para componentes, cantidad de registros sísmicos, etc. El análisis elástico y no lineal se realizaron en Etabs.

Debido a que esta investigación realiza comparaciones de métodos y sistemas estructurales, solamente se evalúa la dirección X para ambas estructuraciones y procedimientos, ya que evaluar ambas direcciones resultaría redundante.

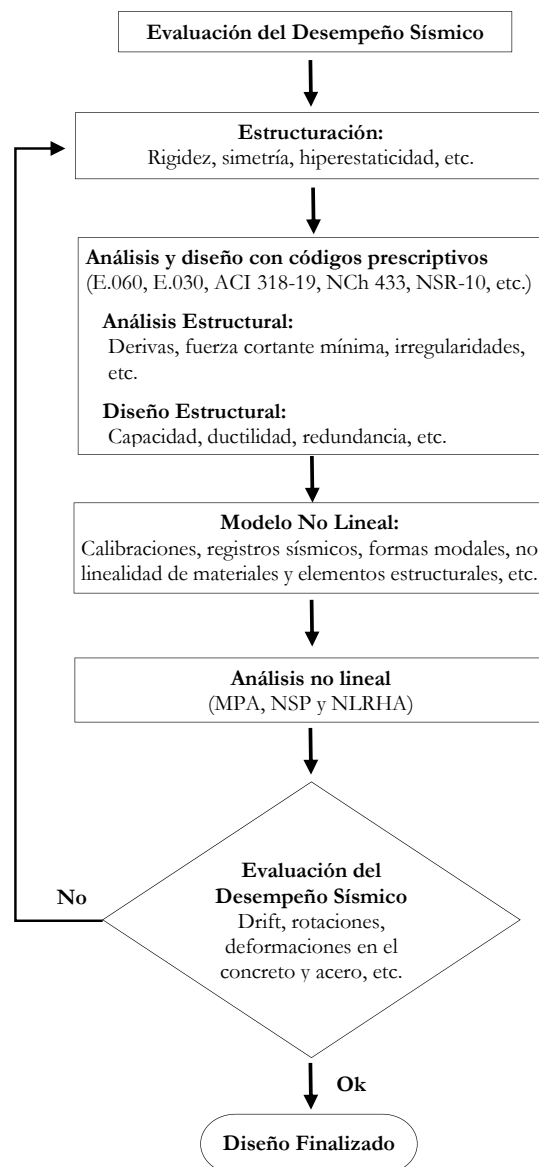
Generalmente el MPA brinda mejores resultados que el NSP frente al procedimiento NLRHA, ya sea subestimando o sobreestimando la respuesta “exacta” pero siempre con la tendencia de aproximarse, debido al aporte de modos superiores y el bajo acoplamiento modal entre periodos.

1.1 Metodología para la evaluación del desempeño sísmico

En la figura 2 se muestra el flujograma para evaluar el desempeño sísmico, empezando por la estructuración, el análisis y diseño con códigos prescriptivos el cual es relativo para cada país, de igual manera para el análisis no lineal se tienen guías y el apéndice de la norma ACI 318-19 [6] que dan recomendaciones para la cantidad de registros, tipo de no linealidad para elementos estructurales, no linealidad de materiales, etc.

Figura 2

Flujograma de la Evaluación del Desempeño Sísmico.



Fuente: Elaboración propia.

1.2 Modal Pushover Analysis (MPA)

Para realizar análisis no lineales es necesario tener la edificación analizada y diseñada bajo códigos prescriptivos (normas peruanas, chilenas, americanas, etc.) cumpliendo la deriva limite, diseño por capacidad, entre otros aspectos mencionados en cada norma. Dentro de todos los procedimientos no lineales el NLRHA es más “exacto” el cual es complicado de aplicarlo debido a los requisitos como: selección de registros sísmicos y tiempo de cómputo, entre otros. El NSP es un pushover convencional mencionado en las guías y documentos enfocados en el desempeño sísmico de la edificación, la aplicación depende de: altura de la edificación, aporte del modo fundamental y superior, entre otros. Por ello hasta la actualidad se desarrollan y mejoran procedimientos aproximados, como los mencionados en la figura 1 pushover no convencionales. Cabe mencionar que en realidad existen muchos pushovers mejorados pero el MPA cumple con requisitos como: sencillo, práctico, fundamentado en la dinámica de estructuras y brinda buenos resultados.

El procedimiento MPA se puede resumir en los siguientes pasos:

- ✓ Seleccionar la cantidad de modos necesarios para llegar al 90% de masa acumulada.
- ✓ Realizar el pushover tradicional con las formas modales considerando los efectos p-delta, este último tomado como recomendación del LATBSDC [9] y demás guías también lo mencionan.
- ✓ Calcular el punto de desempeño con el FEMA 440 (Espectro de capacidad) el cual se considera que brinda mejor precisión que otros métodos Powell [10].
- ✓ Combinar los resultados dependiendo el grado de acoplamiento modal, generalmente se aplica la combinación Square Root of Sum of Squares (SRSS) ecuación 1 pero cuando los modos están fuertemente acoplados, es decir la relación entre periodos es cercana a la unidad Goel & Chopra [11] recomienda usar Complete Quadratic Combination (CQC) ecuación 2 y 3, donde $\beta_{in} = \omega_i/\omega_n$ son relaciones de frecuencias modales y ζ son relaciones de amortiguamiento para esos modos, para más detalle puede verse las referencias mencionadas.

$$r_o \approx \left(\sum_{n=1}^N r_{no}^2 \right)^{1/2} \quad (1)$$

$$r \approx \max \left[r_g \pm \left(\sum_{i=1}^J \sum_{n=1}^J \rho_{in} r_i r_n \right)^{1/2} \right] \quad (2)$$

$$\rho_{in} = \frac{8\sqrt{\zeta_i \zeta_n} (\beta_{in} \zeta_i + \zeta_n) \beta_{in}^{3/2}}{(1 - \beta_{in}^2)^2 + 4\zeta_i \zeta_n \beta_{in} (1 + \beta_{in}^2) + 4(\zeta_i^2 + \zeta_n^2) \beta_{in}^2} \quad (3)$$

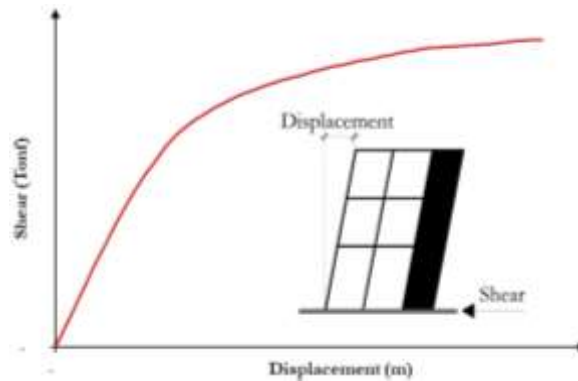
1.3 Cálculo del punto de desempeño mediante FEMA 440

Debido a lo mencionado anteriormente, se presenta el procedimiento para el cálculo del punto de desempeño que está descrito en el FEMA 440 [12] mejorando la propuesta del ATC 40 [13]. He de mencionar que todas las figuras mostradas en este apartado están basadas en [12].

- ✓ Obtener la curva de capacidad mediante Pushover tradicional.

Figura 3

Curva pushover o curva de capacidad.



Fuente: Elaboración propia basada en FEMA 440 [12]

- ✓ Convertir la curva de capacidad a formato ADRS (Aceleración – Displacement – Response Spectrum) utilizando las siguientes ecuaciones:

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i \phi_{i1}}{g} \right)}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i \phi_{i1}^2}{g} \right)} \right] \quad (4)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i \phi_{i1}}{g} \right) \right]^2}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i}{g} \right) \sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i \phi_{i1}^2}{g} \right)} \quad (5)$$

$$S_a = \frac{V}{W\alpha_1} \quad (6)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1\phi_{roof,1}} \quad (7)$$

Donde:

PF_1 : Factor de participación modal para el modo (modo 1, modo 2, etc.)

α_1 : Coeficiente de masa modal para el modo (modo 1, modo 2, etc.)

w_i / g : Masa asignada al nivel i

ϕ_{i1} : Amplitud del modo (modo 1, modo 2, etc.)

N : Nivel N, el nivel más alto de la estructura

V : Cortante basal

W : Peso sísmico

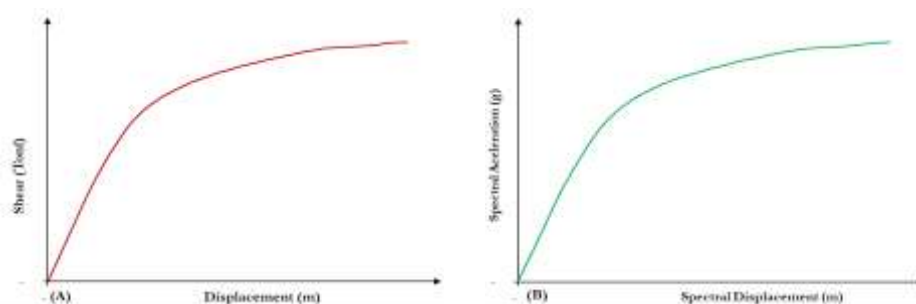
Δ_{roof} : Desplazamiento de techo asociado a la curva de capacidad

S_a : Aceleración espectral

S_d : Desplazamiento espectral

Figura 4

A) Curva de capacidad y B) Espectro de capacidad



Fuente: Elaboración propia basada en FEMA 440 [12]

- ✓ Construir el espectro de demanda según las normas prescriptivas, $R=1$ y $U = 1$ para el caso peruano luego se convierte a formato ADRS, mediante la siguiente ecuación.

$$S_D = \frac{T_i^2}{4\pi^2} \cdot S_{Ai} \cdot g \quad (8)$$

Donde:

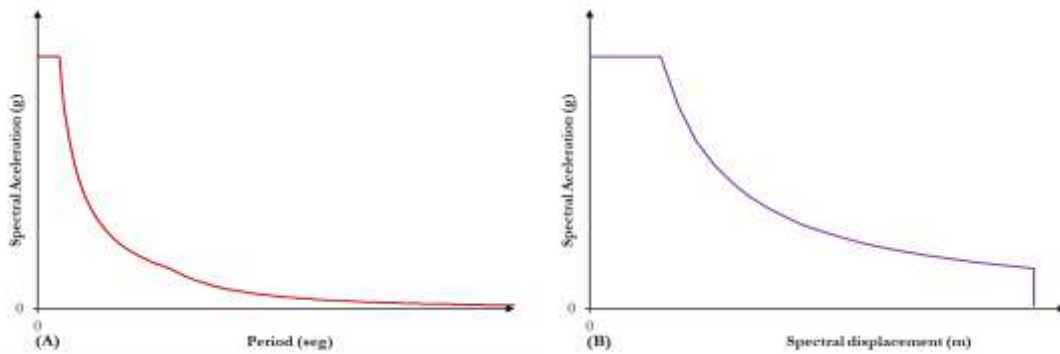
T_i : Periodo fundamental

S_{Ai} : Aceleraciones espectrales

g : aceleración de la gravedad

Figura 5

A) Espectro de Demanda y B) Espectro demanda formato ADRS.

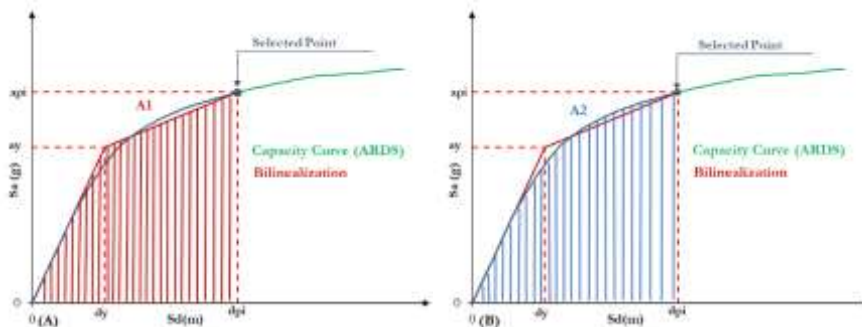


Fuente: Elaboración propia basada en FEMA 440 [12]

- ✓ Para la bilinealización equivalente del espectro de capacidad con el procedimiento C del FEMA 440 [12], es necesario trazar varios posibles puntos de desempeño hasta llegar gráficamente al punto deseado (punto de desempeño). Para lo cual se bilinealiza todos los puntos del espectro de capacidad, como se muestra en la figura 6 para un punto cualquiera el cual brindara un “Locus of Possible Performance Point”.

Figura 6

A) Área bajo la curva bilineal y B) Área bajo el espectro de capacidad.



Fuente: Elaboración propia basada en FEMA 440 [12]

Con estos puntos elegidos arbitrariamente se realiza la bilinealización equivalente con el objetivo de igualar las áreas A1 y A2, cabe mencionar que para el cálculo exacto de d_y es necesario iterar, inicialmente se supone cualquier valor con este se calcula las áreas y se vuelve a calcular d_y hasta que las áreas sean iguales, es decir el valor obtenido de la ecuación 14 se reemplaza en la ecuación 11.

$$K_i = \frac{S_{a_2}}{S_{d_2}} \quad (9)$$

$$a_y = K_i \cdot d_y \quad (10)$$

$$A_{CB} = \frac{d_{pi} \cdot a_{pi} + d_{pi} \cdot a_y - d_y \cdot a_{pi}}{2} \quad (11)$$

$$A_{ESP} = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{(S_{a_{i+1}} + S_{a_i})}{2} (S_{d_{i+1}} - S_{d_i}) + \frac{(a_{pi} + S_{a_n})}{2} (d_{pi} - S_{d_n}) \quad (12)$$

$$Ky1 = \frac{a_y}{d_y} \quad (13)$$

$$d_{y1} = \frac{2 \cdot A_{ESP} - d_{pi} \cdot a_{pi}}{Ky1 \cdot d_{pi} - a_{pi}} \quad (14)$$

Donde:

A_{CB} : Área bajo la curva bilineal.

A_{ESP} : Área bajo el espectro de capacidad.

a_y : Aceleración de fluencia.

d_y : Desplazamiento de fluencia.

K_i : Rigidez inicial

- ✓ Para el cálculo del posible punto de desempeño es necesario los parámetros básicos para la linealización equivalente:

$$\alpha = \frac{\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}}{\frac{a_y}{d_y}} \quad (15)$$

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} \quad (16)$$

$$1.0 < \mu < 4.0: \quad T_{eff} = [0.20(\mu-1)^2 + 0.038(\mu-1)^3 + 1]T_0 \quad (17)$$

$$4.0 \leq \mu \leq 6.5: \quad T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu-1) + 1]T_0 \quad (18)$$

$$\mu > 6.5: \quad T_{eff} = \left[0.89 \left(\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1 \right) + 1 \right] T_0 \quad (19)$$

Estos predeterminados se limitan a $T_0=0.2$ a 2 seg en caso de superarlo revisar [12].

$$1.0 < \mu < 4.0: \quad \beta_{eff} = 4.9(\mu-1)^2 - 1.1(\mu-1)^3 + \beta_0 \quad (20)$$

$$4.0 \leq \mu \leq 6.5: \quad \beta_{eff} = 14 + 0.32(\mu-1) + \beta_0 \quad (21)$$

$$\mu > 6.5: \quad T_{eff} = 19 \left[0.89 \frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)-1]^2} + 1 \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0 \quad (22)$$

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff} \%)} \quad (23)$$

$$T_{sec} = T_0 \sqrt{\frac{\mu}{1 + \alpha(\mu-1)}} \quad (24)$$

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}} \right)^2 \quad (25)$$

$$K_{sec} = \frac{\left(\frac{2\pi}{T_{sec}} \right)^2}{g} \quad (26)$$

$$T_{sec}(x) = K_{sec} x \quad (27)$$

$$S_{A\beta} = \frac{S_A}{B} M \quad (28)$$

$$S_{D\beta} = \frac{S_D}{B} M \quad (29)$$

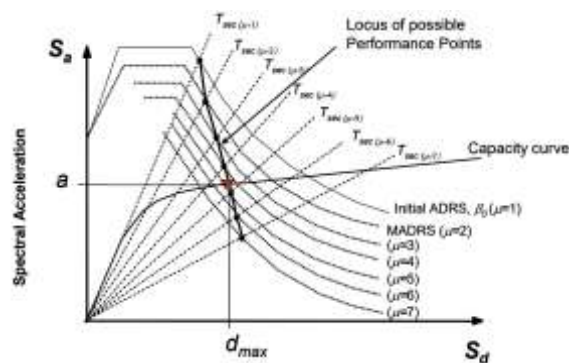
Donde:

- α : Rigidez post - elástica.
- μ : Ductilidad.
- T_{eff} : Periodo efectivo.
- β_{eff} : Amortiguamiento efectivo.
- β_0 : Amortiguamiento inherente 5%.
- B : Coeficiente de amortiguamiento efectivo.
- T_{sec} : Periodo secante.
- M : Factor de modificación del espectro obteniendo MADRS.
- K_{sec} : Rigidez secante.
- $S_{A\beta}$: Aceleraciones espectrales reducidos.
- $S_{D\beta}$: Desplazamientos espectrales reducidos.

Se crea varios espectros de demanda y periodos secantes, de manera que en algún punto estos tres gráficos coincidan, y ese será el punto de desempeño como se muestra en la figura 7.

Figura 7

Lugar de los posibles puntos de desempeño usando MADRS [12]



Fuente: FEMA 440 [12]

- ✓ Verificar que el punto de desempeño se encuentre dentro del siguiente intervalo, caso contrario se vuelve a empezar la bilinealización con este punto.

$$0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi} \quad (30)$$

- ✓ Como el punto de desempeño calculado es para un sistema de un grado de libertad en formato ADRS, es necesario convertirlo en desplazamiento de techo y cortante utilizando las ecuaciones 31 y 32.

$$\Delta_{roof} = d_p \cdot PF_1 \cdot \Omega_{roof} \quad (31)$$

$$V_d = a_p \cdot \alpha_1 \cdot W \quad (32)$$

Donde:

d_p : Desplazamiento de desempeño.

a_p : Aceleración de desempeño.

2. Metodología

2.1 Caso de estudio

Para analizar una estructura, generalmente estas tienden a presentar irregularidades en altura y planta debido a las configuraciones arquitectónicas, por ello Chatpan & Chopra [14] evalúan las irregularidades en altura para edificios de 12 niveles de acero aplicando MPA, considerando lo siguiente: rigidez, resistencia y combinados los cuales varían en ciertos niveles, concluyendo que el sesgo solamente incrementa para los casos en que el primer piso es más rígido o en la mitad inferior, estas conclusiones brindadas se limitan a edificios de 12 niveles o menos. Por otro lado, Reyes & Chopra [15] evalúan las irregularidades en planta para edificios de 03 y 09 niveles de acero, muestran algunos modelos con bajo y fuerte acoplamiento entre modos el cual repercute en la respuesta final, por ello cuando se tienen esos casos recomiendan combinar los resultados mediante CQC, nuevamente las conclusiones dadas solamente son aplicables para edificios con características similares como lo descrito en esa investigación.

Debido a lo anterior es que se considera una planta arquitectónica, estructurado con vigas, columnas y muros de corte de concreto armado figura 8, el cual presenta una irregularidad de esquinas entrantes según [1], solamente se evaluara este tipo de irregularidad en planta ya que esta se presenta generalmente en varios proyectos peruanos.

En cuanto a la altura de la edificación se tomó en cuenta los siguientes requisitos:

- ✓ Primer requisito, efectividad del MPA. En vista que este procedimiento considera los modos superiores, es necesario evaluar la importancia de estos, los cuales están asociados a la altura de la edificación, Goel & Chopra [16] lo evalúan en edificios de acero de 9 y 20 niveles aplicando FEMA 356 evidenciando la importancia de modos superiores que incrementa conforme aumenta la altura de la edificación. Debido a esto el MPA es generalmente aplicado en edificios altos como: [17] edificación de concreto armado de 48 y 62 niveles sistema resistente con muros de corte, BRB outriggers y columnas que trabajan solamente a carga axial, [18] edificación de 96 niveles, estructurado con núcleo de muro de corte, columnas perimetrales de tubo relleno con concreto, outriggers y mega brazos, donde se obtienen resultados muy similares al NLRHA. También en [19] edificación de 63 niveles estructurado con núcleo de muros de corte, perfiles de acero y outriggers, de igual manera obtuvieron resultados razonablemente semejantes al NLRHA.
- ✓ Segundo requisito, que las estructuraciones cumplan con la calificación de sistema de muros de concreto armado y sistema dual, ambos definidos por la norma E.030 [1] tratando de conservar las configuraciones estructurales.

Con todo lo mencionado anteriormente, se busca una estructuración según el plano arquitectónico figura 1-A que además de cumplir con el drift de diseño, traten de ser altos y mantengan su clasificación de sistema estructural sin variar bruscamente la estructuración, de esta manera es más viable realizar una comparación de procedimientos y sistemas estructurales. Tomando estos criterios se propone la figura 8 – A y B con las características de la tabla 1 y 2.

2.2 Estructuración

Según lo mencionado anteriormente se presentan las estructuraciones en la figura 8 mientras que las propiedades de materiales, dimensión de elementos estructurales, etc. Se mencionan en la tabla 1 y 2 para ambas edificaciones.

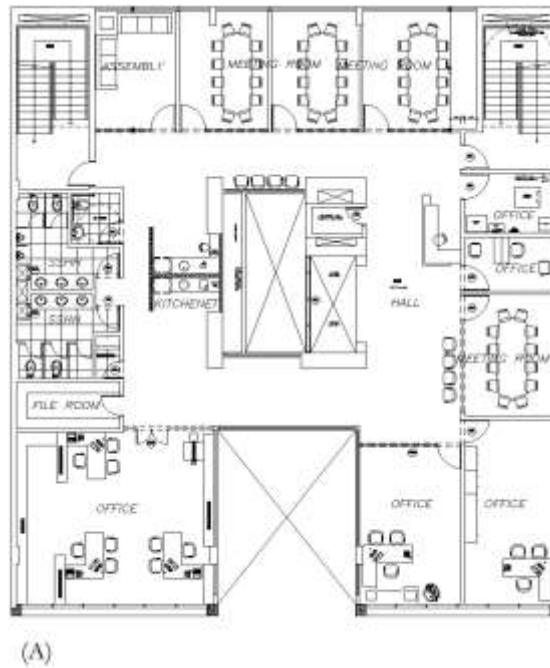
La edificación presenta una irregularidad de esquinas entrantes, cuya dimensión en ambas direcciones exceden el 20% de la dirección analizada estipulado en [1], como se muestra en la ecuación 33 y 34.

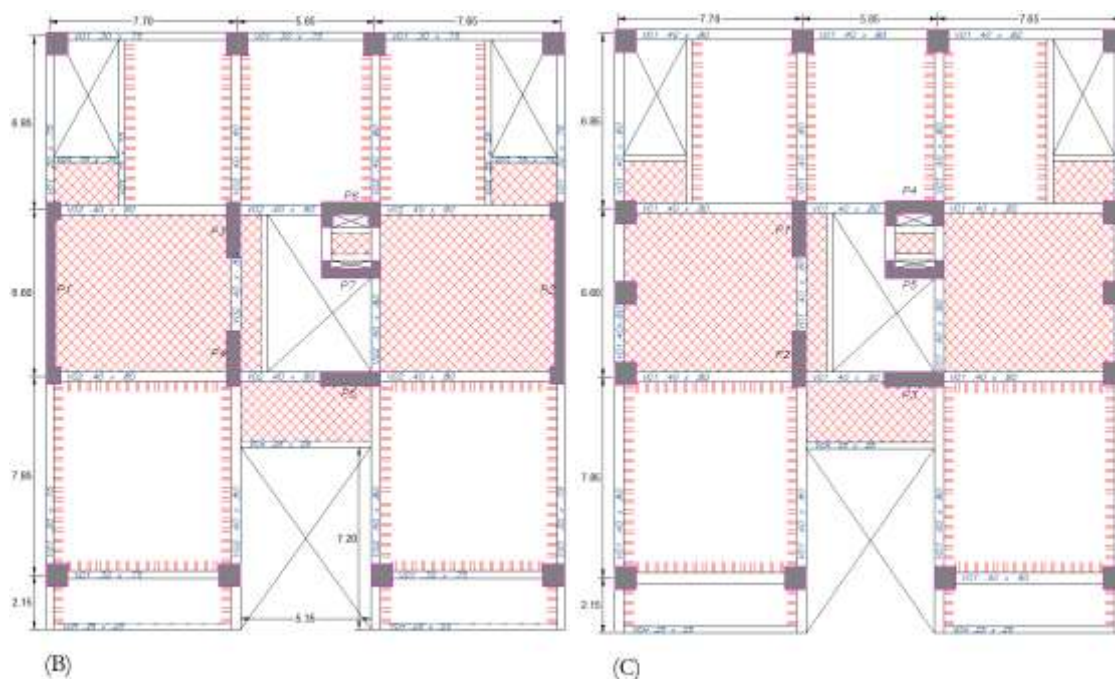
$$0.20 * Direction_x = 0.20 * 21.30 = 4.26m < 5.35m(Irregular) \quad (33)$$

$$0.20 * Direction_y = 0.20 * 23.60 = 4.72m < 7.20m(Irregular) \quad (34)$$

Figura 8

(A) Planta típica de arquitectura, (B) Estructuración sistema de muros de concreto armado y (C) Estructuración sistema dual





Fuente: Elaboración propia.
Tabla 1

Características del edificio estructurado con sistema dual

Nivel	Altura	Columnas		Vigas		Muros de Corte		
		Dimensiones (cm)	f'c (kgf/cm ²)	Dimensiones (cm)	f'c (kgf/cm ²)	Pier	Espesor (cm)	f'c (kgf/cm ²)
14	3.70	80x80	280	(40x80) Todas las vigas que forman porticos y vigas de acoplamiento)	280	P1, P2, P3, P4 y P5	60, 60, 60, 50 y 40	280
13								
12								
11								
10								
9								
8								
7								
6	90x90	350						350
5								
4								
3	4.80	90x90	350					350
2								
1								

Fuente: elaboración propia.

Tabla 2

Características del edificio estructurado con sistema de muros de concreto armado

Nivel	Altura	Columnas		Vigas		Muros de Corte		
		Dimensiones (cm)	f'c (kgf/cm ²)	Dimensiones (cm)	f'c (kgf/cm ²)	Pier	Espesor (cm)	f'c (kgf/cm ²)
14	3.70	80x80	280	(40x80 Todas las vigas que forman porticos centrales y vigas de acoplamiento)	280	P1, P2, P3, P4, P5, P6 y P7	25,25,60,60,60,50 y 40	280
13								
12								
11								
10								
9		90x90	(30x75 Todas las vigas que forman porticos perimetrales)	350	P1 y P2	40,40,60,60,60,50 y 40	350	
8								
7								
6								
5								
4	90x90	350	350	P1 y P2	40,40,60,60,60,50 y 40	350		
3								
2								
1	4.80							

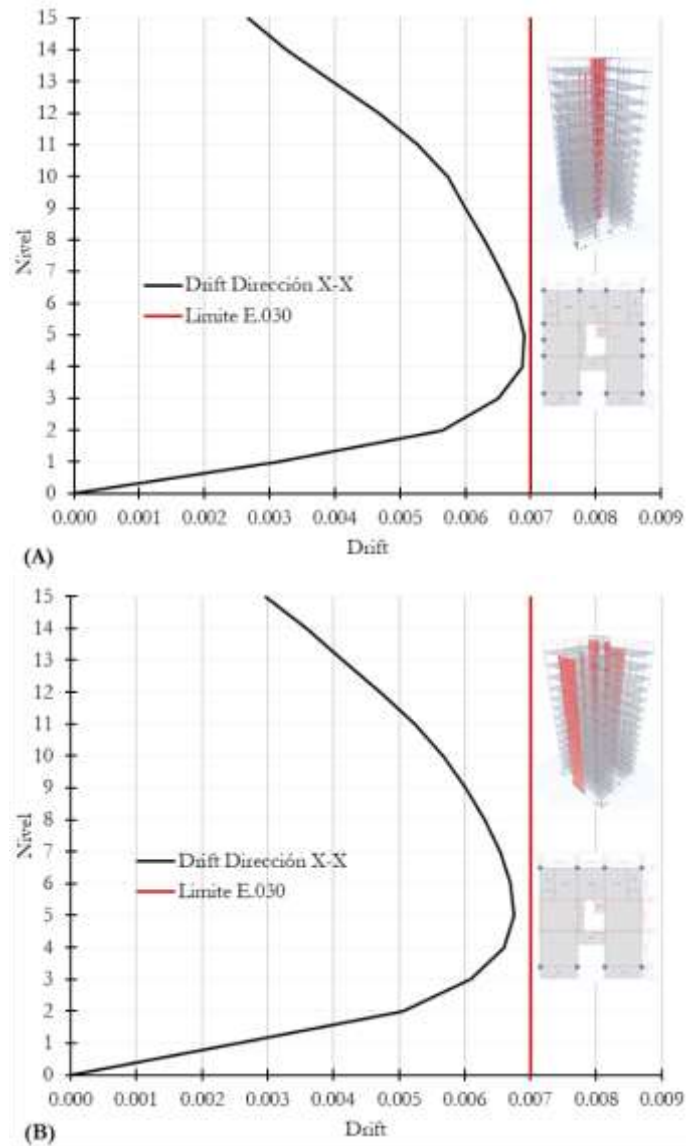
Fuente: elaboración propia.

2.3 Análisis Estructural

El caso de estudio tiene las siguientes características: ubicado en Z4, suelo (S1) y categoría (C). En la figura 9 se aprecia el drift máximo en la dirección X de 0.0069 y 0.0068 para el sistema dual y sistema de muros de concreto armado, los cuales cumplen con la mínima diferencia respecto a la deriva límite de la norma peruana [1].

Figura 9

(A) Drift para el sistema dual y (B) Drift para el sistema de muros de concreto armado



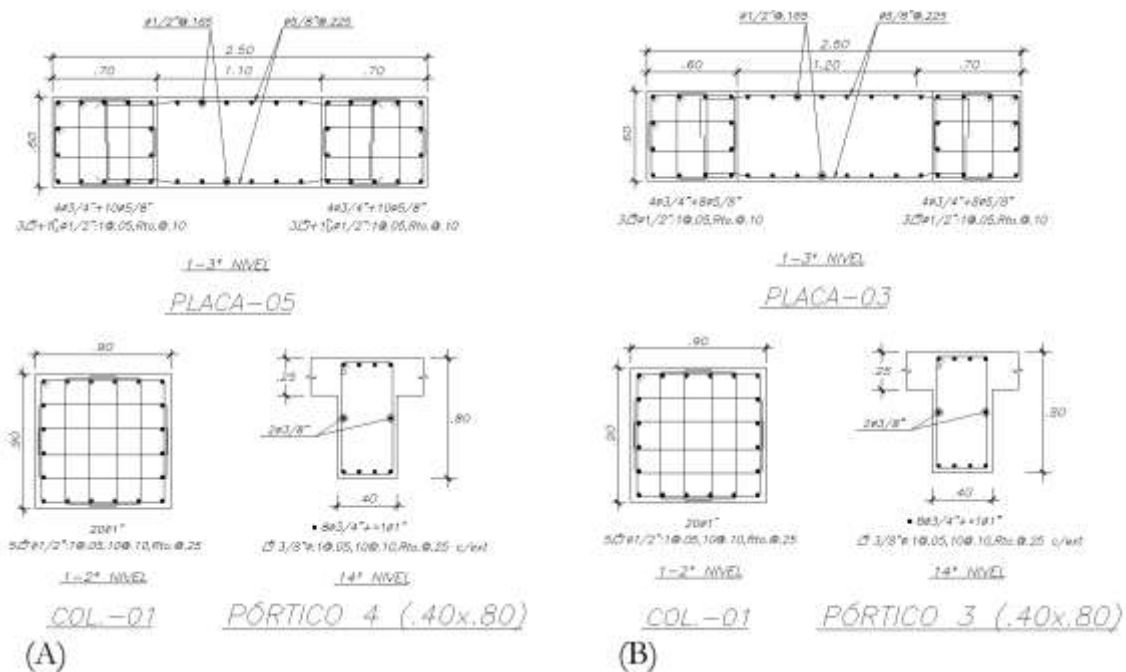
Fuente: Elaboración propia.

2.4 Diseño de elementos estructurales

Se muestra algunos detalles de elementos estructurales en la figura 10, para el caso de muros de concreto armado el confinamiento de elementos de borde se diseñó bajo la norma ACI 318-19 [6], debido a que la norma peruana [5] en algunos cálculos pide no confinar lo cual no es recomendable. En cuanto a las columnas y vigas se diseñó bajo la norma peruana E.060 concreto armado [5] cumpliendo el diseño por capacidad, ductilidad. Etc.

Figura 10

Detalles estructurales de muro de concreto armado, columna y viga para: (A) Sistema de muros de concreto armado y (B) Sistema dual.



Fuente: Elaboración propia.

2.5 Modelo No Lineal

Al someter la estructura a una demanda ya sea empuje monotónico (pushover) o dinámico (NLRHA), lo cual obligara a los materiales (concreto, acero, etc.) y elementos estructurales (vigas, columnas, muros de corte, etc.) incursionar en el rango no lineal, por ello es necesario definir cuál será el comportamiento de estos componentes, debido a esto se tomó recomendaciones del: ACI 318-19-Apendice-A [6], ASCE 41-17 [2], TBI2017 [7], LATBSDC [9] y ACHISINA [8], para el modelo y demanda.

2.5.1 No linealidad de materiales

Al ser un análisis no lineal es necesario conocer las resistencias esperadas de los materiales, constitutiva monotónica e histórica. Se utiliza distintos tipos de concreto los cuales se mencionan en el apartado de: vigas, columnas y muros estructurales. Mientras que la no linealidad del acero de refuerzo se mantiene para todos los elementos, debido a las calibraciones realizadas para esta investigación. La resistencia

esperada para el concreto se define aproximadamente para un año o más según lo mencionado por el apéndice, guías y documentos, la tabla 3 presenta resistencias esperadas en función del concreto especificado en planos.

Tabla 3

Resistencias esperadas para el concreto según apéndice, documentos y guías.

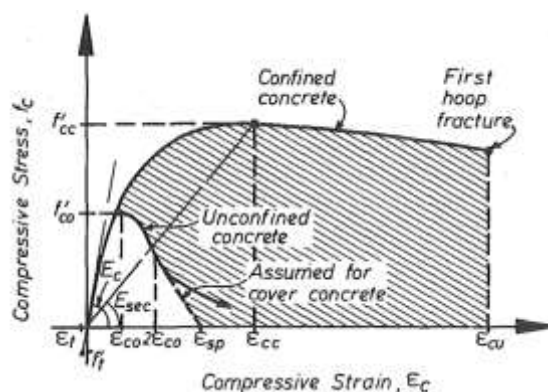
Apéndice, documentos y Guías	Resistencia Esperada f_c
ACI 318-19 (Appendix A)	1.3 f_c
ASCE 41-17 (Chapter 10)	1.5 f_c
LATBSDC 2020	1.3 f_c
TBI 2017	1.3 f_c
ACHISINA 2017	1.3 f_c

Fuente: Elaboración propia.

Según lo mencionado también es necesario definir una constitutiva para el concreto, para este caso se define el modelo de Mander [20] y la histéresis tipo pivote [21]. Se definen concreto confinado y no confinado según el requerimiento de cada elemento estructural, por ejemplo. Las vigas y el alma de los muros de corte según el diseño se consideraron con concreto no confinado, mientras que para columnas y elementos de borde de muros de corte se consideraran con concreto confinado debido a la concentración de estribos.

Figura 11

Curva esfuerzo deformación – modelo Mander confinado y no confinado.



Fuente: Mander (1988), [20]

En cuanto a la resistencia esperada del acero de refuerzo existe diversos coeficientes tabla 4, para este caso se tomó la recomendación de la guía Chilena ACHISINA [8] ya que no existen grandes diferencias entre otras, a excepción de ASCE 41-17 [2] que presenta coeficientes relativamente altos.

Tabla 4

Resistencias esperadas para el acero según normas y guías.

Apendice, documentos y guías	Resistencia Esperada	
	fye	fue
ACI 318-19 (Appendix A)	1.14 fy	1.16 fu
ASCE 41-17 (Chapter 10)	1.25 fy	1.25 fy
LATBSDC 2020	1.17 fy	1.18 fy
TBI 2017	1.17 fy	1.18 fy
ACHISINA 2017	1.17 fy	1.17 fu

Fuente: Elaboración propia.

Las constitutivas para este caso son el modelo de Park, mientras que la histéresis de tipo Kinematic [21] se elige debido a calibraciones como se muestra en la figura 13 y 14.

2.5.2 Rotulas concentradas en vigas

Como se mencionó en la no linealidad de materiales, el concreto para las vigas se considera no confinado debido a que no presenta confinamiento igual al de una

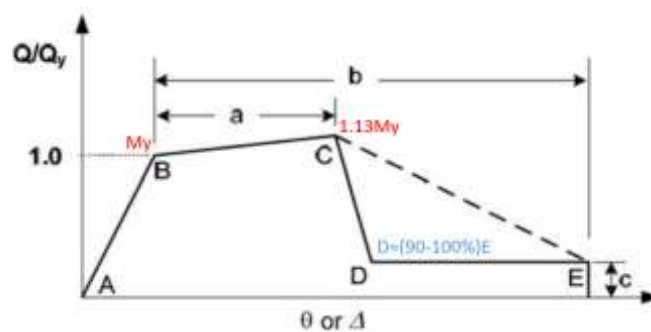
columna transversalmente, para ello el ACI318-19 – Apéndice -A [6] presenta criterios de aceptación para concreto no confinado, el cual tiene como deformación última 0.003. Se utilizan rotulas plásticas concentradas en las zonas críticas del elemento, que generalmente se ubican en los extremos del tramo, la curva backbone es definida por el ASCE 41-17 [5] y modificadas con recomendaciones del NITS GCR 17-917-45 [22], como se presenta en la siguiente ecuación 35 el cual también se aprecia gráficamente en la figura 12.

$$M_u = 1.13M_y \quad (35)$$

Las rotulas del ASCE 41-17 [6] presentan una caída abrupta en el punto “D”, lo cual puede llevar a problemas de convergencia al solucionar las ecuaciones no lineales, debido a ello el NITS GCR 10.917-5 [23] también recomienda que el punto D este dentro del 90-100% del punto E, como se muestra en la figura 12.

Figura 12

Curva backbone con recomendaciones del NITS



Fuente: Elaboración propia basada en ASCE-41/17 [6].

2.5.3 Modelo de fibra para columnas

Modelar las columnas con rotulas concentradas en la práctica es poco usual, debido a las variables solicitadas para su elaboración que resultan de un NSP o NLRHA. A causa de esto es más viable utilizar el modelo de fibras el cual, tiene mayor capacidad de representar los estados de daño según Daniel y Liévana [24].

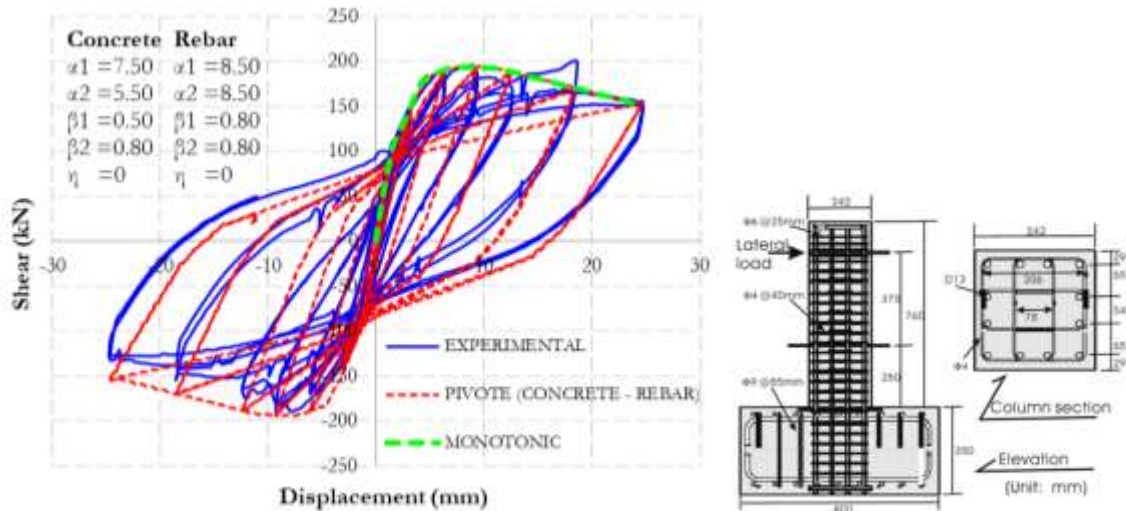
Con respecto al concreto a ser un elemento estructural dotado de un buen confinamiento, se consideró las recomendaciones del ACI318-19 – Apéndice – A [6] para concreto confinado, que tiene como deformación última 0.015.

Para las constitutivas del concreto y acero de refuerzo se mantiene Mander [20] y Park. Mientras para el tipo de histéresis a causa de la calibración figura 13 se eligió modelo pivote. Este tipo de histéresis presenta características similares al modelo de Takeda con la diferencia que: los bucles histéricos de degradación son manipulables, pueden ser utilizados especialmente para elementos de concreto armado y se basa en una carga y descarga que se dirigen a puntos específicos que tienen como nombre “pivote” [21] y [25], adicionalmente Joo & Chang [26] y [27] estudian los tipos de histéresis definidos en el software Etabs, en ambos artículos evalúan que modelo es apropiado para el NLRHA repercutiendo en el siguiente orden: Pivot, Concrete, Degrading y Takeda. Según lo citado queda claro que el modelo es ideal para elementos de concreto armado, así pues, se confirma en la figura 13 calibrando los materiales que componen el elemento estructural.

El ensayo elegido para la calibración fue de Susumu Kono and Watanabe [28] ensayo DIN30, pues comparten características similares a las columnas del presente caso de estudio como: carga axial máxima al 30%, columnas cuadradas, etc. Para más información sobre el espécimen ensayado y entre otros tipos de columnas, puede verse en PEER STRUCTURAL PERFORMANCE DATABASE [29] y [30] que es una base de datos que contiene literatura y datos importante sobre la ingeniería sísmica y geotécnica.

Figura 13

Calibración en Etabs utilizando la histéresis tipo pivot y Columna DIN30 [28]



Fuente: Elaboración propia – calibración.

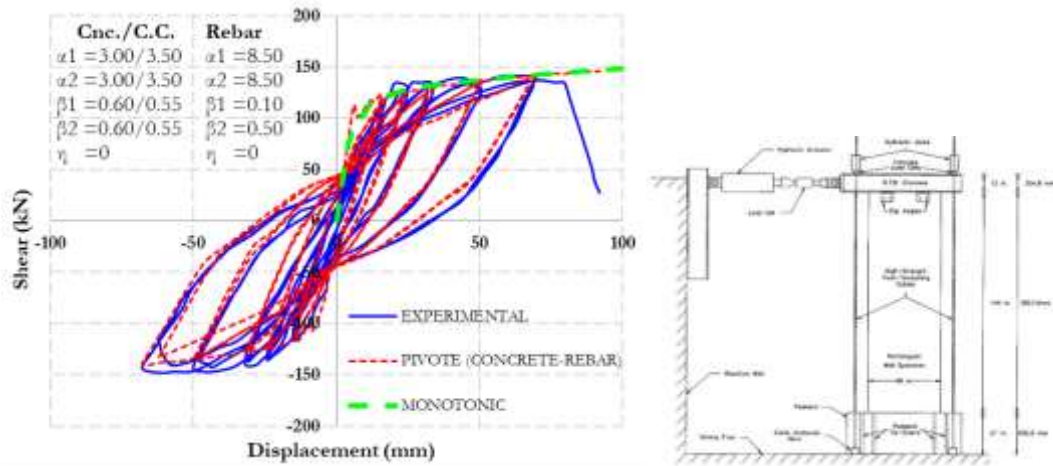
2.5.4 Modelo de fibras para muros estructurales

El ASCE 41-17 [2] presenta rotulas concentradas para muros, sin embargo, la dificultad radica en la observación de esfuerzos en los extremos del muro como (deformación del concreto y acero), los cuales son un criterio de aceptación locales, además de otros inconvenientes mencionado en las guías. Por ello se decantó en usar el modelo de fibras.

Al ser un elemento estructural que presenta buen confinamiento, se utiliza los mismos criterios de aceptación para el concreto confinado mencionado en el apartado de columnas, los cuales solamente se asignaron en los elementos de borde. Mientras que, en el alma del muro se definió como concreto no confinado debido al diseño del elemento. Las constitutivas del concreto y acero se mantiene con el modelo de Mander [20] y Park respectivamente. Por otro lado, para el tipo de histéresis se calibro eligiendo el modelo experimental de Tomsen y Wallace [31] ensayo RW1 debido a las características similares de la presente investigación como baja carga axial, de igual manera para más información sobre los ensayos experimentales y otros puede verse en [29]. Según la calibración figura 14 se aprecia como los lazos histéricos experimental y pivote (concrete – rebar), también mencionar que: CNC hace referencia a concreto no confinado y CC concreto confinado.

Figura 14

Calibración en Etabs utilizando la histéresis tipo pivot y Muro RW1



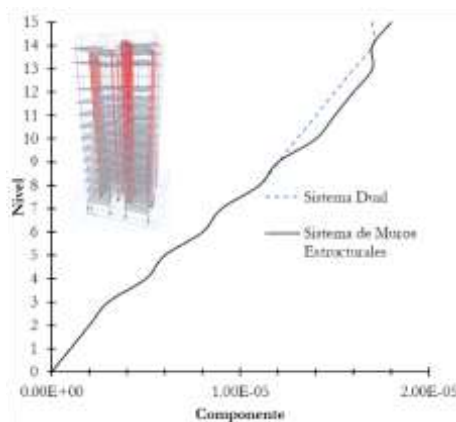
Fuente: Elaboración propia – calibración.

2.5.5 Patrón de carga lateral NSP

Existen patrones de cargas laterales para realizar Pushover a una estructura como: triangular, rectangular, etc. La más aceptada para realizarlo es según la forma del periodo fundamental, esto se muestra en la figura 15.

Figura 15

Forma del modo fundamental ambos sistemas estructurales.



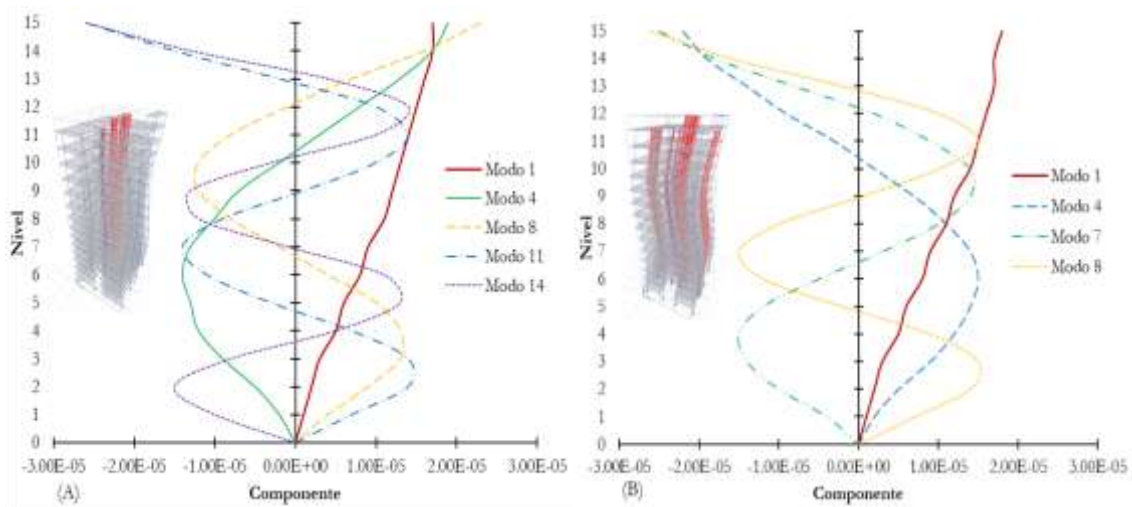
Fuente: Elaboración propia.

2.5.6 Patrones de carga lateral MPA

Se considera 4 y 5 modos para el sistema de muros de concreto armado y sistema dual respectivamente, donde se alcanza el 90% de masa participativa.

Figura 16

(A) Formas modales sistema dual y (B) formas modales del sistema de muros de concreto armado



Fuente: Elaboración propia.

2.5.7 Selección de registros sísmicos

Debido a que existen criterios rigurosos para la selección de registros sísmicos y como esta investigación es académica se toma como único criterio el modo de fallo que es subducción, la cantidad de registros sísmicos fue 11 según el ASCE 41-17 [2].

Tabla 5*Registros sísmicos*

Nº	Sismo	PGA cm/s ²		Magnitud
		EW	NS	
1	Perú - Lima 1966	180.56	268.24	8.1 Mw
2	Perú - Lima 1974	194.21	180.09	6.6 Mb
3	Perú - Tacna 2010	154.00	190.00	6.5 ML
4	Perú - Ica 2007	272.82	333.66	7.0 ML
5	Perú - Arequipa 2001	123.21	120.52	6.5 Mb
6	Chile - Talca	462.27	407.50	8.8 Mw
7	Chile - Llole	318.97	546.62	8.8 Mw
8	Chile - Hualañé	374.70	442.80	8.2 Mw
9	Chile - Curico	405.63	465.48	8.8 Mw
10	Chile - Constitución	527.30	613.81	8.8 Mw
11	Chile - Angol	683.74	916.63	8.8 Mw

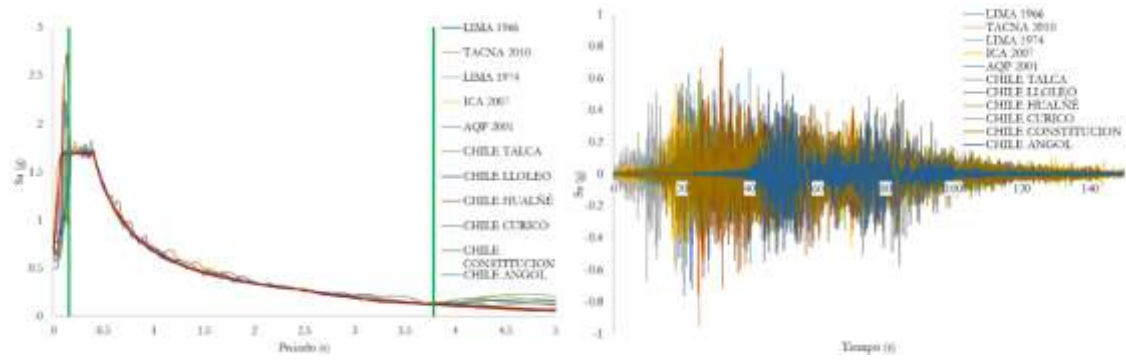
Fuente: Elaboración propia.

2.5.8 Tratamiento de registros sísmicos

En la figura 17 se muestra el escalamiento de los registros sísmicos para un Maximum considered earthquake (MCER) entre un rango de periodos recomendado por [12] y el registro de aceleraciones corregidos para la dirección EW. Mientras que para la reducción del tiempo de análisis se optó por la intensidad de Arias, considerando el rango de 5%-95% donde se concentra la máxima destructibilidad de esta manera ahorrar tiempo de cómputo figura 18.

Figura 17

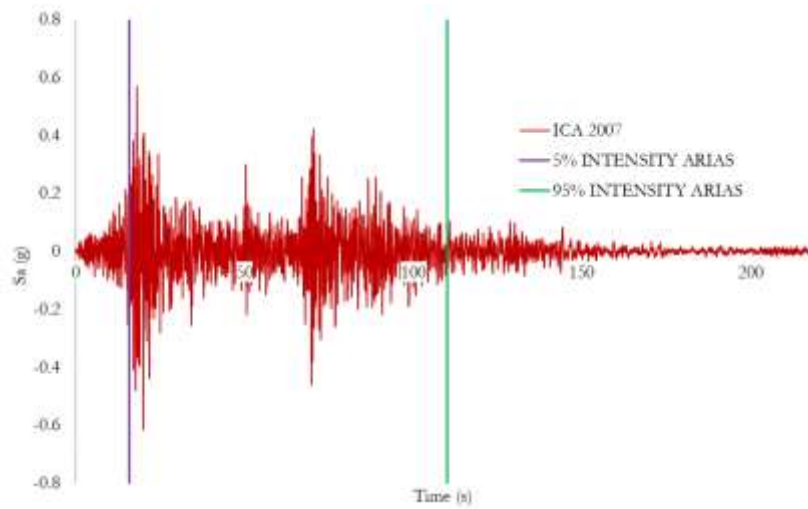
Escalamiento al espectro normativo y registros corregidos dirección E.W.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 18

Intensidad de Arias – ICA 2007 EW



Fuente: Elaboración propia.

3. Resultados

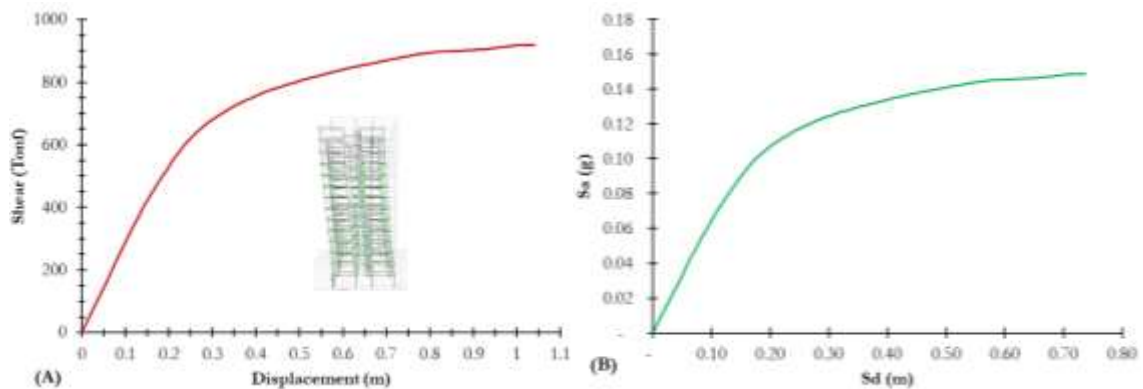
3.1 Punto de desempeño según FEMA 440

Se muestra los puntos de desempeño para ambas estructuraciones en tres procedimientos no lineales mencionados NSP, MPA y NLRHA. Solamente se muestra el cálculo del punto de desempeño para la curva de capacidad del modo 1 del sistema de muros de corte para una demanda MCER.

- ✓ Obtener la curva de capacidad para el MODO -1X y convertirlo a formato ADRS, utilizando las ecuaciones 4 – 7

Figura 19

A) Curva capacidad y B) Espectro de capacidad.

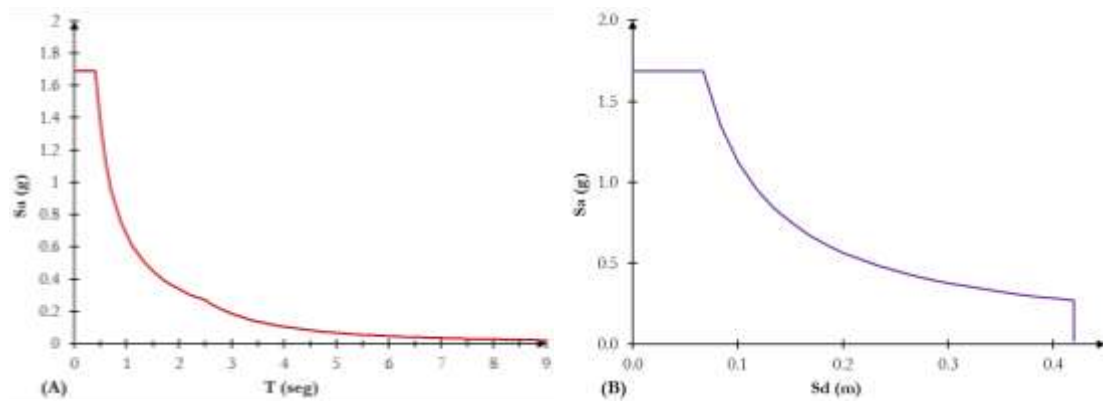


Fuente: Elaboración propia.

- ✓ Convertir la demanda (espectro normativo R=1 y U=1) a formato ADRS, usando la ecuación 8.

Figura 20

A) Demanda inicial $\beta=5\%$ $R=1$ y Demanda $\beta=5\%$ $R=1$ formato ADRS.

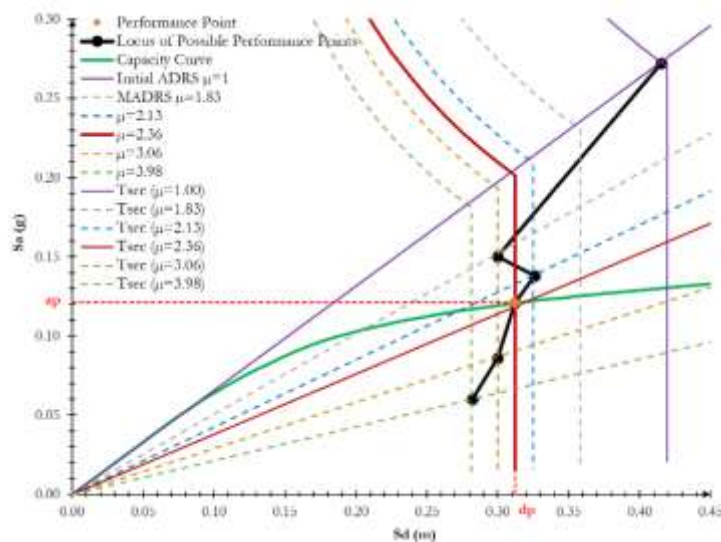


Fuente: Elaboración propia.

- ✓ Construir las bilinealizaciones para todos los puntos del espectro de capacidad, utilizando las ecuaciones 9 - 14 figura 6 referencial.
- ✓ Para el cálculo del punto de desempeño se utiliza las ecuaciones del 15 – 29, de forma que se tracen los posibles puntos de desempeño hasta coincidir, la demanda, capacidad y el periodo secante como se muestra en la figura 7.

Figura 21

Localización de posibles puntos de desempeño utilizando MADRS



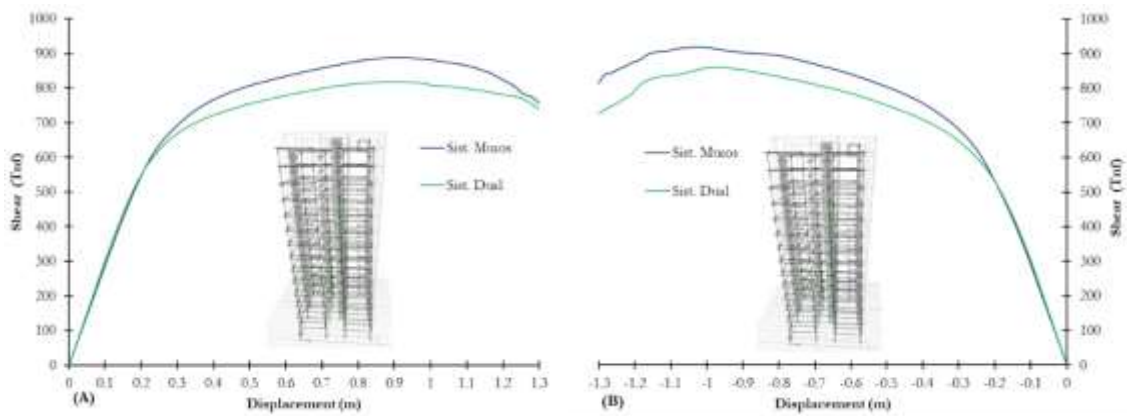
Fuente: Elaboración propia.

- ✓ Verificar que el punto de desempeño se encuentre dentro del intervalo de la ecuación 30, si es así convertir el punto de desempeño del formato ADRS a corte y desplazamiento de techo utilizando las ecuaciones 31 -32

3.2 Desempeño sísmico con NSP

Figura 22

Curva capacidad ambos sistemas estructurales, (A) Pushover positivo y (B) Pushover negativo.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 6

Punto de desempeño según FEMA 440 para ambos sistemas estructurales.

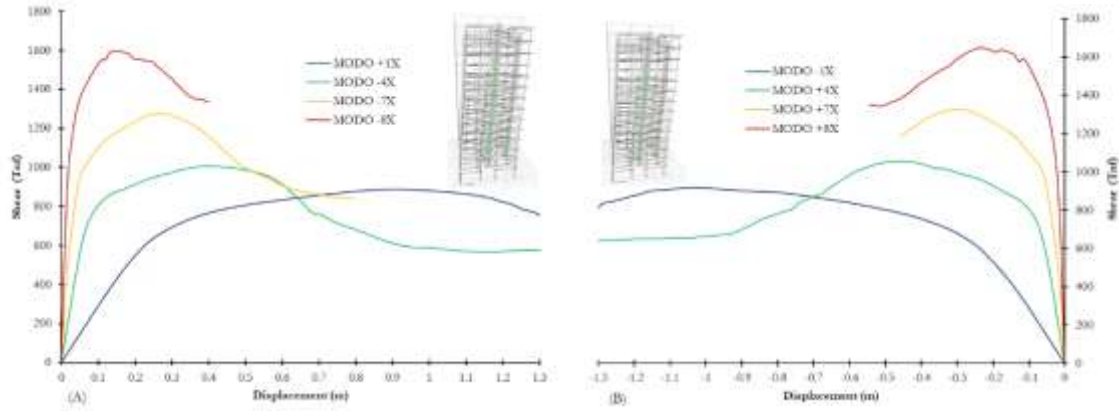
Descripción	Sist. Muros	Sist. Dual
Desplazamiento	0.44 m	0.43 m

Fuente: Elaboración propia.

3.3 Desempeño sísmico con MPA

Figura 23

Curva de capacidad positivo y negativo de los modos mostrados solamente para el sistema de muros de concreto armado.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 7

Punto de desempeño con FEMA 440 y combinación de resultados con SRSS para sistema de muros y dual.

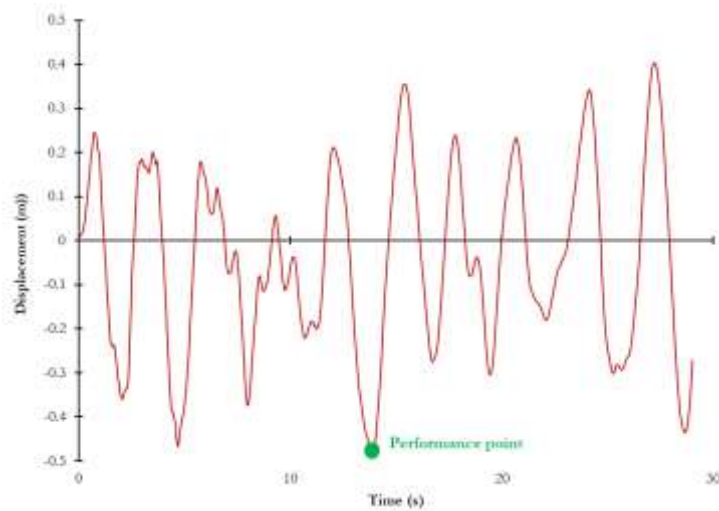
Modo	Desplazamiento (m)	Modo	Desplazamiento (m)
Modo -1X	-0.442	Modo -1X	-0.432
Modo +4X	-0.097	Modo -4X	-0.109
Modo +7X	-0.056	Modo -8X	-0.031
Modo +8X	-0.031	Modo +11X	-0.009
		Modo +14x	-0.003
SRSS:	0.46	SRSS:	0.45

Fuente: Elaboración propia.

3.4 Desempeño sísmico con NLRHA.

Figura 24

Punto de desempeño para el registro ICA 2007 EW.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 8

Punto de desempeño para el resto de los registros sísmicos.

Nº	Registro Sísmico	Sistema Muros	Sistema Dual
		Desplazamiento (m)	Desplazamiento (m)
1	LIMA 1966 EW XX	0.58	0.412
2	LIMA 1974 EW XX	0.656	0.513
3	TACNA 2010 EW XX	0.541	0.491
4	AQP 2001 EW XX	0.566	0.56
5	ICA 2007 EW XX	0.629	0.53
6	ANGOL EW XX	0.468	0.473
7	CONSTITUCION EW XX	0.506	0.467
8	CURICO EW XX	0.44	0.519
9	HUALAÑE EW XX	0.431	0.705
10	LLOLEO EW XX	0.543	0.538
11	TALCA EW XX	0.481	0.427
-	Promedio:	0.53	0.51

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 9

Resumen del punto de desempeño para los tres procedimientos.

Desplazamiento	NLRHA (m)	MPA (m)	NSP (m)
Sistema de Muros	0.53	0.46	0.44
Sistema Dual	0.51	0.45	0.43

Fuente: Elaboración propia.

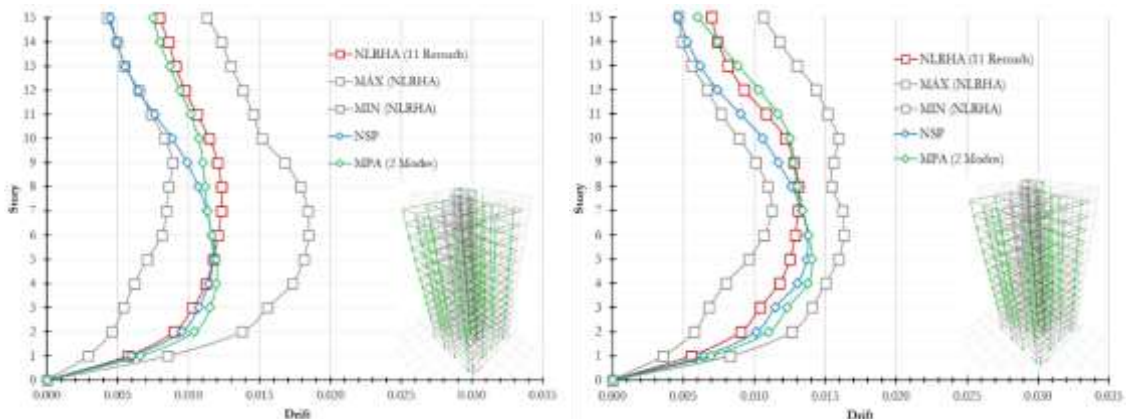
Obsérvese en la tabla 7 que el NSP subestima el punto de desempeño, mientras que el MPA tiende a aproximarse con 4 y 5 modos. Aun así, la diferencia entre ambos procedimientos es mínima incluso se puede decir que son iguales, este punto de desempeño es utilizado para ubicarlo dentro de la curva de capacidad sectorizada por recomendación del SEAOC.

Como se mencionó al inicio se evalúan criterios de aceptación globales y locales, en los cuales ambos procedimientos si presentan grandes diferencias, cabe mencionar que cada verificación presenta un límite según la guía LATBSDC [9] para rotaciones en muros, vigas, columnas, deformación en concreto y acero. Debido a que se comparan procedimientos no lineales solamente se evalúan los criterios de aceptación mas no los límites de cada uno, ya que la idea es que el MPA tienda a aproximarse al NLRHA más que el NSP.

3.5 Criterio de aceptación global y local

Figura 25

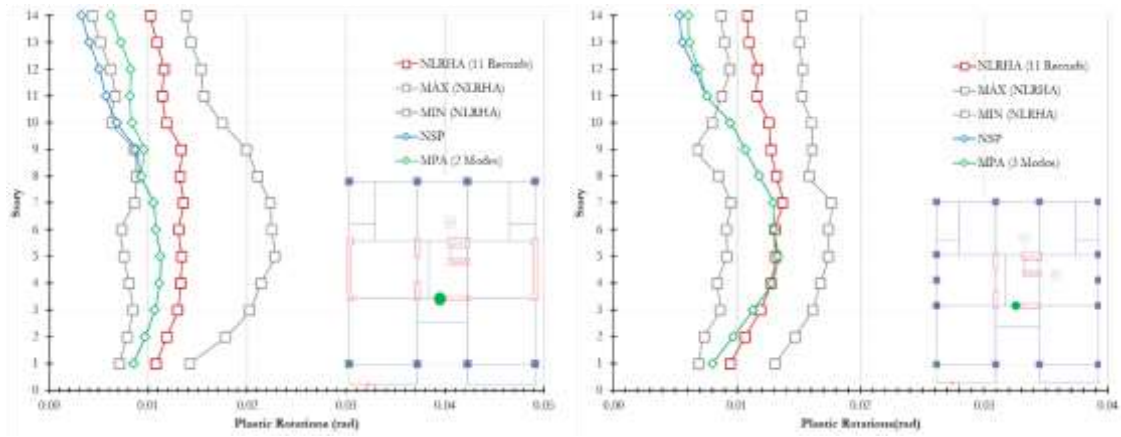
Drift - sistema de muros de concreto armado y sistema dual.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 26

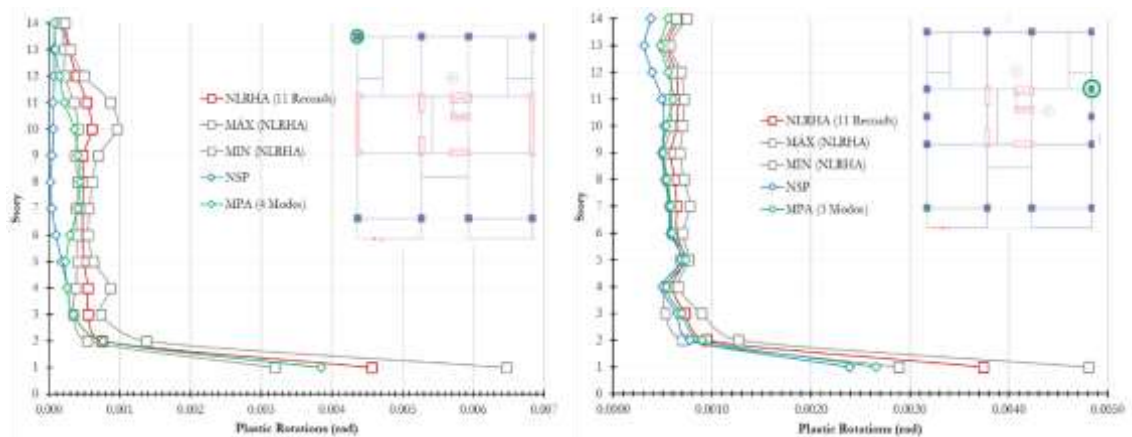
Rotaciones plásticas en vigas – sistema de muros de concreto armado y sistema dual.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 27

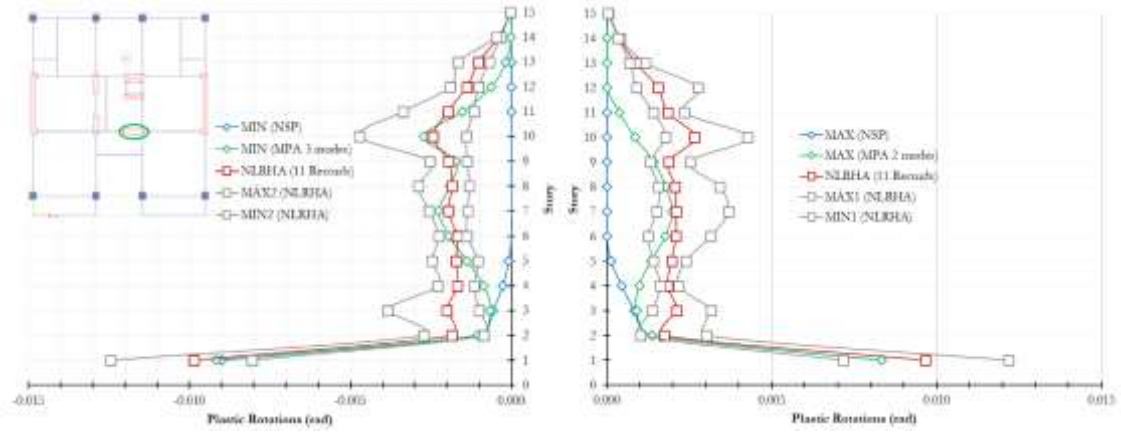
Rotaciones plásticas en columnas – sistema de muros de corte y sistema dual.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 28

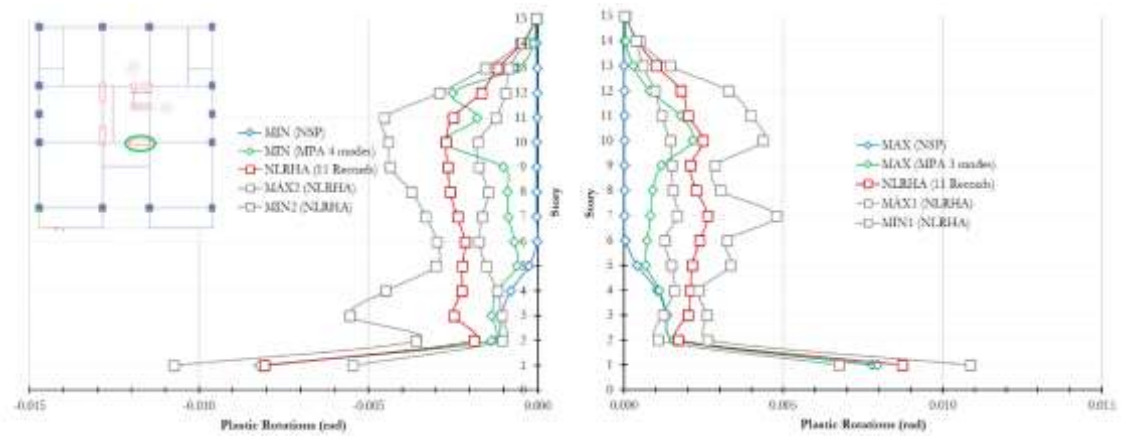
Rotaciones plásticas en muro de corte – sistema de muros



Fuente: Elaboración propia.

Figura 29

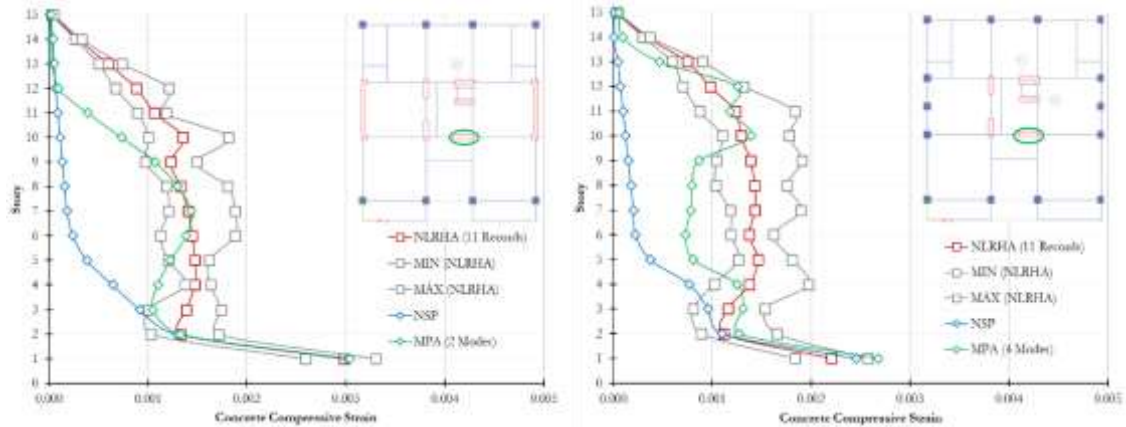
Rotaciones en muro de corte – sistema dual



Fuente: Elaboración propia.

Figura 30

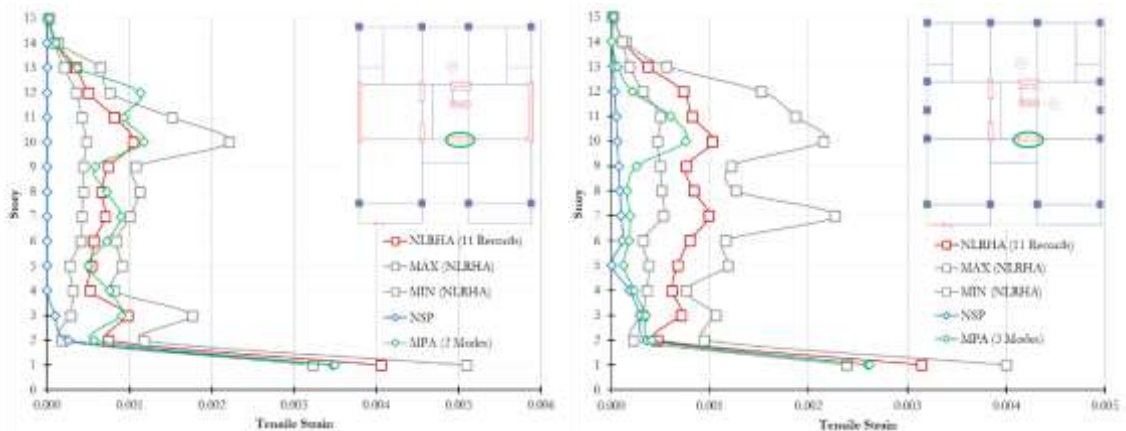
Compresión en el concreto para muro de corte – sistema de muros y dual



Fuente: Elaboración propia.

Figura 31

Deformación por tracción del acero para muro de corte – sistema de muros y dual.



Fuente: Elaboración propia.

En las figuras 25 – 31 se aprecia la gran diferencia que existe entre ambos procedimientos NSP y MPA en referencia al NLRHA, para un mejor entendimiento de las figuras se realiza la tabla 10 y 11. En este caso se toma como ejemplo los drift para el sistema de muros, véase la tabla 8 se muestran los porcentajes teniendo como referencia el NLRHA, también se tiene la tabla 9 donde el MPA subestima 1% y NSP subestima 16% la respuesta.

Tabla 10

Porcentaje del drift para NSP y MPA en referencia al NLRHA para el sistema de muros de concreto armado.

Story	NLRHA	MPA	NSP	MPA/NLRHA	NSP/NLRHA
15	0.0079	0.0075	0.0045	94%	56%
14	0.0086	0.0080	0.0049	93%	58%
13	0.0091	0.0087	0.0055	95%	61%
12	0.0097	0.0094	0.0064	97%	66%
11	0.0106	0.0101	0.0076	96%	72%
10	0.0115	0.0107	0.0088	93%	77%
9	0.0120	0.0110	0.0099	91%	82%
8	0.0123	0.0112	0.0107	91%	87%
7	0.0123	0.0114	0.0113	92%	92%
6	0.0121	0.0116	0.0116	97%	96%
5	0.0117	0.0120	0.0117	102%	100%
4	0.0112	0.0120	0.0114	107%	102%
3	0.0103	0.0115	0.0107	112%	104%
2	0.0090	0.0104	0.0095	116%	106%
1	0.0057	0.0066	0.0060	115%	105%

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 11

Diferencia de promedios respecto al procedimiento NLRHA para el sistema de muros de concreto armado.

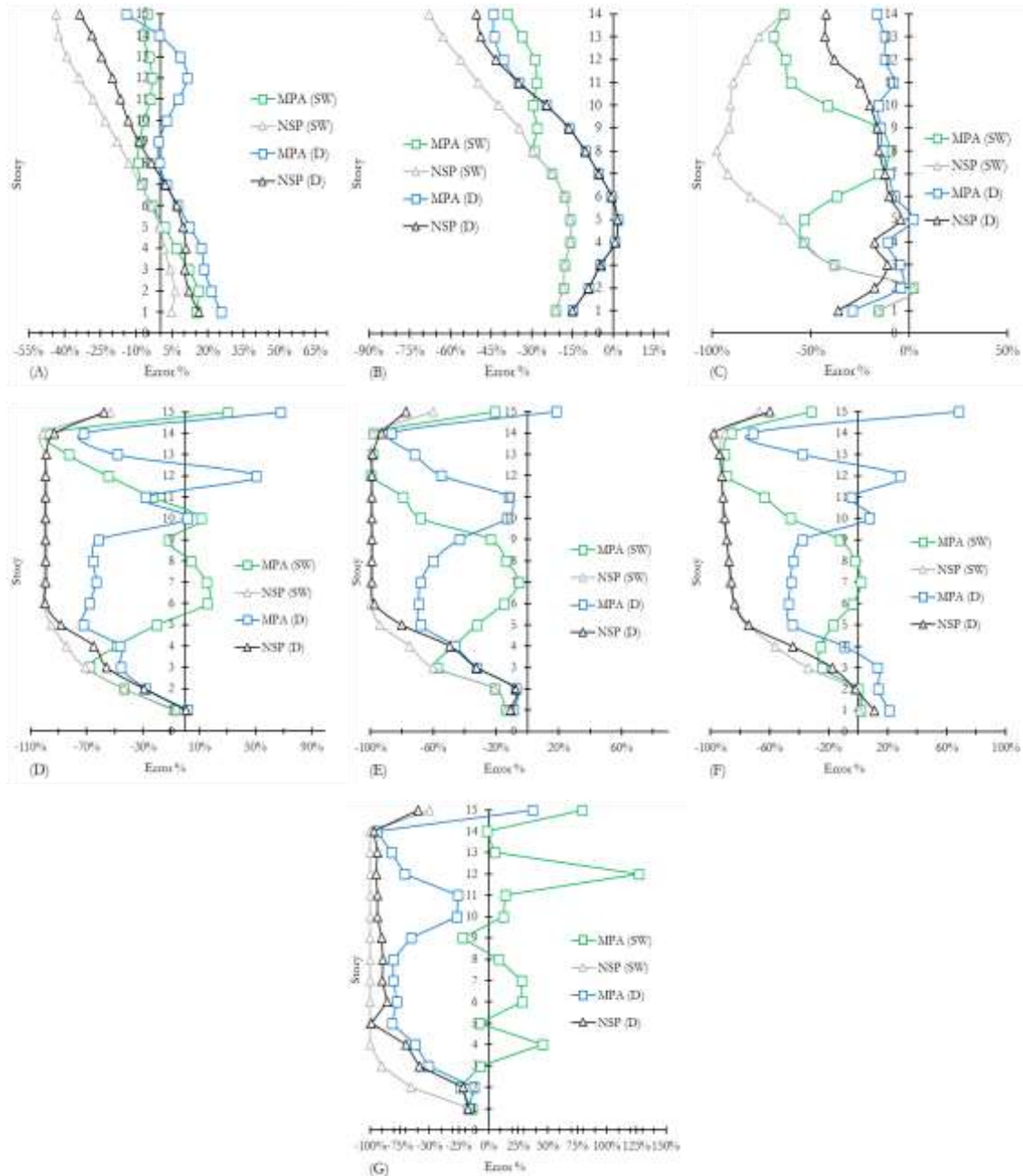
PROMEDIO		DIFERENCIA
MPA/NLRHA	99%	-1%
NSP/NLRHA	84%	-16%

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 12 se presentan la diferencia de promedios generales para cada criterio evaluado, adicionalmente se presenta la figura 32 del porcentaje de error para ambos procedimientos y sistemas estructurales.

Figura 32

Porcentaje de error de criterios evaluados para Shear Wall (SW) y Dual (D): (A) Drift, (B) Rotaciones plásticas en vigas, (C) Rotaciones plásticas en columnas, (D) Rotaciones mínimas en muro de corte, (E) Rotaciones máximas en muro de corte, (F) Compresión en concreto y (G) Tensión en el acero.



Fuente: Elaboración propia

Tabla 12

Diferencia en porcentaje para ambos sistemas estructurales y procedimientos respecto al NLRHA.

CRITERIOS DE ACEPTACIÓN	SIST. DE MUROS		SIST. DUAL	
	MPA	NSP	MPA	NSP
Global				
Drift	-1%	-16%	8%	-5%
Local				
Vigas - Rotaciones	-25%	-34%	-18%	-19%
Columnas - Rotaciones	-38%	-67%	-11%	-22%
Muro - Rotaciones MIN	-29%	-86%	-39%	-80%
Muro - Rotaciones MAX	-48%	-83%	-46%	-76%
Muro - compresión en el concreto	-33%	-69%	14%	-91%
Muro - tracción en el acero	-18%	-67%	-59%	-78%
Promedio general:	-27%	-60%	-22%	-53%

Fuente: Elaboración propia

4 Discusión de Resultados

A partir de los resultados obtenidos mediante NSP, MPA y NLRHA. Se puede confirmar la aproximación que presenta el procedimiento MPA en cuanto a criterios de aceptación mostrado en las figuras 25-31 en referencia al NLRHA. Estos resultados son similares para el caso de drift que presenta [3] puesto que para el caso de estudio de la presente investigación la edificación no tiene irregularidades en altura y existe bajo acoplamiento modal, por consiguiente, basta combinar los resultados con SRSS.

Por otro lado, para el caso de estudio de la presente investigación, se presenta irregularidad en planta de esquinas entrantes calificado en [1] lo cual no repercute suficientemente, ya que muestra un bajo acoplamiento entre los modos para la dirección de análisis, por ello no es necesario usar la combinación CQC. Así pues, también se afirma lo presentando en [15] que solamente fue aplicado a edificaciones de acero para 03 y 09 niveles.

También se puede afirmar que para edificios altos presentados en [17], [18] y [19] los cuales están conformados generalmente por núcleos de ascensores de concreto

armado, outriggers, columnas perimetrales trabajando solamente a carga axial entre otros. Debido a estas configuraciones el corte sísmico absorbido para estos sistemas estructurales, lo toma en mayor porcentaje los muros del núcleo central, por ello se podría afirmar que se trata de un sistema de muros de corte, por lo que los resultados de las tres investigaciones mencionadas guardan relación con el sistema estructural de muros de corte de la presente investigación.

Sin embargo, existe una diferencia de resultados presentados por MPA para el sistema dual en contraste al NLRHA, como se aprecia en las figuras 25-31 y 32 para un mejor entendimiento sobre esto se puede observar la tabla 12 donde el sistema dual presenta en promedio un mejor resultado que el sistema de muros de corte, cosa que pasa desapercibido debido a que aún no se han realizado investigaciones para sistemas estructurales según el porcentaje de corte que lleva cada elemento vertical sismorresistente, que en este caso se trata de columnas y muros de corte de concreto armado, elementos estructurales que generalmente son utilizados para estructurar edificios bajos, medianos y altos como se mencionó en [17], [18] y [19].

5 Conclusiones y recomendaciones

Se evalúa la precisión de resultados obtenidos con NSP y MPA para los casos de estudio, los cuales son comparados con el procedimiento “exacto” NLRHA, donde se evalúan criterios globales y locales como: drift, rotaciones y deformaciones en el material, los cuales se muestran en las figuras 25-31. Para obtener los resultados del MPA se utilizó la combinación modal SRSS debido al bajo acoplamiento entre los periodos y se concluye lo siguiente:

- ✓ Se aprecia una similitud del MPA en referencia al NLRHA en ambas estructuraciones que presentan una irregularidad típica en el ámbito peruano que es de esquinas entrantes, mientras que el NSP generalmente subestima la respuesta debido a que solo toma el aporte del modo fundamental, donde claramente se evidencia la limitación de este procedimiento para edificios con influencia de modos superiores.

Para una distinción numérica más detallada de las figuras 25-31 se desarrolló la tabla 12, donde se aprecia que generalmente el MPA tiende a aproximarse al NLRHA ya sea subestimando o sobreestimando la respuesta, mientras que el NSP naturalmente se aleja, también se puede apreciar el porcentaje de error en la figura 32. Donde se vuelve a confirmar que el NSP no es suficientemente

práctico para predecir estas respuestas inelásticas y en algunos casos obteniendo 100% de error. Si bien el MPA también presentan excesos de error, recordar que este procedimiento es una aproximación ya que predecir exactamente la respuesta brindada por el NLRHA es laborioso, debido a los inputs requeridos, aun así, presenta una idea general sobre el comportamiento de la edificación y sus elementos estructurales en su rango no lineal.

- ✓ En la tabla 12 el drift para el sistema de muros de concreto armado, el MPA subestima 1% la respuesta “exacta” mientras que el NSP 16%. Para el caso de rotaciones en vigas ambos procedimientos están por debajo con 25% y 34% aun así, el MPA sigue presentando mejores resultados debido a que no se aleja demasiado del NLRHA, como si lo hace el NSP. Además, podemos observar el caso de rotaciones en muros de concreto armado donde el NSP puede llegar a subestimar la respuesta un 86% mientras que el MPA 29%. Con lo cual se puede afirmar la efectividad de este procedimiento.
- ✓ Con lo anteriormente mencionado y observando las figuras 25 – 31 y analizando la tabla 12 queda claro que el MPA podría ser un procedimiento alternativo para reemplazar el NSP en PBSO, por lo menos para tener una estimación previa antes de realizar un NLRHA que lleva consigo dificultades ya mencionadas, mientras que el MPA es sencillo y práctico para su aplicación.
- ✓ Ambas propuestas estructurales cumplen con el drift de diseño para E.030 [1] con una mínima diferencia entre ambas, esta diferencia se mantiene incluso al verificar el punto de desempeño tabla 4. Por otro lado, el aporte en la disipación de energía frente a la demanda se observa claramente en las figuras 26 y 27 donde las vigas y columnas, para el sistema dual incursionan en la no linealidad más que el sistema de muros lo cual refleja la definición de la norma peruana, al absorber el cortante basal en columnas para ser catalogado como tal sistema. Sin embargo, existe una diferencia de la precisión del MPA cuando se tiene porcentajes de corte distintos en elementos verticales sismorresistentes, como muros de corte y columnas.

Se tienen las siguientes recomendaciones a partir del caso de estudio:

- ✓ Se recomienda evaluar el MPA en edificaciones de concreto armado irregulares en planta, para edificios medianos y altos o evaluar casos tipos de estructuraciones. De esta manera fijar algunos límites para el MPA en relación con el acoplamiento modal, ya que no basta con usar CQC para obtener resultados aproximados al NLRHA.
- ✓ Observa que para cierto porcentaje de corte en la base (sistema de muros de concreto armado o dual), en este caso para la norma peruana, la precisión del MPA en referencia al NLRHA difieren, como se observa en las figuras 25 al 31 y tabla 12. Por ello se recomienda evaluar en una o varias edificaciones con distintos porcentajes de corte en muros o columnas, con los cuales usualmente se estructuran muchas edificaciones en el entorno peruano.
- ✓ Generar data para elementos estructurales, ya que los ensayos tomados para las calibraciones no son del ámbito peruano.

Referencias bibliográficas

- [1] Ministro de Vivienda Construcción y Saneamiento. (2020). Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente 2018. Available at: https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/299950/d289856_opt.pdf
- [2] ASCE/SEI 41-17. (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. American Society of Civil Engineers; doi:10.1061/9780784414859
- [3] A. K. Chopra and R. K. Goel. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings,” Earthq Eng Struct Dyn, vol. 31, no. 3, pp. 561–582, 2002, doi: 10.1002/eqe.144.
- [4] F. A. Najam and P. Warnitchai, “Topics for this Session Session 1 (1.25 Hours): Introduction to the Nonlinear Static (Pushover) Analysis Procedures.” Available at: <https://nisee.berkeley.edu/elibrary/search>
- [5] Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. (2009). Norma técnica E.060 Concreto Armado 2009. Available at: <https://drive.google.com/file/d/19EYUVMgwvm6rDs47GV374avco2ylU5Kz/view>
- [6] ACI Committe 318. (2019). Building code Requeriments for structural concrete: (ACI 318-19); and commentary (ACI 318M-19). Farmington Hills, MI.
- [7] TBI. (2017). Tall Buildings Initiative Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings. Available at: https://peer.berkeley.edu/sites/default/files/final_tbi_report_10.9.2017_0.pdf
- [8] ACHISINA. (2017). Diseño sísmico basado en desempeño un procedimiento alternativo para análisis y diseño sísmico de edificios; Available at: https://www.achisina.cl/images/PBD/ACHISINA_Procedimiento_Alternativo_para_el_An%C3%A1lisis_y_Dise%C3%B1o_S%C3%ADsmico.pdf
- [9] LATBSDC. (2020). An Alternative Procedure for Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the los Angeles Region. Available at: <https://www.latallbuildings.org/documents>.
- [10] Graham H. Powell. (2006). Static pushover methods – explanation, comparison, and implementation. Available at: <https://wiki.csiamerica.com/display/perform/Static+pushover+methods+-+explanation%2C+comparison+and+implementation>
- [11] R. K. Goel and A. K. Chopra. (2005). Modal Pushover Analysis for Unsymmetric Buildings.
- [12] FEMA440. (2005). Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures FEMA 440 nehrp. Available at: <https://mitigation.eeri.org/wp-content/uploads/fema-440.pdf>
- [13] ATC-40. (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings Volume 1 aTe Applied Technology Council Proposition 122 Seismic Retrofit Practices Improvement Program.”

- [14] C. Chintanapakdee, A. K. Chopra, and M. Asce. (2004). Seismic Response of Vertically Irregular Frames: Response History and Modal Pushover Analyses, doi: 10.1061/ASCE0733-94452004130:81177.
- [15] J. C. Reyes and A. K. Chopra. (2011). Evaluation of three-dimensional modal pushover analysis for unsymmetric-plan buildings subjected to two components of ground motion, *Earthq Eng Struct Dyn*, vol. 40, no. 13, pp. 1475–1494, 2011, doi: 10.1002/eqe.1100.
- [16] R. K. Goel and A. K. Chopra. (2004). Evaluation of Modal and FEMA Pushover Analyses: SAC Buildings, *Earthquake Spectra*, vol. 20, no. 1. Earthquake Engineering Research Institute, pp. 225–254, 2004. doi: 10.1193/1.1646390.
- [17] J. C. Reyes and A. K. Chopra. (2010). Three-dimensional modal pushover analysis of buildings subjected to two components of ground motion, including its evaluation for tall buildings, *Earthq Eng Struct Dyn*, vol. 40, no. 7, pp. 789–806, 2011, doi: 10.1002/eqe.1060.
- [18] X. Zhang. (2021). A comparative study on seismic response of a super high-rise building using conventional and modal pushover analysis, in *COMPDYN Proceedings*, National Technical University of Athens, 2021. doi: 10.7712/120121.8809.18506.
- [19] D. Sukamta and N. Alexander. (2020). Seismic design of a super-tall building: Indonesian experience, Conference on paper, *E3S Web of Conferences*, EDP Sciences, Mar. 2020. doi: 10.1051/e3sconf/202015605020.
- [20] J. B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park. (1988). THEORETICAL STRESS-STRAIN MODEL FOR CONFINED CONCRETE.
- [21] CSi Analysis Reference Manual.” [Online]. Available: www.csiamerica.com
- [22] NITS.GCR. (2017). Recommended modeling parameters and acceptance criteria for nonlinear analysis in support of seismic evaluation, retrofit, and design, Gaithersburg, MD. doi: 10.6028/NIST.GCR.17-917-45.
- [23] A. M. Reinhorn and M. R. Willford. (2010). Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design A Guide for Practicing Engineers Gregory G. Deierlein. Available at: <https://www.nehrp.gov/pdf/nistgcr10-917-5.pdf>
- [24] M. Daniel, Z. Ontiveros, K. P. Liévana, D. Rodriguez, and D. Murià Vila. (2022). COMPARACIÓN DE MODELOS NUMÉRICOS NO LINEALES DE COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO Performance Based Design of a Concrete Building View project Structural Health Monitoring of Infrastructure View project. Available at: <https://www.researchgate.net/publication/361447544>
- [25] Robert K. Dowell, Frieder Seible, and Edward L. Wilson. (1997). Pivot Hysteresis Model for Reinforced Concrete Members, *ACI STRUCTURAL JOURNAL*, title no. 95-S55.
- [26] Soon, Joo-Ki, and Lee, Chang – Hwan. (2020). Hysteresis Model for the Cyclic Response of Existing Reinforced Concrete Frames, *Journal of Korean Association for Spatial Structures*, vol. 20, no. 3, 2020, *Journal of Korean Association for Spatial Structures*, vol. 20, no. 3, 2020, doi: 10.9712/KASS.2020.20.3.81.

- [27] J. K. Son and C. H. Lee. (2021). Evaluation of appropriate hysteresis model for nonlinear dynamic analysis of existing reinforced concrete moment frames, *Materials*, vol. 14, no. 3, pp. 1–17, Feb. 2021, doi: 10.3390/ma14030524.
- [28] T. Tanaka, F. Watanabe, and M. O. Eberhard. (2006). Damage Assessment of Reinforced Concrete Columns Under High Axial Loading, Available at: <https://www.researchgate.net/publication/242140197>
- [29] PEER. (2003). Pacific earthquake engineering research center. Available at: <https://nisee.berkeley.edu/spd/search.html>
- [30] NISEE, PEER. The Earthquake Engineering Online Archive – NISEE e-Library. Available at: <https://nisee.berkeley.edu/elibrary/>
- [31] J. H. Thomsen and J. W. Wallace. (2004). Displacement-Based Design of Slender Reinforced Concrete Structural Walls-Experimental Verification. doi: 10.1061/ASCE0733-94452004130:4618.

Anexos

Anexo A. Evidencia de sumisión de tesis

Revista: Fracture and Structural Integrity

Link: <https://www.fracturae.com/index.php/fis/about>

Envío:

3/3/24, 21:55 cora monrroy | Evaluación del Desempeño Sísmico Aplicando NSP, MPA y NLRHA a Dos Propuestas Estructurales para un Edific...

Frattura ed Integrità Strutturale



← Back to Submissions

4872 / cora monrroy / Evaluación del Desempeño Sísmico Aplicando NSP, MPA y NLRHA

Library

Workflow

Publication

Submission

Review

Copyediting

Production

Submission Files

Search

▶	 24202	Art. Ronaldo K. (fracture).docx	March 4, 2024	First submission: paper as word file. MANDATORY (.docx, max 100 Mb)
---	---	---------------------------------	---------------	---

Download All Files

Pre-Review Discussions

Add discussion

Name	From	Last Reply	Replies	Closed
No Items				

Recepción:

3/3/24, 21:56

[FIS] Submission Acknowledgement - sr.rolly@gmail.com - Gmail



Buscar correo



[FIS] Submission Acknowledgement

Recibido a



Francesco Iacoviello via Italian Group Fracture <fracture@gruppofratture.eu>
para mí

ronaldo cosa mooney:

Thank you for submitting the manuscript, "Evaluación del Desempeño Sísmico Aplicando NSP, MPA y NLRHA a Dos Propuestas Estructurales para un Edificio Ima
are using, you will be able to track its progress through the editorial process by logging in to the journal web site:

Manuscript URL: <https://www.fracturae.com/index.php/its/authorDashboard/submition/4872>
Username: rolyyyy

If you have any questions, please contact me. Thank you for considering this journal as a venue for your work.

I wish to remember you that the Frattura ed Integrità Strutturale (Fracture and Structural Integrity) is financially supported by the Italian Group of Fracture and by cr
are required. We are grateful for your contribution to our journal and for being part of our great community.

Francesco Iacoviello

[Prof. Francesco Iacoviello](#)
Frattura ed Integrità Strutturale, Editor in Chief
Gruppo Italiano Frattura (IGF), President Emeritus
Università di Cassino e del Lazio Meridionale - DiCaM
via G. Di Biase 43, 03043 Cassino (FR), Italy
tel. +39 0776290381

Responder

Reenviar



Anexo B. Resolución del proyecto de tesis en formato artículo aprobación y designación de Jurados de Sustentación.



“AÑO DEL BICENTENARIO, DE LA CONSOLIDACIÓN DE NUESTRA INDEPENDENCIA, Y DE LA CONMEMORACIÓN DE LAS HEROICAS BATALLAS DE JUNÍN Y AYACUCHO”

RESOLUCIÓN N° 0160-2024/UPeU-FIA-CF

Lima, Ñaña, 26 de marzo de 2024

VISTO:

El expediente del bachiller **Ronaldo Kevin Cora Monroy** identificado(a) con código universitario N° **201220927**, de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Peruana Unión;

CONSIDERANDO:

Que la Universidad Peruana Unión tiene autonomía académica, administrativa y normativa, dentro del ámbito establecido por la Ley Universitaria N° 30220 y el Estatuto de la Universidad;

Que la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Peruana Unión, mediante sus reglamentos académicos y administrativos, ha establecido las formas y procedimientos para la sustentación de la tesis en formato artículo;

Que el Comité Dictaminador ha emitido su dictamen aprobando el informe de tesis titulado "Evaluación del Desempeño Sísmico Aplicando NSP, MPA y NLRHA a Dos Propuestas Estructurales para un Edificio Irregular de Concreto Armado de 14 Niveles", presentado por el bachiller **Ronaldo Kevin Cora Monroy**, reuniendo de esta manera las condiciones previas para la declaratoria de expedito para la programación de la sustentación;

Estando a lo acordado en la sesión del Consejo de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Peruana Unión, celebrada el 26 de marzo de 2024, y en aplicación del Estatuto y el Reglamento General de investigación de la Universidad;

SE RESUELVE:

1. Declarar expedito al bachiller **Ronaldo Kevin Cora Monroy**, para que sustente la tesis en formato artículo titulada "Evaluación del Desempeño Sísmico Aplicando NSP, MPA y NLRHA a Dos Propuestas Estructurales para un Edificio Irregular de Concreto Armado de 14 Niveles", conducente a la obtención del título profesional de Ingeniero Civil, el 23 de abril del 2024 a las 14:00 horas, en el Auditorio Wellesley Muir.
2. Designar el Jurado de Sustentación, encargado de gestionar la sustentación respectiva, el mismo que queda constituido por los siguientes miembros:

Presidente: Ing Juana Beatriz Aquisé Pari
Secretario: Dr. Leonel Suasaca Pelinco
Asesor: Ing Herson Duberly Pari Cusi
Vocal: Mg. Efraín Velásquez Mamani

Regístrese, comuníquese y archívese.




Dra. Erika Inés Acuña Salinas
DECANA




Ph.D. Silvia Pilco Quesada
SECRETARIA ACADÉMICA

cc:
-Interesado
-Jurado (04)
-Secretaría General
-Archivo

Anexo C: Figuras Adicionales.

Imagen 1: Cargas muertas y vivas en pisos típicos.

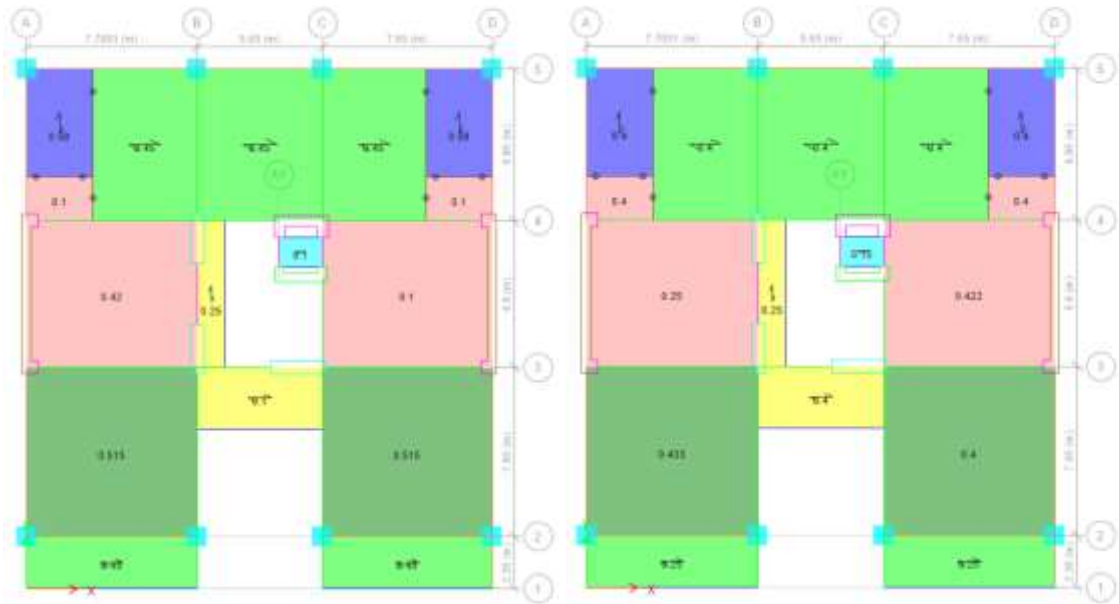


Imagen 2: Cargas muertas y vivas en techo.

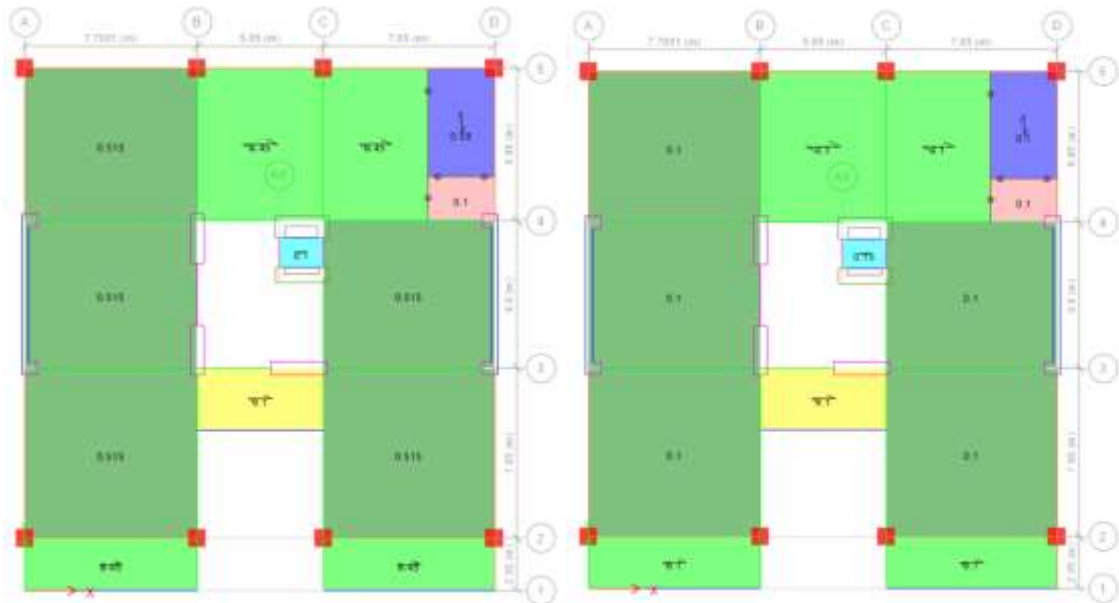


Imagen 3: Cargas muertas por tabique en vigas, piso típico.



Imagen 4: Cargas muertas por tabique en vigas, techo.

