

Análisis comparativo entre el método basado en desplazamientos (MBD) y el método basado en fuerzas (MBF) aplicado a edificio dual de 5 pisos

Comparative analysis between the displacement-based method (MBD) and the force-based method (MBF) applied to a dual 5-story building

Análise comparativa entre o método baseado em deslocamento (MBD) e o método baseado em força (MBF) aplicados a um edifício duplo de 5 andares

Guimo Zavala Cáceres¹, Genner Villarreal Castro^{2,()}*

Recibido: 27/03/2024

Aceptado: 09/10/2024

Resumen. - Esta investigación se aborda con el propósito de establecer el control de los efectos de mayores derivas en edificaciones aplicando los métodos de lineamientos sísmicos conforme a parámetros de la NTP E0.30, como estrategia de diseño bajo el enfoque del método basado en desplazamientos. La estructura como muestra es una edificación común con un sistema dual de 5 pisos que está ubicado en la ciudad de Arequipa, distrito de Cerro Colorado, para documentar cada cambio estructural en el proyecto se apoya en la utilización del programa informático de análisis estructural ETABS. Utilizando métodos de diseño sísmico basados en fuerzas como fundamento base y consiguientemente ser evaluado utilizando métodos de diseño sísmico basados en desplazamientos, que demostró buenas prácticas de ingeniería de diseño. Éste estudio se centra en la implementación del nuevo enfoque utilizando métodos modernos de diseño sísmico planteadas por Priestley et al., 2007 para evaluar edificios específicos y compararlos con los estándares destacados. Este nivel de trabajo es de naturaleza puramente teórica, la investigación de los métodos de diseño sísmico planteados se lleva a cabo a través de los estándares de diseño sísmico, permisibles en la norma peruana de diseño sismorresistente del RNE, el principal objetivo de este estudio es alcanzar los resultados esperados del comportamiento de las edificaciones bajo las aceleraciones del terreno, se determinaron los posibles daños de la estructura en caso de sismos severos o sismo de diseño así como para los diferentes niveles de sismo, se verificaron los máximos desplazamientos de la estructura, y se identificaron la condiciones contrapuestas de los métodos de delineamientos planteados.

Palabras clave: derivas, sistema dual, diseño sísmico, sismo severo, desplazamiento, fuerzas.

(*) Autor de correspondencia

¹ Ingeniero Civil, Universidad de San Martín de Porres (Perú), guimo_zavala@usmp.pe, ORCID iD: <https://orcid.org/0009-0008-8818-4604>

² Doctor en Ingeniería, Universidad de San Martín de Porres (Perú), gvillarrealc@usmp.pe, ORCID iD: <https://orcid.org/0000-0003-1768-646X>

Summary. - This research is addressed with the purpose of establishing control of the effects of greater drifts in buildings by applying seismic guidelines methods in accordance with parameters of the NTP E0.30, as a design strategy under the approach of the method based on displacements. The structure as a sample is a common building with a dual 5-story system that is located in the city of Arequipa, Cerro Colorado district. To document each structural change in the project, it is supported by the use of structural analysis software such as ETABS. . Using force-based seismic design methods as a base foundation and subsequently being evaluated using displacement-based seismic design methods that demonstrated good design engineering practices. This study focuses on the implementation of the new approach using modern seismic design methods proposed by Priestley et al., 2007 to evaluate specific buildings and compare them with leading standards. This level of work is purely theoretical in nature, the investigation of the proposed seismic design methods is carried out through the seismic design standards, permissible in the Peruvian standard precisely in the RNE, the main objective of this study is to achieve the expected results of the behavior of the buildings underground accelerations, the possible damage to the structure in case of severe earthquakes or design earthquakes were determined, as well as for the different earthquake levels, the maximum displacements of the structure were verified, and The contrasting conditions of the proposed delineation methods were identified.

Keywords: drifts, dual system, seismic design, severe earthquake, displacement, forces.

Resumo. - Esta pesquisa é abordada com o propósito de estabelecer o controle dos efeitos de maiores desvios em edifícios aplicando métodos de diretrizes sísmicas de acordo com os parâmetros do NTP E0.30, como uma estratégia de projeto sob a abordagem do método baseado em deslocamentos. A estrutura como amostra é um edifício comum com um sistema duplo de 5 andares que está localizado na cidade de Arequipa, distrito de Cerro Colorado. Para documentar cada mudança estrutural no projeto, é suportado pelo uso de software de análise estrutural como o ETABS. . Usando métodos de projeto sísmico baseados em força como uma fundação base e posteriormente sendo avaliados usando métodos de projeto sísmico baseados em deslocamento que demonstraram boas práticas de engenharia de projeto. Este estudo se concentra na implementação da nova abordagem usando métodos modernos de projeto sísmico propostos por Priestley et al., 2007 para avaliar edifícios específicos e compará-los com os principais padrões. Este nível de trabalho é puramente teórico por natureza, a investigação dos métodos de projeto sísmico propostos é realizada por meio dos padrões de projeto sísmico, permitidos no padrão peruano precisamente no RNE, o objetivo principal deste estudo é atingir os resultados esperados do comportamento das acelerações subterrâneas dos edifícios, os possíveis danos à estrutura em caso de terremotos severos ou terremotos de projeto foram determinados, bem como para os diferentes níveis de terremoto, os deslocamentos máximos da estrutura foram verificados, e as condições contrastantes dos métodos de delineamento propostos foram identificadas.

Palavras-chave: deriva, sistema dual, projeto sísmico, terremoto severo, deslocamento, forças.

1. Introducción. - El método basado en desplazamientos es relativamente nuevo y antes de aplicar este proceso para analizar la amplificación dinámica, se detalla brevemente el fundamento de este enfoque, que consiste en examinar la probabilidad de respuesta fuerza-desplazamiento hasta el punto en que se alcanza un estado límite. El criterio de elección del estado límite de interés será determinado por los propósitos de la evaluación, no obstante, según sostiene Priestley et al. (2007), el estado límite de prevenir el colapso será, en esencia, el estado límite fundamental para las estructuras existentes. Es decir, las estructuras deben diseñarse de tal manera que cumplan con las condiciones de deformación específicas para los sismos de diseño y puedan correlacionar directamente el daño y la deformación en lugar de lograr desplazamientos por debajo de los límites especificados.

Las normas y modelos de contención sísmica como la NTP E0.30 que precisa y reconoce que no es técnica ni económicamente posible dotar a la mayoría de las estructuras una protección integral contra todos los sismos, partiendo de este concepto, esta norma define exactamente los siguientes principios. Para el diseño de edificaciones reconocen una clase de intensidad sísmica de sismo severo, que para Visión 2000 y ASCE es sismo raro, y sismo de diseño para el ATC-40. Al diseñar para el desempeño sísmico de un solo nivel, según lo definido en la NTP E.030, existe incertidumbre respecto del comportamiento y desempeño estructural para muchos niveles de intensidad sísmica.

Hoy en día, el propósito de la construcción sismorresistente no es sólo el resguardo de vidas; sino es también controlar daños a elementos estructurales y no estructurales, además de componentes. Las normas actuales vinculan este enfoque en función de su desempeño sísmico regulatorio. En el diseño sísmico, el objetivo primordial es salvaguardar la vida, pero se da la razón que no es posible resguardar una estructura de todo tipo de ataques sísmicos y, por lo tanto, no exime a las estructuras del colapso. (Niquen, Villarreal, & Niquen, 2023).

En este estudio se da los alcances de los delineamientos planteados a través del análisis comparativo, se establece el desempeño estructural del edificio dual de 5 pisos y se analiza la diferenciación del período de vibración de la estructura, igualmente en principio la deriva, que es utilizada por diferentes estándares para valorar todos los cambios estructurales esencialmente la conducta estructural del proyecto, utilizando métodos modernos de diseño sísmico ceñidos a los estándares apreciables en la NTP E.030.

2. Conceptos, fundamentos y posibilidades de la ingeniería sísmica moderna. - Con base en la naturaleza imprevista de los movimientos sísmicos y el nivel actual de discernimiento y tecnología es claro que no es posible cambiar las particularidades del sismo, de allí que todas las normas de diseño sísmico deben concebirse como requisitos mínimos que deben acatarse, pero pueden no garantizar una buena conducta sísmica para todos los edificios.

2.1. Objetivos de delineamientos sismorresistentes. Existen algunas medidas para determinar los objetivos del diseño sísmico de edificaciones, que relaciona algunos escenarios de movimientos telúricos con diferentes tipos y magnitudes de perjuicios de edificaciones. A continuación, se resumen las adaptaciones de la iniciativa de Visión 2000 de la SEAOC:

Movimiento sísmico de diseño	Intervalo de recurrencia	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43 años	50 % en 30 años
Ocasional	72 años	50 % en 50 años
Raro	475 años	10 % en 50 años
Muy raro	950 años	10% en 100 años

Tabla I. Proposición de VISION 2000.

Los objetivos de desempeño se establecen conforme con la importancia del edificio, y para cada nivel de riesgo sísmico, se establece un grado aceptable de daño de acuerdo con la siguiente matriz.

Movimiento sísmico de diseño	Nivel de desempeño de la estructura			
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Próximo al Colapso
Frecuente (43 años)	1	0	0	0
Ocasional (72 años)	2	1	0	0
Raro (475 años)	3	2	1	0
Muy Raro (970 años)	-	3	2	1
0	Desempeño inaceptable			
1	Estructuras básicas			
2	Estructuras esenciales / riesgosas			
3	Estructuras de seguridad crítica			

Tabla II. Objetivos de Desempeño.

2.2. Parámetros sísmicos y regulaciones. - Se proporciona una visión general de los parámetros sísmicos (deriva - factor de comportamiento) de las regulaciones de cinco países latinoamericanos según el mapa de peligro sísmico detallado en la siguiente figura:

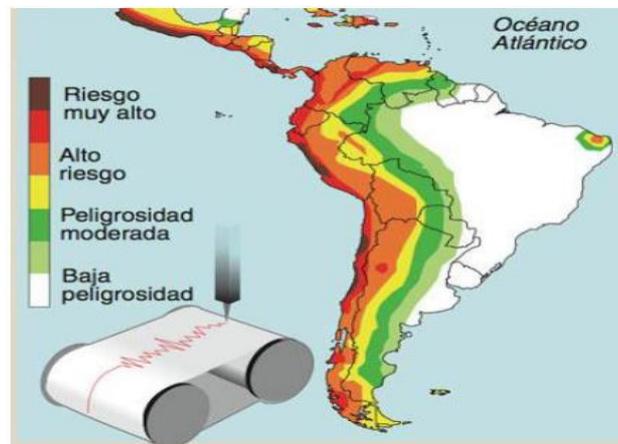


Figura I. Riesgo sísmico de Latinoamérica, fuente: USGS.

Factor de reducción de fuerza sísmica básica R

Los parámetros sísmicos considerados a continuación están relacionados con el tipo de estructura, objeto de estudio y corresponden a edificaciones de concreto armado conformadas por elementos estructurales (columnas y vigas) (Aguar F, 2007).

PAÍS	ESTÁNDAR	INERCIA	FACTOR R	DERIVA MAX.
Argentina	CIRSOC 103	Fisurada	7	0.015
Chile	NCh433	Bruta	7	0.001
Colombia	NSR-10	Bruta	7	0.01
Ecuador	NEC-SE-DS	Fisurada	6	0.02
Venezuela	COVENIN 1756-1	Bruta	6	0.018

Tabla III. País Norma Inercias Factor (R)

3. Método de diseño basado en fuerzas (MBF). - El método basado en fuerzas emplea el factor R para controlar el daño, se estima que una mayor resistencia conlleva daños menores, además, se admite que la rigidez no depende de la resistencia proporcionada a la estructura y el período de vibración se calcula sin consideración de la resistencia al comienzo del proceso de delineamiento. El MBF distingue que la resistencia que se otorga a las estructuras (a través del acero) no afecta su rigidez. Esto se demuestra mediante el uso de factores de reducción de inercia geométrica en las primeras etapas del proceso de delineamiento para estimar la rigidez de los miembros estructurales en base a su espesor o inercia, sin considerar la cuantía del refuerzo en los miembros.

3.1. Propiedades de los materiales. - De acuerdo a Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento [MVCS], (2019), señala en el RNE los siguientes parámetros:

Concreto en columnas

$f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$

$2,100 \text{ tf/m}^2$

$\gamma_{con} = 2,400 \text{ kgf/m}^3$

2.40 tf/m^3

Módulo de elasticidad

Concreto en vigas

$f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$

$2,100 \text{ tf/m}^2$

$\gamma_{con} = 2,400 \text{ kgf/m}^3$

2.40 tf/m^3

$$E_c = 15,000\sqrt{f'_c} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$E_c = 217,371 \text{ kgf/cm}^2$

$2,173,706.5 \text{ tf/m}^2$

$E_c = 217,371 \text{ kgf/cm}^2$

$2,173,706.5 \text{ tf/m}^2$

Módulo de poisson

$\nu_c = 0.15$

Albañilería (Masonry)

$f'_m = 65 \text{ kgf/cm}^2$

650 tf/m^2

$\gamma_{alb} = 1,900 \text{ kgf/m}^3$

1.90 t/m^3

$E_m = 32,500 \text{ kgf/cm}^2$

$325,000 \text{ tf/m}^2$

Acero de Refuerzo

$f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$

$42,000 \text{ tf/m}^2$

$\gamma_s = 7,850 \text{ kgf/m}^3$

7.85 tf/m^3

$f_u = 6,300 \text{ kgf/cm}^2$

$63,000 \text{ tf/m}^2$

$E_s = 2.0E+06 \text{ kgf/cm}^2$

Acabados

$w_{lad} = 90 \text{ kgf/m}^2$

$w_{piso} = 100 \text{ kgf/m}^2$

$w_{tabmov} = 210 \text{ kgf/m}^2$

$w_{acab} = 360 \text{ kgf/m}^2$

$w_{eq} = 0.5 \text{ kgf/m}^2$

0.36 tf/m^2

Sobrecarga (S/C)

$w_{oficina} = 250 \text{ kgf/m}^2$

0.25 tf/m^2

$w_{pasadizo} = 400 \text{ kgf/m}^2$

0.40 tf/m^2

$w_{azotea} = 100 \text{ kgf/m}^2$

0.10 tf/m^2

Propiedades del Suelo:

Suelo Tipo S2

$\gamma_{adm} = 3.50 \text{ kgf/cm}^2$

35.0 tf/m²

3.2. Determinación de las acciones sísmicas. - De acuerdo la NTP E0.30 los desarrollos sísmicos de la estructura de un edificio dependen de la zona sísmica (Z), el uso del edificio (U), las propiedades dinámicas del edificio (T, C), el factor de reducción (R) y el perfil del suelo (S, Tp, TL).

Peligro sísmico

Fundamentalmente esta fase depende únicamente de la ubicación y las particularidades del suelo de cimentación por ende el proyecto no depende de las tipologías del edificio.

○ **Factor zona**

Según la NTP E.030 (2019), las zonificaciones propuestas están en base a las distribuciones espaciales observadas de los sismos, las peculiaridades generales y sus atenuaciones con el trayecto epicentral y la investigación neotectónica.

Zona	Z
Z3	0.35

Tabla IV. Factor Z

○ **Perfil de Suelo**

La NTP E.030 (2019), indica que, con base en los resultados del EMS, los suelos se establecen acorde a la Sección 12.1, definiéndose cinco tipos de terreno.

Perfil	V _s	N60	SU
S2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 Kpa a 100 Kpa

Tabla V. Categorización del perfil de suelo.

○ **Parámetros de Sitio S, TP y TL**

Según la NTP E.030 (2019), toma en cuenta el tipo de perfil que más se adecua a los estados particulares empleando los valores apropiados del coeficiente de amplificación del terreno S y el período TP y TL mostrados como sigue en Tablas 6 y 7.

Zona	Suelo
Z3	S2
	1.15

Tabla VI. Factor de suelo.

Perfil de Suelo	S2
TP (s)	0.60
TL (s)	2.00

Tabla VII. Periodos "TP" y "TL".

○ **Factor (C)**

NTP E.030 (2019), indica que, en función de las particularidades del lugar, el factor de amplificación sísmica se precisa según las expresiones:

$$\begin{aligned}
 T < T_p & \qquad C=2.5 \\
 T_p < T < T_p & \qquad C = 2.50. \left(\frac{T_p}{T}\right) \\
 T > T_L & \qquad C = 2.50. \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)
 \end{aligned}$$

3.3. Características de la edificación

○ **Factor (U)**

Como señala la NTP E.030 (2019), clasifica cada estructura según las condiciones referidas sucesivamente:

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U	
C	Edificaciones Comunes	Ver E.030	1.00

Tabla VIII. Categoría de las edificaciones y factor "U".

○ **Coefficiente de reducción sísmica**

La NTP E.030 (2019), indica que, si un edificio tiene más de un sistema estructural constructivo en las trayectorias de análisis, se toma el factor Ro más bajo correspondiente, como se muestra:

Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción Ro (*)
Concreto Armado:	
Dual	7

Tabla IX. Sistemas estructurales.

○ **Regularidad estructural**

Según la NTP E.030 (2019), denota la clasificación de estructuras como irregular o regular.

○ **Factores de irregularidad**

El factor Ia se determinó como el valor más bajo en la Tabla 12, que corresponde al alto grado de irregularidades de la estructura existente en ambas orientaciones de análisis (NTP E.030, 2019, pág. 16).

Irregularidad de Rigidez - Piso Blando. -

$$\frac{K_i}{K_{i+1}} < 0.70 \qquad \frac{K_i}{\frac{K_{i+1}+K_{i+2}+K_{i+3}}{3}} < 0.80 \qquad I_a = 0.75$$

N	Rigidez		CONDICIÓN 1		CONDICIÓN 2		ESTADO
	K _{xx}	K _{yy}	X - X	Y - Y	X - X	Y - Y	
5	46328	50804					
4	81523	92210	1.76	1.82			REGULAR
3	107341	123559	1.32	1.34			REGULAR
2	131205	150764	1.22	1.22	1.67	1.70	REGULAR
1	168985	188658	1.29	1.25	1.58	1.54	REGULAR

Tabla X. Evaluación de rigidez - piso blando.

$$I_a = 1$$

Irregularidad Extrema de Rigidez. -

$$\frac{K_i}{K_{i+1}} < \mathbf{0.60} \qquad \frac{K_i}{\frac{K_{i+1}+K_{i+2}+K_{i+3}}{3}} < \mathbf{0.70} \qquad I_a = \mathbf{0.50}$$

N	Rigidez		CONDICIÓN 1		CONDICIÓN 2		ESTADO
	K _{xx}	K _{yy}	X - X	Y - Y	X - X	Y - Y	
5	46328	50804					
4	81523	92210	1.76	1.82			REGULAR
3	107341	123559	1.32	1.34			REGULAR
2	131205	150764	1.22	1.22	1.67	1.70	REGULAR
1	168985	188658	1.29	1.25	1.58	1.54	REGULAR

Tabla XI. Evaluación de extrema rigidez.

$$I_a = 1$$

Irregularidad de Resistencia - Piso Débil. -

$$\frac{v_i}{v_{i+1}} < \mathbf{0.80} \qquad I_a = \mathbf{0.75}$$

N	CORTANTE		EVALUACIÓN		ESTADO
	V _{xx}	V _{yy}	X - X	Y - Y	
5	164.15	164.15			
4	346.62	346.62	2.11	2.11	REGULAR
3	488.55	488.55	1.41	1.41	REGULAR
2	589.20	589.20	1.21	1.21	REGULAR
1	647.94	647.94	1.10	1.10	REGULAR

Tabla XII. Evaluación de Resistencia - Piso Débil

$$I_a = 1$$

Irregularidad Extrema de Resistencia

$$\frac{v_i}{v_{i+1}} < \mathbf{0.65} \qquad I_a = \mathbf{0.50}$$

N	CORTANTE		EVALUACIÓN		ESTADO
	V _{xx}	V _{yy}	X - X	Y - Y	
5	164.15	164.15			
4	346.62	346.62	2.11	2.11	REGULAR
3	488.55	488.55	1.41	1.41	REGULAR
2	589.20	589.20	1.21	1.21	REGULAR
1	647.94	647.94	1.10	1.10	REGULAR

Tabla XIII. Evaluación de Extrema de Resistencia.

$$I_a = 1$$

Irregularidad de Masa o Peso. -

$m_i > 1.50 m_{i+1}$		ó	$m_i > 1.50 m_{i-1}$		$I_a = 0.90$
Piso	Masa (Tf-s ² /m)	mi/mi+1	mi/mi-1	ESTADO	
5	69.78				
4	95.47		0.99	REGULAR	
3	96.54	1.01	0.99	REGULAR	
2	97.80	1.01	0.98	REGULAR	
1	99.89	1.02		REGULAR	

Tabla XIV. Evaluación de Masa o Peso

$$I_a = 1$$

Irregularidad Geométrica Vertical. -

$$\frac{b_2}{b_1} > 1.30 \quad I_a = 0.90$$

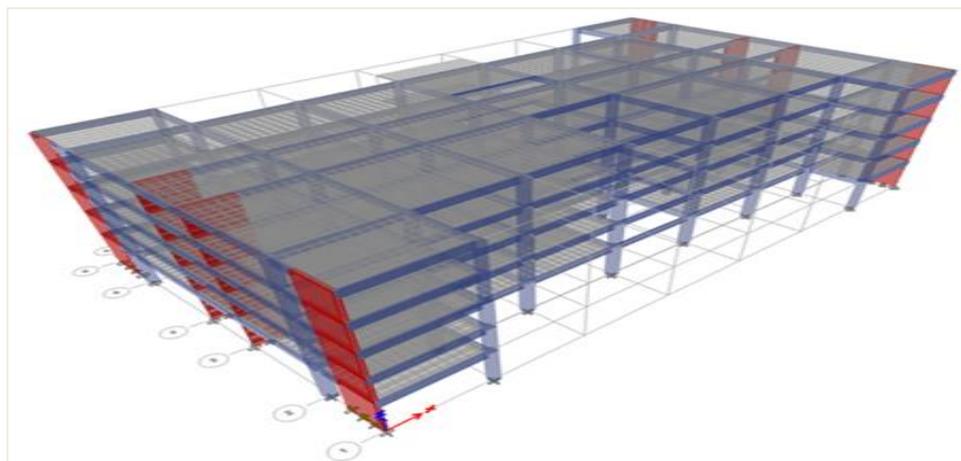


Figura II. Geometría vertical de la muestra

$$I_a = 1$$

Dirección X-X

b2= 25.00 m b2/b1= 1.00
 b1= 25.00 m

Dirección Y-Y

b2= 43.50 m b2/b1= 1.00
 b1= 43.50 m

- **Discontinuidad en los Sistemas Resistentes.**

$$V_{elemento} \geq 0.10 V_{Edificio} \quad y \quad e > 0.25 b \quad I_a = 0.80$$

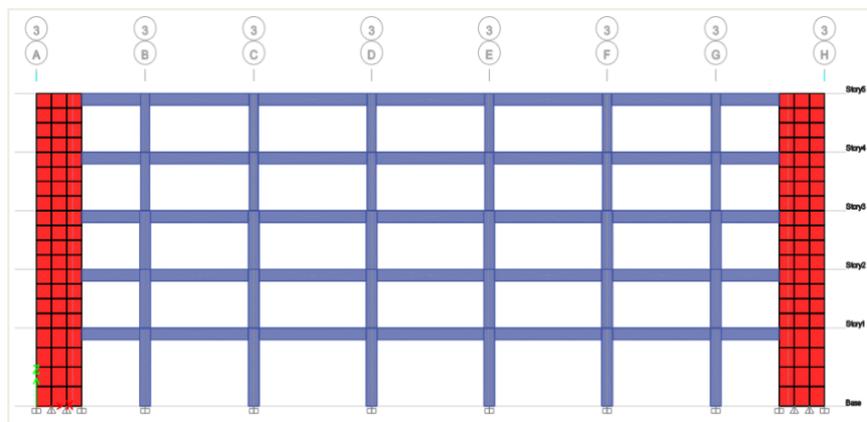


Figura III. Sistema estructural de la muestra.

$$I_a = 1$$

- **Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes.**

$$V_{elemento} \geq 0.25 V_{edificio} \quad y \quad e > 0.25 b \quad I_a = 0.60$$

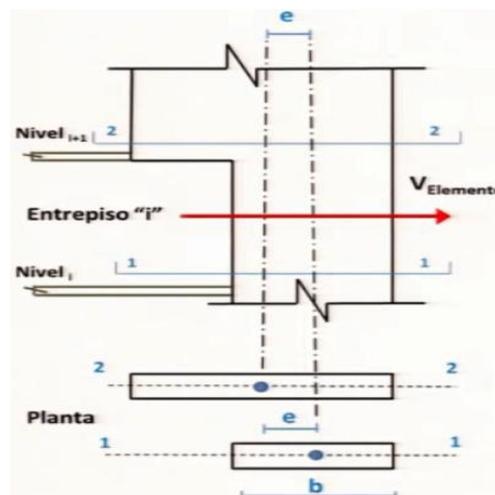


Figura IV. Evaluación de discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes

Cortante

Velem = 0.00 tnf
 Vedif = 1.00 tnf

Velem/Vedif = 0.00

Desalineamiento

e = 0.00 m e/b= 0.00
 b = 1.00 m

$$I_a = 1$$

o **Irregularidades estructurales en planta**

Irregularidad Torsional. -

$$\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{h_i} > 1.30 \frac{\Delta_{prom}}{h_i} \qquad I_p = 0.75$$

PISO	DRIFT Max. X-X	Desplazam. CM x-x	DRIFT CM x-x	Ratio	ESTADO
5	0.00092	0.01665	0.00088	1.047	REGULAR
4	0.00118	0.01401	0.00113	1.039	REGULAR
3	0.00129	0.01061	0.00124	1.033	REGULAR
2	0.00128	0.00688	0.00124	1.028	REGULAR
1	0.00081	0.00316	0.00079	1.027	REGULAR

Tabla XV. Evaluación de irregularidad torsional X-X.

PISO	DRIFT Max. Y-Y	Desplazam. CM y-y	DRIFT CM y-y	Ratio	ESTADO
5	0.00086	0.01480	0.00081	1.065	REGULAR
4	0.00106	0.01238	0.00102	1.041	REGULAR
3	0.00113	0.00933	0.00108	1.040	REGULAR
2	0.00112	0.00608	0.00107	1.039	REGULAR
1	0.00073	0.00286	0.00071	1.028	REGULAR

Tabla XVI. Evaluación de irregularidad torsional Y-Y.

$$I_p = 1$$

Irregularidad Torsional Extrema. -

$$\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{h_i} > 1.50 \frac{\Delta_{prom}}{h_i} \qquad I_p = 0.60$$

PISO	DRIFT Max. X-X	Desplaza. CM x-x	DRIFT CM x-x	Ratio	ESTADO
5	0.00092	0.01665	0.00088	1.047	REGULAR
4	0.00118	0.01401	0.00113	1.039	REGULAR
3	0.00129	0.01061	0.00124	1.033	REGULAR
2	0.00128	0.00688	0.00124	1.028	REGULAR
1	0.00081	0.00316	0.00079	1.027	REGULAR

Tabla XVII. Evaluación de irregularidad torsional extrema X-X.

PISO	DRIFT Max. Y-Y	Desplaza. CM y-y	DRIFT CM y-y	Ratio	ESTADO
5	0.00086	0.01480	0.00081	1.065	REGULAR
4	0.00106	0.01238	0.00102	1.041	REGULAR
3	0.00113	0.00933	0.00108	1.040	REGULAR
2	0.00112	0.00608	0.00107	1.039	REGULAR
1	0.00073	0.00286	0.00071	1.028	REGULAR

Tabla XVIII. Evaluación de irregularidad torsional extrema Y-Y.

$$I_p = 1$$

La NTP E.030 (2019), compara la distorsión máxima respecto del centro de masa y asume que califica como irregularidad torsional, si la división es mayor que el 1.30, extrema si es mayor que 1.5, este razonamiento se emplea solo a edificio con diafragma rígido y si el desplazamiento al límite relativo de entre pisos destaca el 50% es decir para una edificación de concreto si se tiene la deriva permisible máxima es de 0.007 quiere decir que para derivas menores al 50% es decir 0.0035 ya no consideraría irregularidad, no amerita hacer la verificación porque la situación es muy pequeña entonces en la nueva norma se compara la distorsión máxima respecto al centro de masa.

Esquinas Entrantes. -

$a > 0.20 A$	y	$b > 0.20 B$	$I_a = 0.90$
Dirección X-X		Dirección Y-Y	
a= 31.50 m		b= 4.00 m	
A= 43.50 m		B= 25.00 m	
a/A= 72%		b/B= 16%	

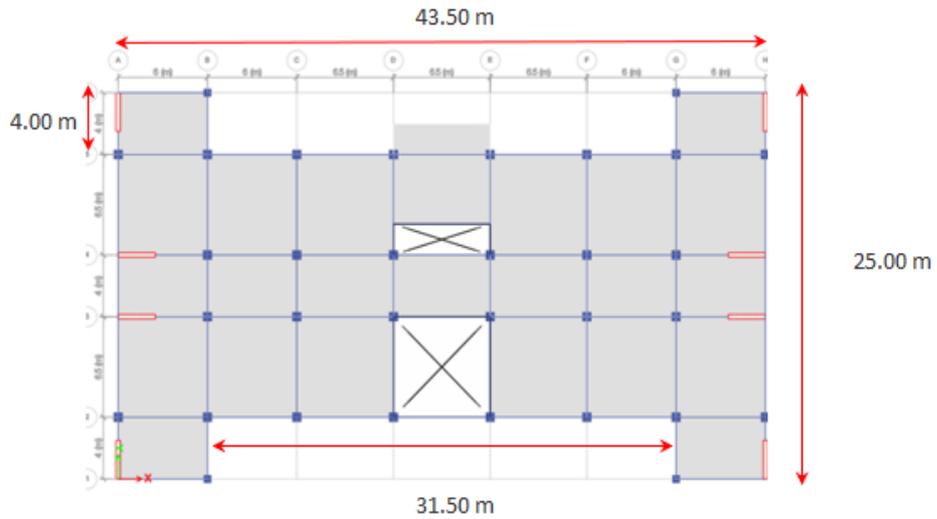


Figura V. Evaluación de esquinas entrantes

$$I_p = 1$$

Discontinuidad del Diafragma. -

$$A' > 50\% A_{Total}$$

$$A_{neta-i} < 25\% A_{st-total}$$

$$I_p = 0.85$$

	Corte 1-1	Corte 2-2
A'= 55.25 m ²	Aneta-1= 1.02 m ²	Aneta-2= 4.44 m ²
Atotal=835.50 m ²	Ast-total= 2.04 m ²	Ast-total= 5.22 m ²
A'/Atotal=6.61%	A1/Ast-total= 50.00%	A2/Ast-total= 85.06%

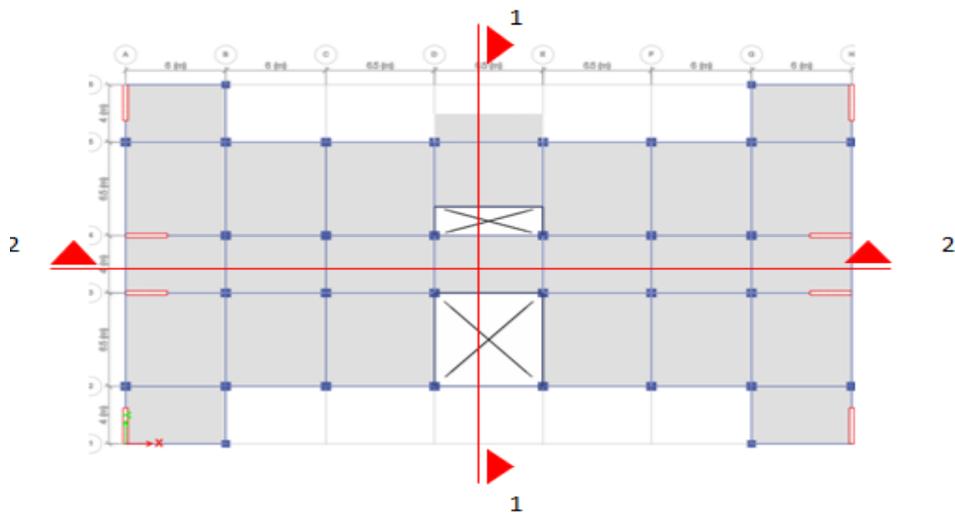


Figura VI. Evaluación de discontinuidad de diafragma

$$I_p = 1$$

Sistemas no Paralelos. -

$$\theta > 30^\circ \quad V_{elem \text{ no paralelos}} > 10\% V_{base} \quad I_p = 0.90$$

Angulo entre Elementos Resistentes
 $\theta = 0.00^\circ$

Cortante
 $V_{elem} = 835.50 \text{ tnf}$
 $V_{base} = 835.50 \text{ tnf}$
 $V_{elem}/V_{bas} = 1.00$

$$I_p = 1$$

Resumen: De las tablas anteriores obtenemos los respectivos I_a e I_p

$$I_a = 1.00 \quad I_p = 1.00$$

○ **Restricciones a la irregularidad**

Según la NTP E.030 (2019), en el diseño de las edificaciones se observan las restricciones de irregularidades especificadas en la Tabla N°19 según su categoría y el territorio donde se ubican.

Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
C	1	Sin restricciones

Tabla XIX. Categoría y regularidad de las edificaciones

○ **Coefficiente de Disminución de la Fuerza Sísmica R**

Según la NTP E.030 (2019), el coeficiente de comportamiento de la energía sísmica se establece como el producto mostrado en la siguiente ecuación:

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p = (7) (1) (1) = 7$$

○ **Evaluación del Peso Sísmico (Psism)**

Según la NTP E.030 (2019), el peso (P) se computa considerando las descripciones siguientes:

- Categoría C, se toma el 25% CV

$$P_{sism} = 100\%CM + 25\%CV$$

3.4. Procedimientos de Análisis sísmico estático

○ **Periodo fundamental de vibración**

La NTP E.030 (2019), los periodos para cada trayectoria se estiman bajo la ecuación:

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

Dirección x-x

h_n = 16.00 m
 C_T = 60
T = 0.2667 s
 0.85xT = 0.2267 s

○ **Distribución de la fuerza sísmica en altura**

2. La NTP E.030 (2019), La fuerza sísmica horizontal de cualquiera de los niveles convenientes a la trayectoria estimada se calcula como sigue:

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

$$T \leq 0.50s \quad k = 1.0$$

$$T > 0.50s \quad k = (0.75 + 0.50T) \leq 2.0$$

Piso	P _i	h _i	P _i *h _i ^k	a _i	F _i (Tf)	V _i (Tf)
Azotea	684.52	16.00	10,952.39	0.25	164.15	164.15
Piso 4	936.57	13.00	12,175.40	0.28	182.47	346.62
Piso 3	947.01	10.00	9,470.12	0.22	141.93	488.55
Piso 2	959.40	7.00	6,715.81	0.16	100.65	589.20
Piso 1	979.90	4.00	3,919.61	0.09	58.74	647.94
SP _i *H _i =			43,233.33			

Tabla XX. Distribución de la fuerza sísmica

○ **Fuerza cortante basal**

La NTP E.030 (2019), el cortante basal de las estructuras correspondientes a las direcciones estimadas está determinada mediante la representación siguiente:

$$C_b = \frac{Z.U.C.S}{R} \qquad \frac{C}{R} \geq 0.11$$

• **Cortante basal x-x**

Z= 0.35 T_p = 0.60 s
 U= 1.00 T_L = 2.00 s
 C_x= 2.50
 S= 1.15
 R_x= 7 **C b-x = 0.1438** **kx= 1.0**
 C_x/R_x = 0.36 0.11 Ok

3.5. Desarrollo con el programa ETABS. -

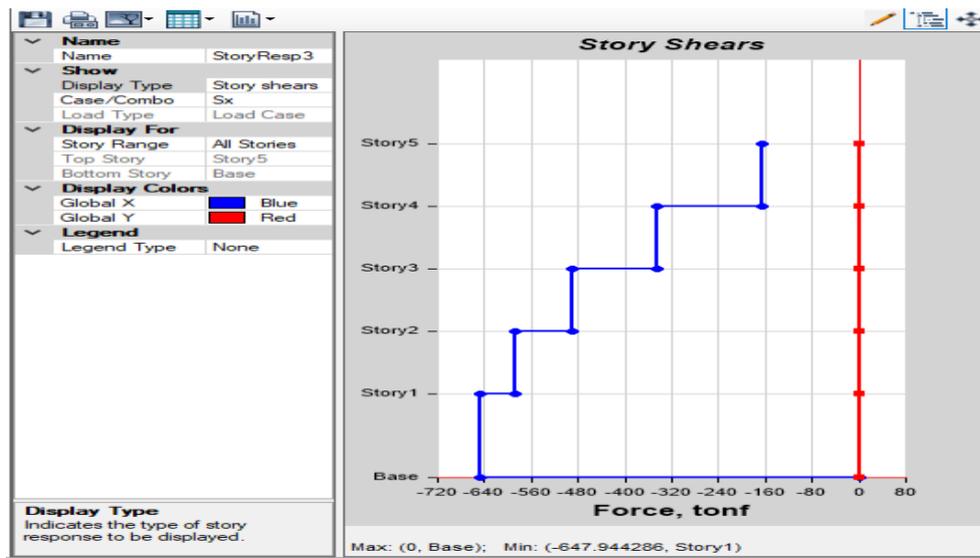


Figura VII. Cortantes en la dirección X-X – ETABS.

Piso	Pi	hi	Pi*hi^k	ai	Fi (tnf)	Vi (tnf)
5	684.52	16.00	10,952.39	0.25	164.15	164.15
4	936.57	13.00	12,175.40	0.28	182.47	346.62
3	947.01	10.00	9,470.12	0.22	141.93	488.55
2	959.40	7.00	6,715.81	0.16	100.65	589.20
1	979.90	4.00	3,919.61	0.09	58.74	647.94
SPi*Hi =			43,233.33			

Tabla XXI. Historia de cortantes de análisis estático X-X.

Masa (tnf.s2/m)	Peso (tnf)
69.78	684.52
95.47	936.57
96.54	947.01
97.80	959.40
99.89	979.90

Tabla XXII. Historia de masas.

○ **Modos y períodos de vibración**

Para el análisis de los modos de vibración se considerarán en función de la cantidad de elevaciones, por cada piso. Según NTP E.030 (2019), es preciso que se controle la masa en la trayectoria de la evaluación (masa participativa) se obtenga como mínimo el 90% de la masa general.

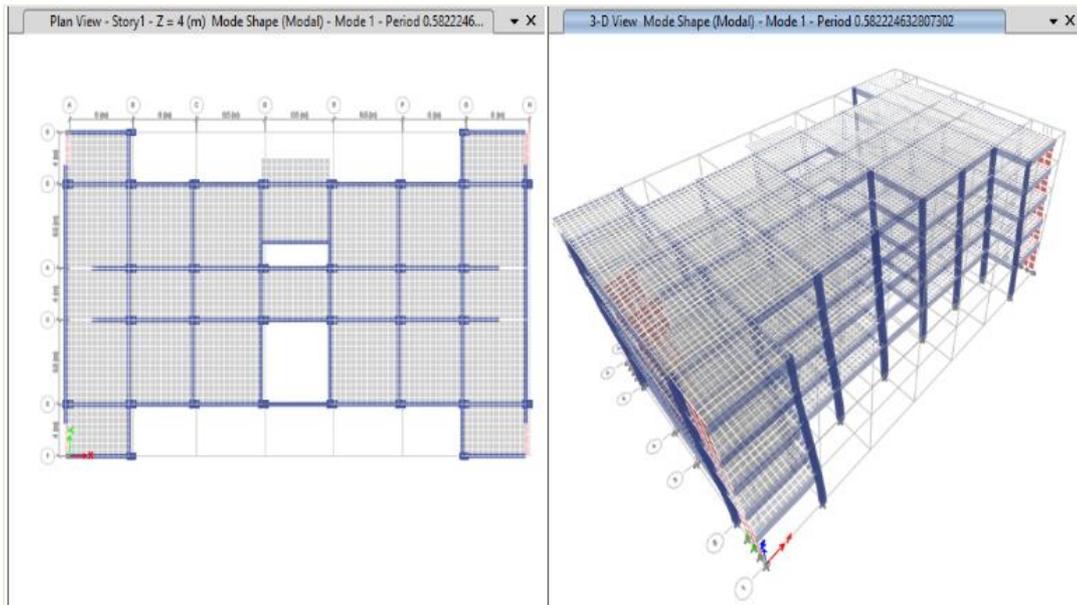


Figura VIII. Periodos de vibración modo 1 – ETABS

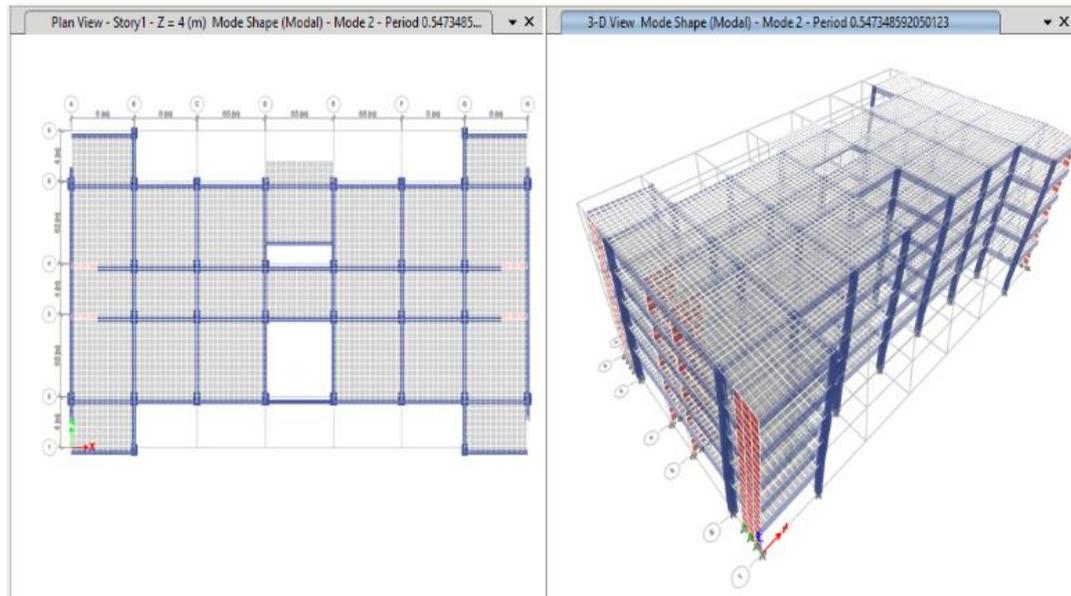


Figura IX. Periodos de vibración modo 2 – ETABS.

Periodos del ETABS		
Dirección	T (s)	0.85*T
X-X	0.582	0.495
Y-Y	0.547	0.465

Tabla XXIII. Resumen de periodos de vibración.

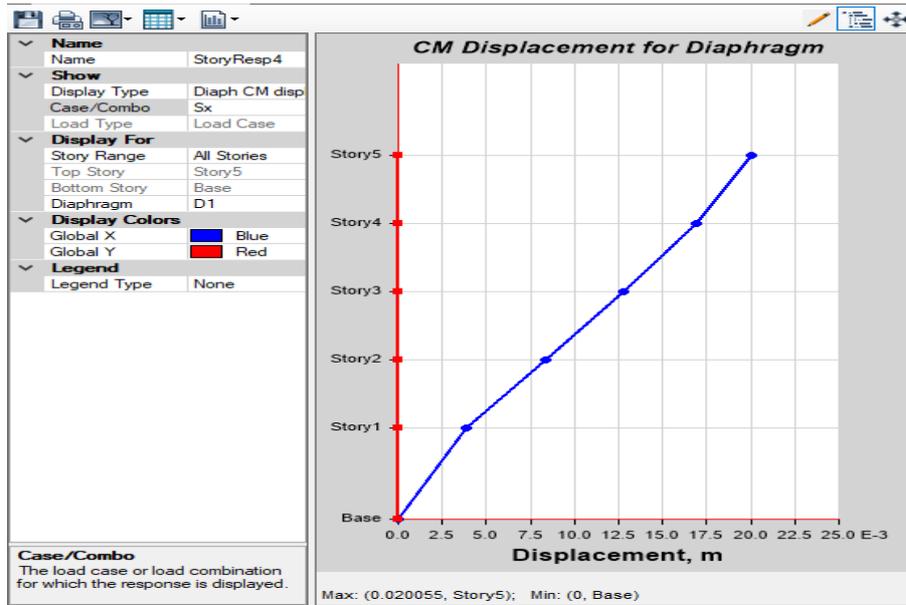


Figura X. Máximos desplazamientos del CM en X-X – ETABS.

PISO	Vi Tf	Pi Tf	fi Tf	di (CM) m	Pi x di ² seg	fi x di
5	164.15	684.52	164.15	0.02006	0.2753	3.2919
4	346.62	936.57	182.47	0.01690	0.2675	3.0840
3	488.55	947.01	141.93	0.01282	0.1556	1.8193
2	589.20	959.40	100.65	0.00833	0.0665	0.8379
1	647.94	979.90	58.74	0.00383	0.0144	0.2252
			647.94	Σ	0.7793	9.2583

Tabla XXIV. Historia de máximos desplazamientos del CM en X-X.

$$T_x = 0.582 \text{ s}$$

$$0.85T_x = 0.495 \text{ s}$$

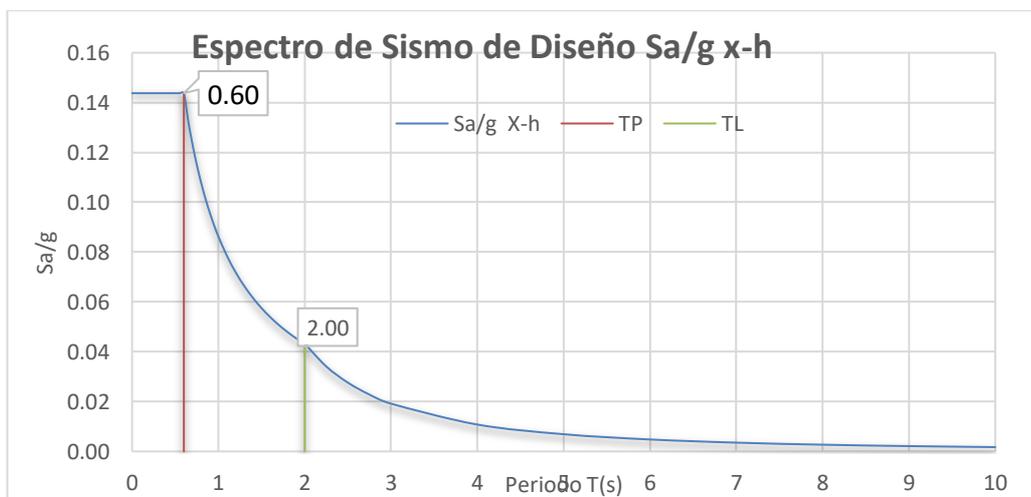


Figura XI. Espectro de sismo de diseño.

○ **Combinación de carga**

La NTP E.030 (2019), instituye una sucesión de combinaciones agrupadas a un elemento de desarrollo de carga los mismos que establecen las fuerzas ultimas de lineamiento, y estas están dadas por las combinaciones siguientes:

$$U=1.40.CM+1.70.CV$$

$$U=1.25.CM+1.25.CV\pm 1.0.CS$$

$$U=0.9.CM \pm 1.0.CS$$

○ **Confrontación de la cortante en la base estática y dinámica**

La NTP E.030 (2019) indica que, para estructuras regulares, la fuerza cortante generada por el AD no debe ser < 80 % con relación a la fuerza cortante generada por el AE, y para estructuras irregulares, no debe ser < 90 %. Sin embargo, se debe manejar factores de escala y revisar repetidamente la distorsión de entrepisos.

Sismo Dirección	Dinámico	Estático	Regularidad Estructural	%Vest	V Est min.	Escarlar
Dir X-X	533.64	647.94	Estructura Regular	80.00%	518.355	0.971

Tabla XXV. Cortantes basales estático y dinámico.

○ **Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles**

De la misma forma la NTP E.030 (2019), refiere que el desplazamiento para una estructura regular se cuantifica castigando los valores obtenidos en el AEL por 0,75 R, con demandas sísmicas disminuidas. En el otro caso, se multiplican por 0,85 R para calcular los desplazamientos para estructuras irregulares.

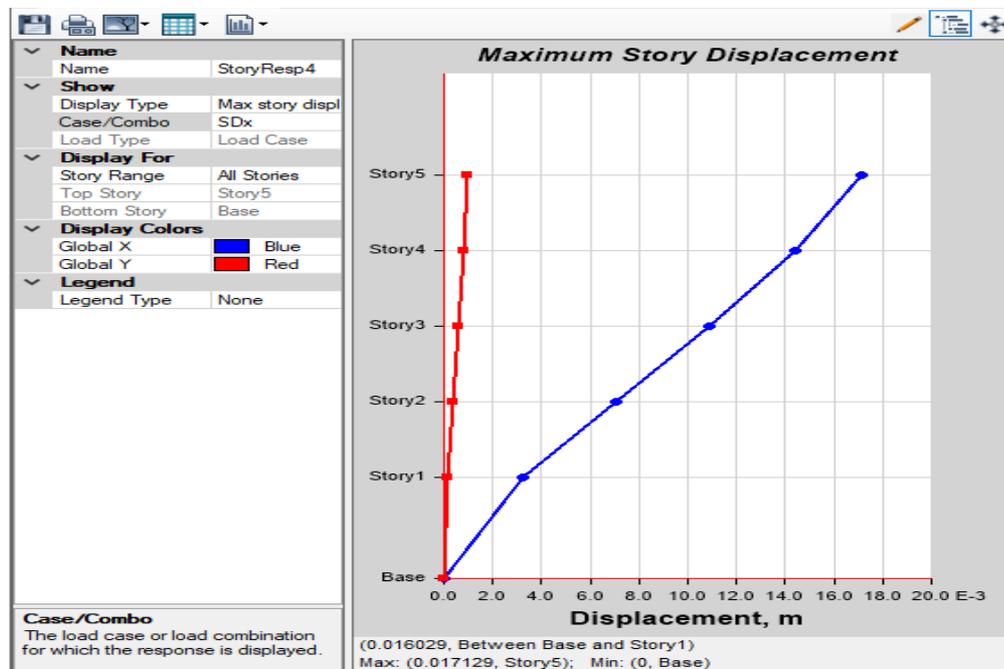


Figura XII. Desplazamientos laterales Dirección X-X- ETABS.

Piso	Altura entrepiso	Máx. Desplaz. del Piso	Deriva			
			Elástica	Factor	Rx	Inelástica
5	3.00	0.017129	0.000907	0.75	7.00	0.00476
4	3.00	0.014409	0.001168	0.75	7.00	0.00613
3	3.00	0.010905	0.001280	0.75	7.00	0.00672
2	3.00	0.007066	0.001273	0.75	7.00	0.00669
1	4.00	0.003246	0.000812	0.75	7.00	0.00426

Tabla XXVI. Historia de desplazamientos laterales Dirección X-X

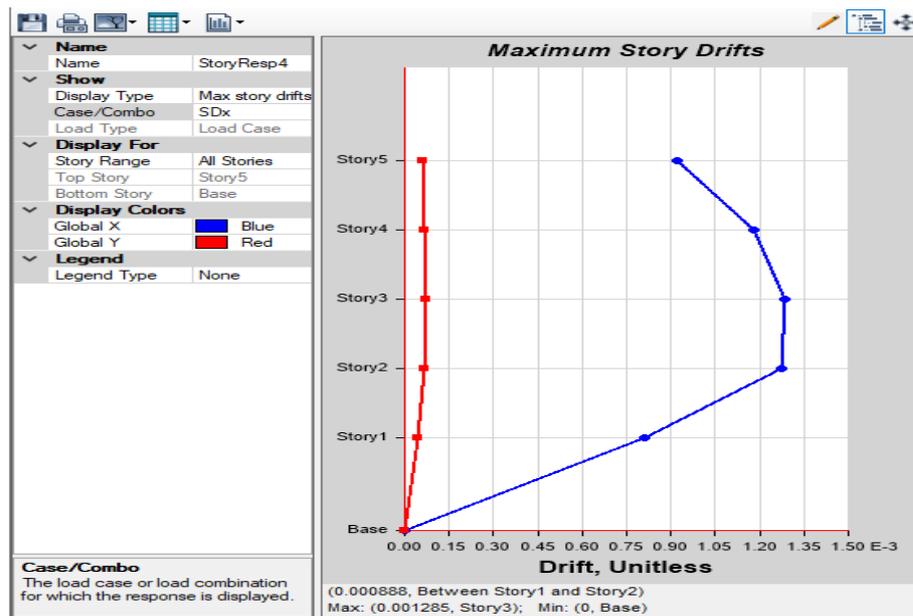


Figura XIII. Máxima deriva X-X – ETABS

Piso	Deriva		
	Inelástica	Máxima	Control
5	0.00476	0.007	¡Ok!
4	0.00613	0.007	¡Ok!
3	0.00672	0.007	¡Ok!
2	0.00669	0.007	¡Ok!
1	0.00426	0.007	¡Ok!

Tabla XXVII. Control de deriva máxima en la dirección X-X.

4. Aplicación del método de diseño basado en desplazamientos MBD. - Como dimensiones preliminares de la edificación se usó la evaluación de espectro modal elaborado en el apartado preliminar, donde se utilizaron los estándares. Después del proceso del diseño preliminar se desarrollará el proceso de cálculo con las secciones indicadas en la Tabla 28.

Como plantea Priestley et al. (2007), confirma que el enfoque de MBD es un tema creado para globalizar toda la estructura, regular o infrecuente, por razones de capacidad de diseño sísmico eficiente en la estructura, de esa manera lograr los excelentes resultados.

# PISO	VIGAS		Columnas Centrales		Columnas Perimetrales		Columnas Esquinas	
	B (m)	H (m)	B (m)	H (m)	B (m)	H (m)	B (m)	H (m)
5	0.25	0.6	0.5	0.5	0.5	0.5	0.4	0.4
4	0.25	0.6	0.5	0.5	0.5	0.5	0.4	0.4
3	0.25	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.5	0.5
2	0.25	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.5	0.5
1	0.25	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.5	0.5

Tabla XXVIII. Secciones de elementos estructurales.

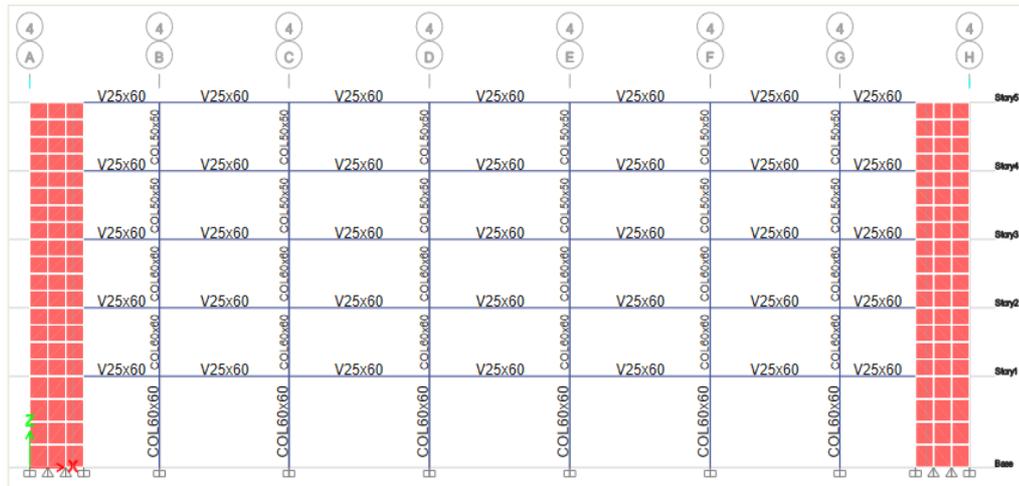


Figura XIV. Modelo estructural vista en corte 4-4.

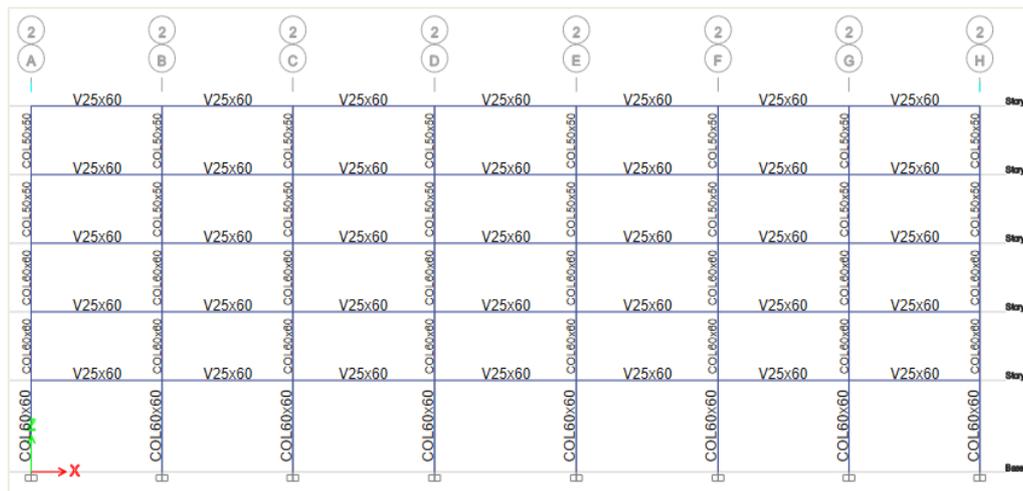


Figura XV. Modelo estructural vista en corte 2-2.

Determinación del desplazamiento de fluencia

$$E_y = \frac{1.1x F_y}{E_c}$$

$$E_y = \frac{1.1x 4200 \text{ kg/cm}^2}{2 * 10^6} = 0.0023$$

$$\theta_y = 0.50 * E_y * \left(\frac{L_b}{h_b}\right)$$

$$\theta_y = 0.50 * 0.0023 * \left(\frac{6.5}{0.6}\right) = 0.0125$$

Cálculo de desplazamientos de Diseño de sistema equivalente

$$\Delta_c = \Delta_1$$

$$\Delta_c = \Delta_1 = 0.02 * 4m = 0.08 m$$

Luego se establece la deformación relacionada con el modo inicial de la conducta sistema inelástico " δ_i " se puede determinar utilizando las ecuaciones sucesivas:

$$\delta_i = \left(\frac{Hi}{Hn}\right) \leq 4$$

$$\delta_i = \frac{4}{3} x \left(\frac{Hi}{Hn}\right) x \left(1 - \frac{Hi}{4Hn}\right) \quad n > 4$$

Donde:

Hi = Altura nivel iesimo

Hn = Altura total

$$\delta_1 = \frac{4}{3} x \left(\frac{4m}{16m}\right) x \left(1 - \frac{4m}{4 * 16m}\right) = 0.3125$$

$$\delta_2 = \frac{4}{3} x \left(\frac{7m}{16m}\right) x \left(1 - \frac{7m}{4 * 16m}\right) = 0.5195$$

$$\delta_3 = \frac{4}{3} x \left(\frac{10m}{16m}\right) x \left(1 - \frac{10m}{4 * 16m}\right) = 0.7031$$

$$\delta_4 = \frac{4}{3} x \left(\frac{13m}{16m}\right) x \left(1 - \frac{13m}{4 * 16m}\right) = 0.8633$$

$$\delta_5 = \frac{4}{3} x \left(\frac{16m}{16m}\right) x \left(1 - \frac{16m}{4 * 16m}\right) = 1$$

Nº Pisos	Hi	W (ton)	mi (tnf.s2/m)	δ_i	W0
5	16	684.525	69.778	1.0000	1.000
4	13	936.569	95.471	0.8633	1.000
3	10	947.012	96.535	0.7031	1.000
2	7	959.401	97.798	0.5195	1.000
1	4	979.904	99.888	0.3125	1.000

Tabla XXIX. Modo estandarizado elástico.

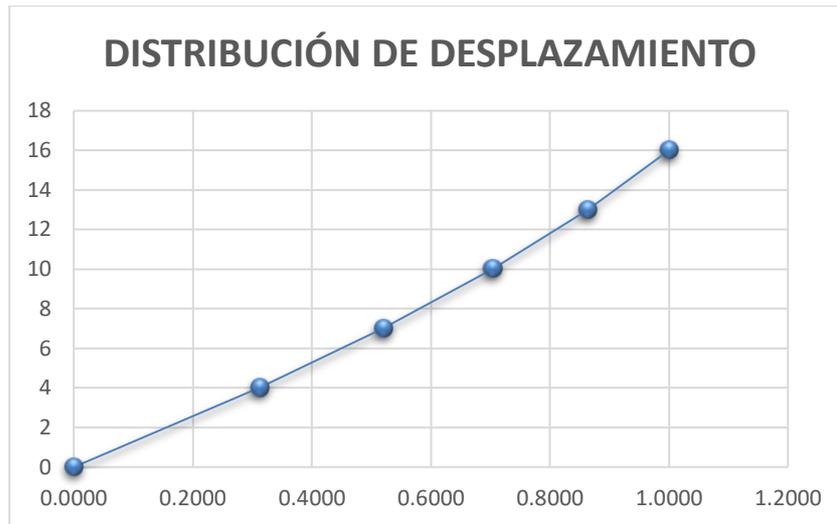


Figura XVI. Distribución de desplazamiento

Se calculan los desplazamientos correspondientes utilizando los datos encontrados.

$$\Delta_1 = w_\theta * \delta_i * \left(\frac{\Delta_c}{\delta_c}\right)$$

$$w_\theta = 1.15 - 0.0034 * H_n \leq 1.0$$

$$w_\theta = 1.15 - 0.0034 * 16m = 1.0956 \leq 1.0$$

$$\Delta_1 = 1 * 0.313 * \left(\frac{0.08}{0.313}\right) = 0.08$$

$$\Delta_2 = 1 * 0.520 * \left(\frac{0.08}{0.313}\right) = 0.133$$

$$\Delta_3 = 1 * 0.703 * \left(\frac{0.08}{0.313}\right) = 0.180$$

$$\Delta_4 = 1 * 0.863 * \left(\frac{0.08}{0.313}\right) = 0.221$$

$$\Delta_5 = 1 * 1 * \left(\frac{0.08}{0.313}\right) = 0.256$$

Teniendo en cuenta la igualdad de puestos de trabajo de la estructura real, se utiliza la igualdad siguiente para fijar el cambio de delineación del sistema equivalente. La consecutiva igualdad es el formulario para los desplazamientos de delineación:

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i * \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i * \Delta_i)}$$

m_i = masa correspondiente al nivel superior

Para seguir desarrollando la ecuación anterior, determinemos las masas.

Nº Pisos	Hi	W (ton)	mi (tnf.s2/m)	δ_i	$\Delta c (m)$	$\Delta i (m)$	$m_i \cdot \Delta i$	$m_i \cdot \Delta i^2$	$m_i \cdot \Delta i \cdot H_i$
5	16	684.525	69.778	1.000	0.08	0.256	17.863	4.573	285.812
4	13	936.569	95.471	0.863	0.08	0.221	21.099	4.663	274.288
3	10	947.012	96.535	0.703	0.08	0.180	17.376	3.128	173.764
2	7	959.401	97.798	0.520	0.08	0.133	13.007	1.730	91.050
1	4	979.904	99.888	0.313	0.08	0.080	7.991	0.639	31.964
sumatoria	0		459.471	#¡REF!			77.337	14.733	856.878

Tabla XXX. Datos para el cálculo del desplazamiento de diseño

Como resultado tenemos:

$$\Delta_d = \frac{14.733}{77.337} = 0.191 \text{ m}$$

○ **Cálculo del Desplazamiento de Fluencia**

Para calcular " Δ_y ", en principio se debe establecer la " H_e " utilizando:

$$H_i = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i * \Delta_i * H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i * \Delta_i)}$$

$$H_e = \frac{856.878}{77.337} = 11.080 \text{ m}$$

○ **Obtención de la Ductilidad del Sistema**

Como resultado, se obtiene que:

$$\Delta_y = \theta_y * H_e = 0.0125 * 11.080 = 0.1386 \text{ m}$$

Calculando el Δ_y del sistema equivalente y el Δ_d computado previamente, se obtiene la ductilidad de desplazamiento con la siguiente flexión:

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} = \frac{0.191 \text{ m}}{0.1386 \text{ m}} = 1.374$$

○ **Cálculo del Amortiguamiento Viscoso Equivalente**

Se puede relacionar de manera conservadora el requisito de diseño de ductilidad de desplazamiento con la amortiguación viscosa equivalente a la estructura de la siguiente manera:

Muros de hormigón tienen:

$$\xi_e = 0.05 + 0.444 * \left(\frac{\mu - 1}{\mu * \pi} \right)$$

$$\xi_e = 0.05 + 0.444 * \left(\frac{1.374 - 1}{1.374 * \pi} \right) = 0.0885$$

Para una amortiguación con un cambio de respuesta del período de esquina del 8,85%, el factor de corrección de la amortiguación es:

$$R_{\xi} = \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi_e} \right)^{\alpha}$$

$$R_{\xi} = \left(\frac{0.07}{0.02 + 0.0885} \right)^{0.5} = 0.8033$$

○ *El factor R de reducción espectral es:*

$$R = \frac{1}{R_{\xi}}$$

$$R = \frac{1}{0.8033} = 1.245$$

La atenuación es del 5% en el espectro de desplazamiento correspondiente y los resultados de desplazamiento máximos son de 2 segundos para el período TL. El L.5% equivale a 0,30 metros. Nuestro "TL" calculado según el procedimiento es:

$$\Delta_{L*8.85\%} = \Delta_{L*5\%} * R_{\xi}$$

$$\Delta_{L*8.85\%} = 0.30 * 0.8033 = 0.241$$

T (s)	C	Sa (g)	Sa (m/s ²)	Sd - 5% (m)	Sd - 8.85% (m)
0.00	2.50	1.01	9.87	0.00	0.000
0.02	2.50	1.01	9.87	0.00	0.000
0.04	2.50	1.01	9.87	0.00	0.000
0.06	2.50	1.01	9.87	0.00	0.001
0.08	2.50	1.01	9.87	0.00	0.001
0.10	2.50	1.01	9.87	0.00	0.002
0.12	2.50	1.01	9.87	0.00	0.003
0.14	2.50	1.01	9.87	0.00	0.004
0.16	2.50	1.01	9.87	0.01	0.005
0.18	2.50	1.01	9.87	0.01	0.007
0.20	2.50	1.01	9.87	0.01	0.008
0.25	2.50	1.01	9.87	0.02	0.013
0.30	2.50	1.01	9.87	0.02	0.018
0.35	2.50	1.01	9.87	0.03	0.025
0.40	2.50	1.01	9.87	0.04	0.032
0.45	2.50	1.01	9.87	0.05	0.041
0.50	2.50	1.01	9.87	0.06	0.050
0.55	2.50	1.01	9.87	0.08	0.061
0.60	2.50	1.01	9.87	0.09	0.072
0.65	2.31	0.93	9.11	0.10	0.078
0.70	2.14	0.86	8.46	0.11	0.084
0.75	2.00	0.81	7.90	0.11	0.090
0.80	1.88	0.75	7.40	0.12	0.096
0.85	1.76	0.71	6.97	0.13	0.102
0.90	1.67	0.67	6.58	0.14	0.108
0.95	1.58	0.64	6.23	0.14	0.114

1.00	1.50	0.60	5.92	0.15	0.121
1.10	1.36	0.55	5.38	0.17	0.133
1.20	1.25	0.50	4.94	0.18	0.145
1.30	1.15	0.46	4.56	0.20	0.157
1.40	1.07	0.43	4.23	0.21	0.169
1.50	1.00	0.40	3.95	0.23	0.181
1.60	0.94	0.38	3.70	0.24	0.193
1.70	0.88	0.36	3.48	0.26	0.205
1.80	0.83	0.34	3.29	0.27	0.217
1.90	0.79	0.32	3.12	0.29	0.229
2.00	0.75	0.30	2.96	0.30	0.241
2.25	0.59	0.24	2.34	0.30	0.241
2.50	0.48	0.19	1.90	0.30	0.241
2.75	0.40	0.16	1.57	0.30	0.241
3.00	0.33	0.13	1.32	0.30	0.241
4.00	0.19	0.08	0.74	0.30	0.241
5.00	0.12	0.05	0.47	0.30	0.241
6.00	0.08	0.03	0.33	0.30	0.241
7.00	0.06	0.02	0.24	0.30	0.241
8.00	0.05	0.02	0.19	0.30	0.241
9.00	0.04	0.01	0.15	0.30	0.241
10.00	0.03	0.01	0.12	0.30	0.241

Tabla XXXI. Espectros de Aceleraciones, Velocidades y Desplazamientos

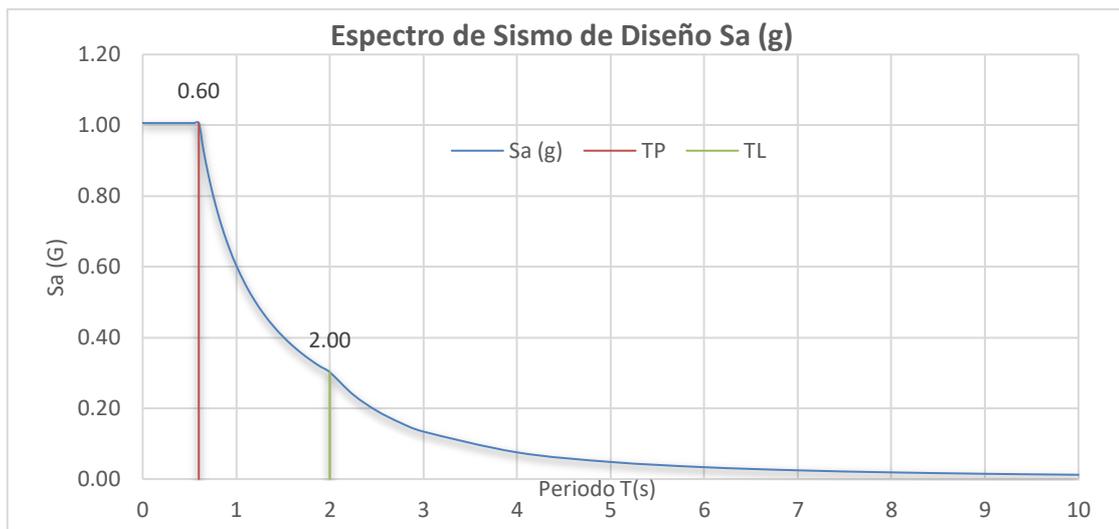


Figura XVII. Espectro de respuesta de aceleraciones

En la Figura XVIII se presenta la gráfica del espectro de aceleración con los parámetros del estándar E.030 para la ciudad de Arequipa, en la que se sitúa la estructura evaluada.

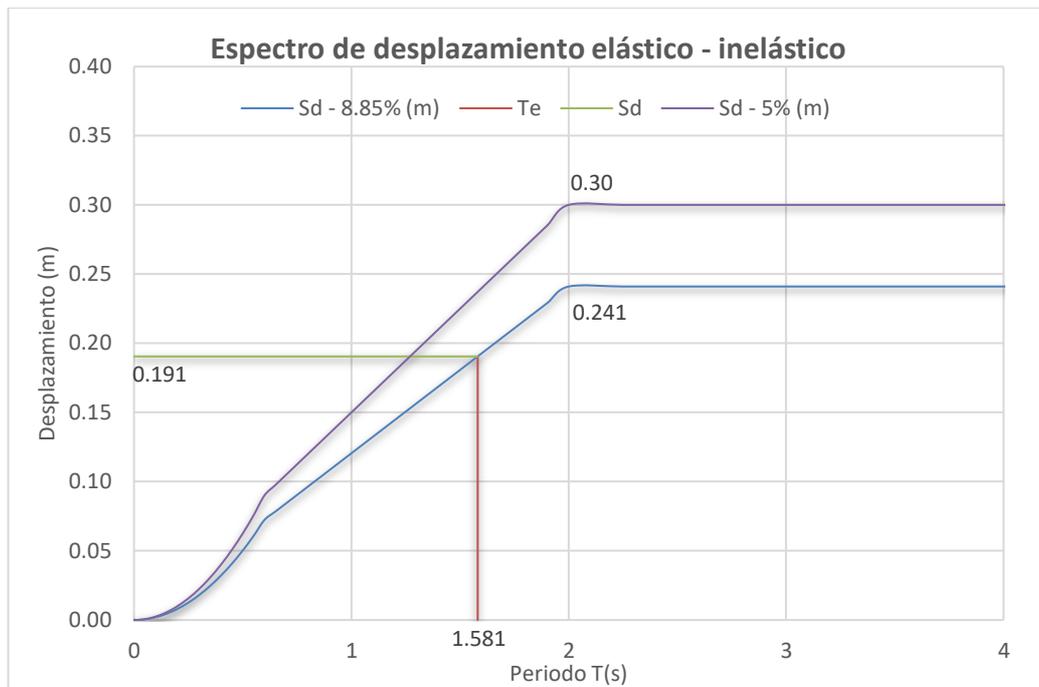


Figura XVIII. Espectro de desplazamientos

$$T_e = T_L * \frac{\Delta_d}{\Delta_L * 8.85 \%}$$

$$T_e = 2 * \frac{0.191}{0.241} = 1.581$$

○ **Masa efectiva.**

De la igualdad 3.33 del texto de Priestley et al. (2007), se determina mediante la siguiente igualdad:

$$m_e = \sum_{i=1}^n (m_i * \Delta_i) / \Delta_d$$

$$m_e = \frac{77.337}{0.191} = 405.96 \text{ ton}$$

○ **Rigidez efectiva.**

$$K_e = \frac{4\pi^2}{T_e^2} M_e$$

$$K_e = \frac{4 * \pi^2}{1.581^2} * 405.96 = 6411.83$$

○ **Fuerza cortante basal**

Para terminar, la rigidez y el desplazamiento objetivo de delineación se utilizan para reemplazar la fuerza cortante en la base.

$$V_{basal} = K_e \Delta_d$$

$$V_{basal} = 6411.83 * 0.191 = 1221.47 \text{ tonf}$$

Cálculo de reparto de fuerza en cada piso

$$F_i = \frac{(m_i * \Delta_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i * \Delta_i)} V_B$$

$$F_5 = 1221.47 * \frac{17.86}{77.337} = 282.13 \text{ tn}$$

$$F_4 = 1221.47 * \frac{21.10}{77.337} = 333.24 \text{ tn}$$

$$F_3 = 1221.47 * \frac{17.38}{77.337} = 274.44 \text{ tn}$$

$$F_2 = 1221.47 * \frac{13.01}{77.337} = 205.44 \text{ tn}$$

$$F_1 = 1221.47 * \frac{7.99}{77.337} = 126.21 \text{ tn}$$

Nº Pisos	Hi	mi . Δ i	mi . Δ i^2	mi . Δ i.Hi	Fi (ton)	Vi (ton)
5	16.00	17.86	4.57	285.81	282.13	282.13
4	13.00	21.10	4.66	274.29	333.24	615.38
3	10.00	17.38	3.13	173.76	274.44	889.82
2	7.00	13.01	1.73	91.05	205.44	1095.26
1	4.00	7.99	0.64	31.96	126.21	1221.47
Sumatoria	0	77.337	14.733	856.878	1221.47	

Tabla XXXII. Distribución de fuerzas en los entrepisos.

5. Aplicación del método Análisis Estático No Lineal (Pushover). - Se utilizó la versión no lineal del programa ETABS para realizar un análisis de empuje en esta investigación (con pautas sugeridas por los informes ATC-40 y FEMA 440) para determinar la curva de capacidad del edificio y estimar el alcance máximo frente a un terremoto. Si se produce una conducta no lineal en ciertos puntos prefijados (articulaciones), se presta especial atención a la formación de bisagras plásticas mediante la compresión elástica del extremo de las columnas (articulaciones P-M2-M3) y la flexión de los extremos de las vigas (articulaciones M3).

○ **Condición de carga lateral según MBF**

El estudio sísmico según la NTP E.030 se utilizará para obtener el modelo de carga adyacente de Pushover. Aunque ASCE/SEI 41-13 requiere una repartición de energías para este caso de evaluación, los estándares exhibidos en este documento ofrecen una variedad de parámetros para Perú, por lo que se decidió utilizar fuerzas estructurales altamente escaladas y distribuidas. La condición especificada es válida para las dos direcciones de análisis porque sus fuerzas cortantes son iguales.

PISO	Vi (tnf)	Pi (tnf)	fi (tnf)
5	164.15	684.52	164.15
4	346.62	936.57	182.47
3	488.55	947.01	141.93
2	589.20	959.40	100.65
1	647.94	979.90	58.74

Tabla XXXIII. Distribución de fuerzas en los entresijos

○ **Condición de carga lateral según MBD**

Parejo al caso de FBD, la condición de carga lateral concernirá a los siguientes resultados obtenidos:

Nº Pisos	Hi	$m_i \cdot \Delta i$	$m_i \cdot \Delta i^2$	$m_i \cdot \Delta i \cdot Hi$	Fi (tnf)
5	16.00	17.86	4.57	285.81	282.13
4	13.00	21.10	4.66	274.29	333.24
3	10.00	17.38	3.13	173.76	274.44
2	7.00	13.01	1.73	91.05	205.44
1	4.00	7.99	0.64	31.96	126.21

Tabla XXXIV. Distribución de fuerzas en los entresijos.

○ **Atenciones finales del modelo**

Las condiciones de empotramiento se definen antes del análisis porque este análisis no considera la interacción suelo-estructura. Además, se requiere un nodo de revisión en el último piso del edificio para supervisar el proceso, para cada dirección el nodo seleccionado estará dispuesto en el centro de la masa. El análisis se ejecuta en pasos y se repite hasta encontrar una solución.

○ **Formación de rótulas plásticas**

Suárez J. A., (2018) afirma que, las bisagras plásticas son recomendables para alcanzar el nivel de resguardo de vida después de los 5 pasos de carga, se debe considerar que el orden de formación del mecanismo inicia con las vigas, luego se da en la columna y finalmente en el muro de corte.

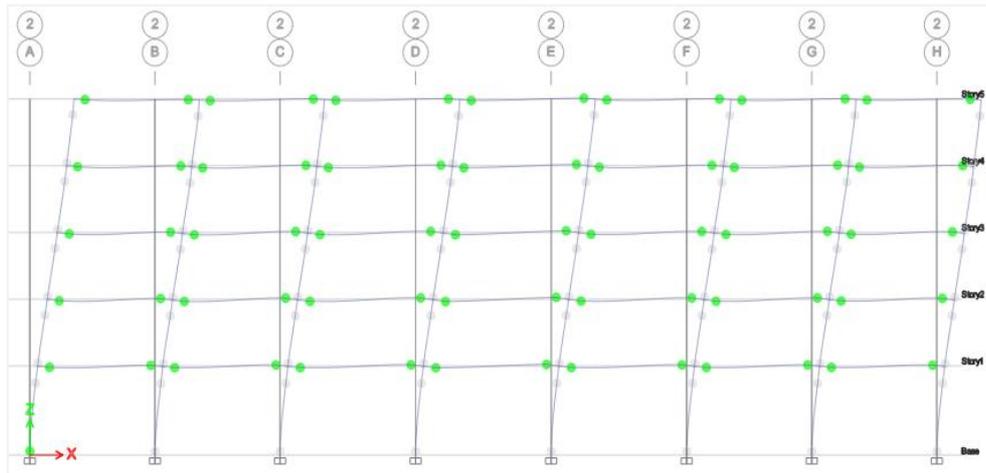


Figura XIX. Formación de rotulas plásticas.

○ **Curva de capacidad**

Como se mencionó anteriormente, la curvatura de capacidad que ejemplifica las estructuras es el resultado conclusivo del análisis de desplazamiento. El aumento de la resistencia al fallo se muestra en el gráfico. La estructura se mueve más en medida que acrecienta la fuerza lateral. Este carácter de conducta de la carga lateral es importante porque al utilizar los desplazamientos se puede estimar el alcance del posible daño a la estructura.

○ **Espectro de capacidad:**

La curvatura de capacidad debe convertirse a un espectro o señal de capacidad para interceptarla con el espectro de solicitud y encontrar el punto de eficiencia de desempeño. Siguiendo las nuevas contribuciones de (Building Seismic Safety Council, 2006). El espectro de pseudoaceleración del estándar E.030 debe convertirse a la dimensión Sa vs Sd para que sea compatible con la capacidad espectroscópica y determine los puntos de rendimiento.

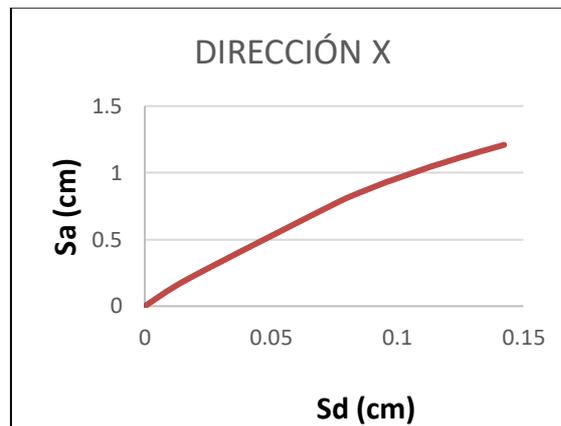


Figura XX. Espectro de capacidad

NTP E.030				
SEVERO		RARO		MUY RARO
Sa1=	1.00	Sa2 =	1.30	Sa3= 1.50

Tabla XXXV. Niveles de demanda sísmica.

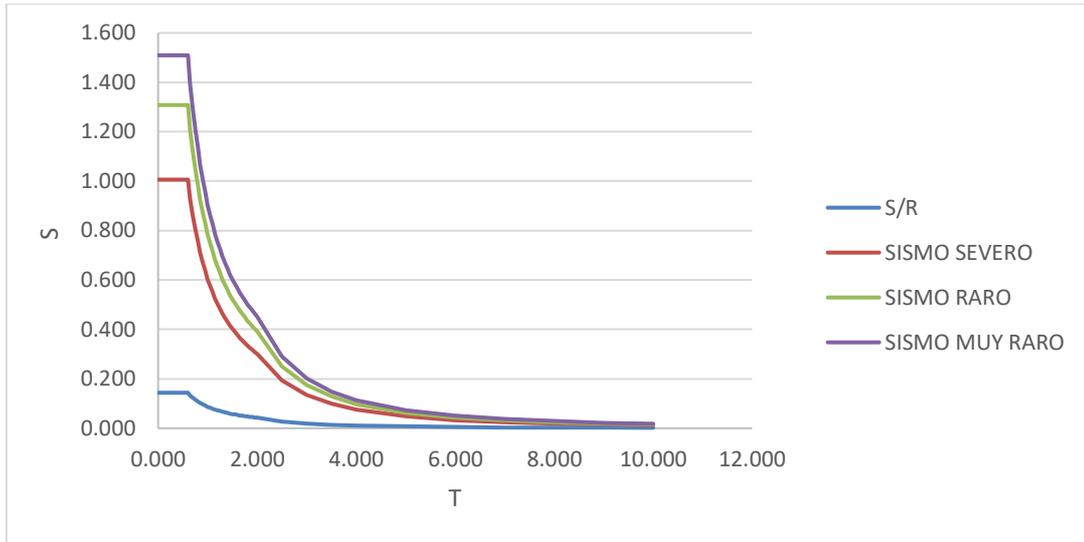


Figura XXI. Espectros de demanda para cada nivel de sismo.

VISION 2000, ASCE-SEI 41-13

FRECUENTE	OCACIONAL	RARO	MUY RARO
Sa1= 0.33	Sa2 = 1.40	Sa3= 1.00	Sa4= 1.30

Tabla XXXVI. Niveles de demanda sísmica.

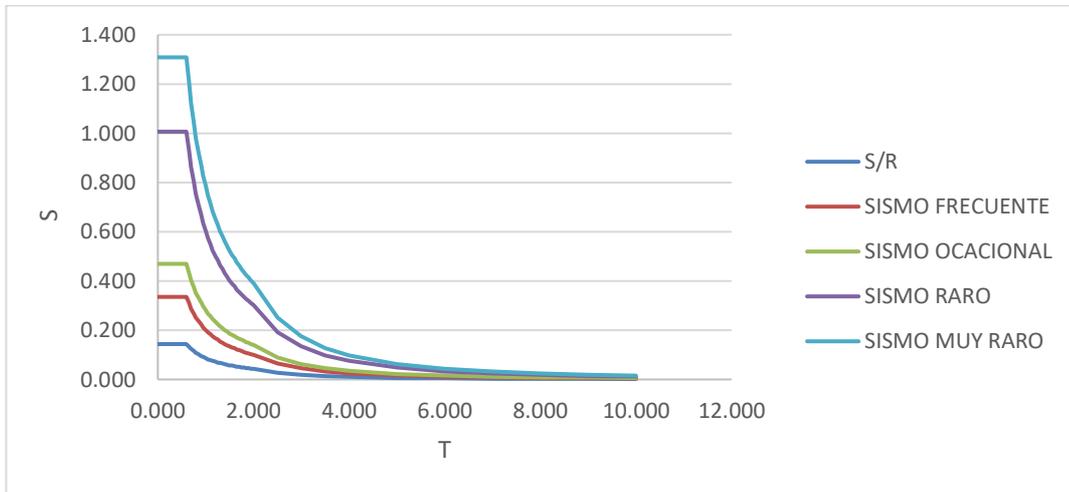


Figura XXII. Espectros de demanda para cada nivel de sismo.

ATC 40

SERVICIO	DISEÑO	MAXIMO
Sa1= 0.33	Sa2 = 1.40	Sa3= 1.25

Tabla XXXVII. Niveles de demanda sísmica.

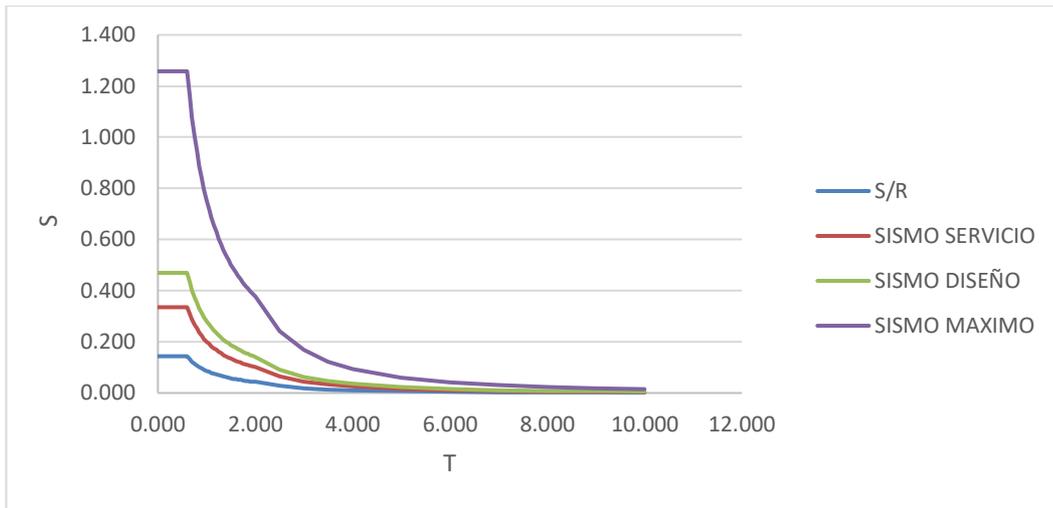


Figura XXIII. Espectros de demanda para cada nivel de sismo.

En cada trayectoria de evaluación se determina el punto de desempeño conveniente a un determinado nivel de sismo. Así, el desplazamiento alcanzado durante una determinada magnitud de un terremoto será comparable a este punto. A continuación, se ilustra el punto de rendimiento:

Se evidencia en las figuras consecutivas, los puntos de desempeño correspondientes a sismo severo para la Norma E.030, y sismo raro para VISION 2000 y ASCE/SEI 41-13, en la dirección X. Este proceso se efectúa de la misma manera para cada dirección, cada nivel de terremoto y delineamiento propuesto.

Se evidencia en las figuras consecutivas, los puntos de desempeño correspondientes a sismo severo para la Norma E.030, y sismo raro para VISION 2000 y ASCE/SEI 41-13, en la dirección X. Este proceso se efectúa de la misma manera para cada dirección, cada nivel de terremoto y delineamiento propuesto.

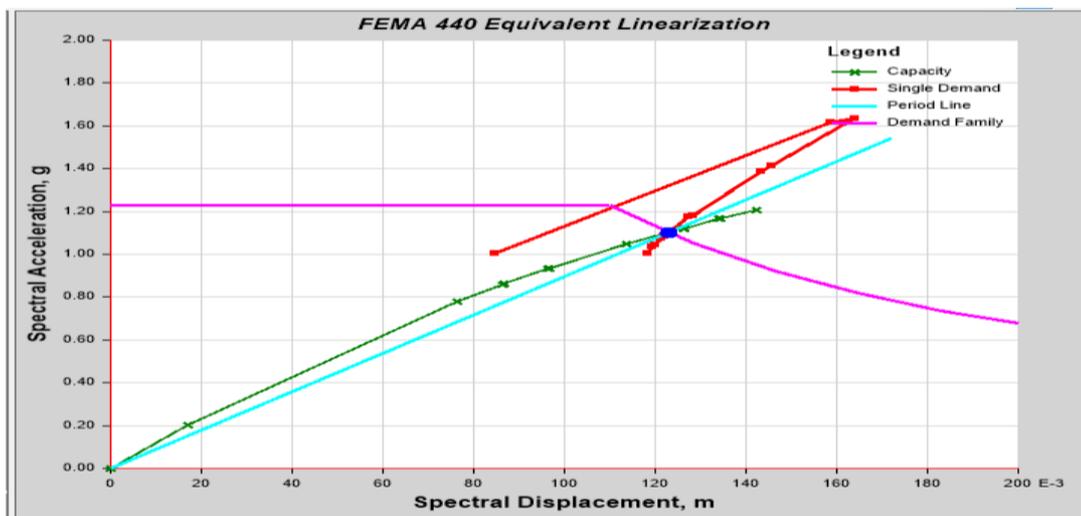


Figura XXIV. Obtención del punto de desempeño según FEMA 440.

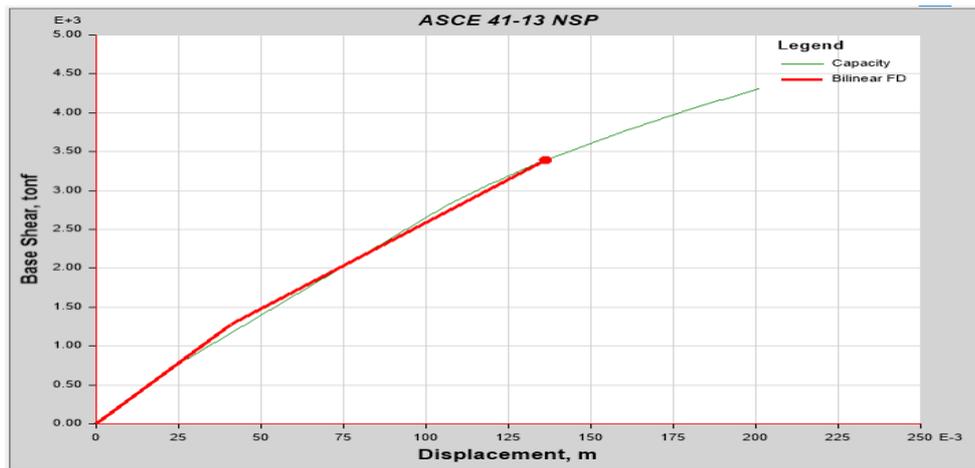


Figura XXV. Obtención del punto de desempeño según ASCE/SEI 41-13

Para comparar y determinar el nivel de daño alcanzado, se necesita un parámetro para los puntos de desempeño alcanzado para diferente nivel de solicitud sísmica. El método de valoración implica dividir la curva de capacidad en varias regiones mediante las fases de desempeño, y cada línea de análisis recibió las siguientes calificaciones de desempeño:

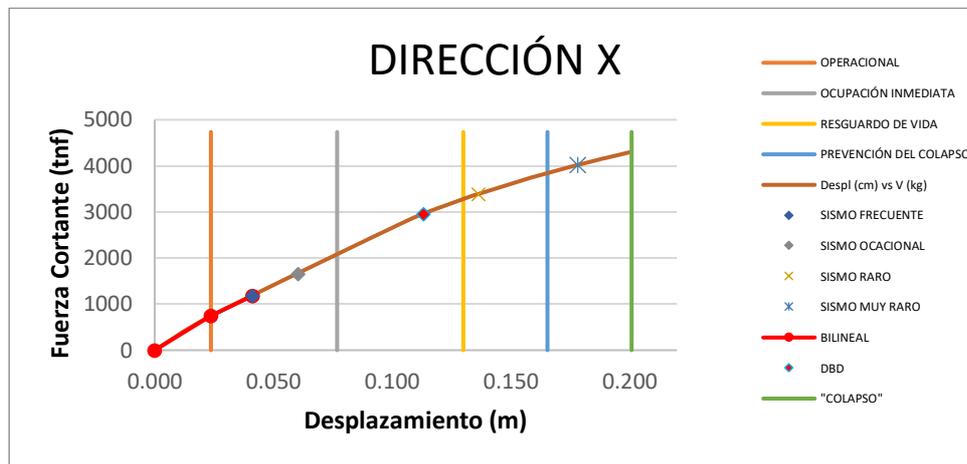


Figura XXVI. Niveles de desempeño – sismo-frecuente.

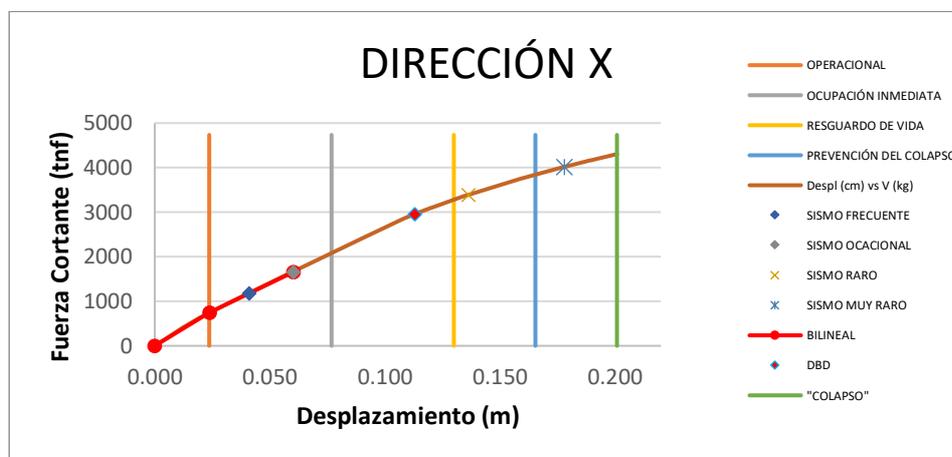


Figura XXVII. Niveles de desempeño – sismo-ocasional

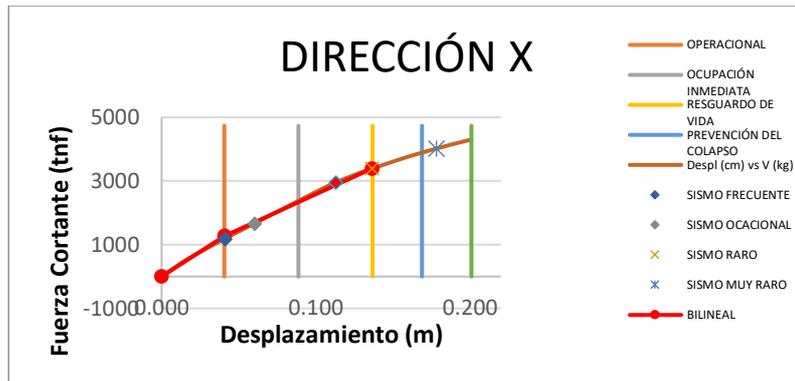


Figura XXVIII. Niveles de desempeño – sismo-raro, sismo-severo E-030.

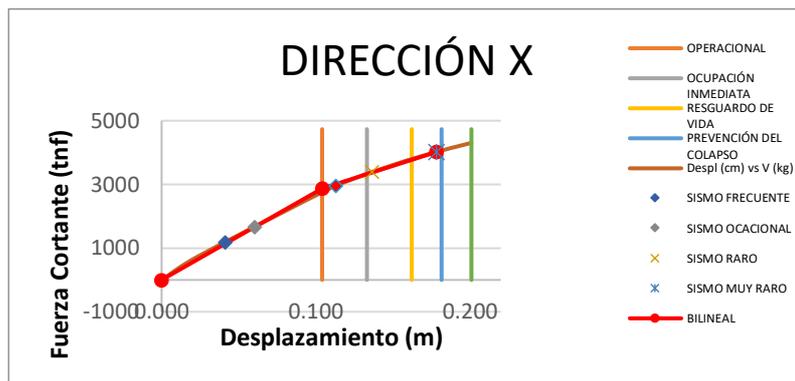


Figura XXIX. Niveles de desempeño – sismo-muy raro, sismo-raro E-030.



Figura XXX. Niveles de desempeño – sismo-muy raro E030.

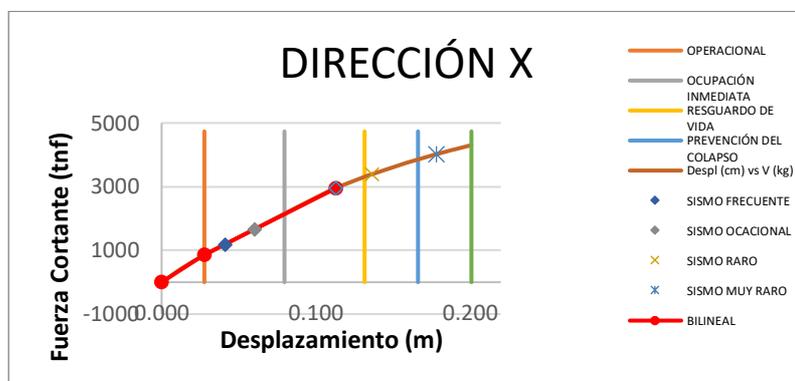


Figura XXXI. Niveles de desempeño – R1.245.

Sismos de Diseño	Nivel de Amenaza Sísmica	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso	Objetivos de desempeño (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)
Frecuente	43 años	1	0	0	0	Objetivo Básico
Ocasional	72 años	1	0	0	0	Objetivo Esencial
Raro	475 años	0	0	1	0	Objetivo Básico
Muy Raro	970 años	0	0	0	1	Objetivo Básico

Tabla XXXVIII. Objetivos de Desempeño VISION 2000

Sismos de Diseño	Nivel de Amenaza Sísmica	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
Frecuente	50 % en 50 años	a			
Ocasional	20 % en 50 años	e			
Raro	5 % en 50 años			k	
Muy Raro	ASCE 7 MCER				p

Tabla XXXIX. Objetivos de Desempeño ASCE/SEI 41-13

Sismos de Diseño	Nivel de Amenaza Sísmica	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Servicio	43 años	v			
Diseño	72 años	v			
Máximo	475 años			v	

Tabla XL. Objetivos de Desempeño ATC-40

NTP E0.30	ATC-40	ASCE 41-13, VISION 2000	INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA
SISMO	SISMO	SISMO	Desp (m)	Fc (ton)	
	SERVICIO	S-FRECUENTE	0.041	1176.45	OP
	DISEÑO	S-OCACIONAL	0.06	1656.851	OI
S-SEVERO		S-RARO	0.136	3389.835	LS
	MAXIMO		0.143	3499.291	PC
S-RARO		S-MUY RARO	0.178	4017.16	PC
S-MUY RARO			0.201	4304.92	>C
		MBD R1.245	0.113	2950.214	LS

Tabla XLI. Nivel de desempeño dirección X.

Condición	MBF	MBD
Estructuración	El modelo se modificó para adaptarse al sistema dual y la estructura consta de columnas, vigas y muros de secciones variables desde la base hasta la altura máxima.	El modelo se modificó para adaptarse al sistema dual y la estructura consta de columnas, vigas y muros de secciones variables desde la base hasta la altura máxima.
Cortante de la estructura	Los cortantes resultantes se determinan mediante métodos basados en fuerzas utilizando el código especificado en la NTP E.030.	El cambio el cortante basal se logra siguiendo las ilustraciones por Priestley et al. y combinando con la deriva límite definida en la NTP E.030.
Cortantes aplicadas a la estructura	El valor de fuerza cortante aplicados en cada trayectoria del edificio seleccionado es: para la trayectoria X:647.94 toneladas	El valor de fuerza cortante aplicados en cada dirección del edificio seleccionado es: X: 1221.89 toneladas
Validación esperada	Los resultados se verifican obteniendo el desplazamiento máximo según AEL y el método AENL (método de Pushover): MBF: Diseño X: 2.02 cm no lineal: X: 13.64 cm La estructura de los MBF está bien diseñada porque se ubican en el rango de niveles de resguardo de vida; por otro lado, se observa que los desplazamientos en la evaluación no lineal son mayores que en el AE.	Los siguientes resultados se derivaron de los desplazamientos del MBD y el análisis no lineal: MBD: Diseño X: 19.05 cm Estática no lineal: X: 11.31 cm El MBD alcanzó el nivel de resguardo de vida. Además, se consigue prestar atención que los desplazamientos son similares en comparativa con el MBF y por lo tanto se puede ultimar que el MBD es eficiente y consiguientemente opera correctamente.

Tabla XLII. Análisis comparativo y validación de MBD y el MBF.

Esta tabla de contraste muestra que el enfoque de diseño basado en el desplazamiento es efectivo ya que se obtienen resultados parejos y conservadores.

Sismo Dirección	Dinámico	Estático	MBD
Dir X-X	533.64	647.94	1221.47

Tabla XLIII. Resumen de cortantes basales

En la distribución de los desplazamientos laterales obtenida aplicando la metodología planteada por Priestley, donde la delineación se adapta a la capacidad, conlleva una aproximación superior al alcanzado por el estudio dinámico escalonado, se observa que el contraste de los desplazamientos laterales en planos superiores disminuye relativamente, muestra que el MBD tiene el desarrollo para pronosticar con mayor precisión la configuración del desplazamiento.

NIVEL	Pi (ton)	hi (m)	METODO MBF		Fi (tnf)	METODO MBD		Diferencia Porcentual
			(Pixhi)	(Pixhi)(Σ Pixhi)		Fi (tnf)		
5	684.52	16.00	10952.39	0.25	164.15	282.13	42%	
4	936.57	13.00	12175.40	0.28	182.47	333.24	45%	
3	947.01	10.00	9470.12	0.22	141.93	274.44	48%	
2	959.40	7.00	6715.81	0.16	100.65	205.44	51%	
1	979.90	4.00	3919.61	0.09	58.74	126.21	53%	
	4507.41		43233.33	1.00	647.94	1221.47		

Tabla XLIV. Comparación de fuerzas cortantes.

Se indica la variación porcentual de los empujes laterales sometidas en las distintas elevaciones, con un 42% como mínimo en el piso superior y un 53% como máximo en la base.

DESCRIPCION	METODO MBF	METODO MBD
Cortante estática	647.94 tnf	1221.47 tnf
Cortante dinámica	534.76 tnf	
Desplazamiento de diseño	-	19.05 cm
Desplazamiento de análisis	2.02 cm	19.05 cm
Ductilidad del sistema	-	1.37
Amortiguamiento equivalente	5.00%	8.85%
Amortiguamiento hysterético	-	24.10%
Factor Ro general	7	-
Factor Ro por ductilidad	-	1.24
Periodo	0.58 seg	1.58 seg
Rigidez	-	6411.83
Comportamiento	ELÁSTICO	INELÁSTICO

Tabla XLV. Confrontación de los parámetros del MBF vs MBD.

Al obtener los resultados es notorio identificar la diferenciación esencialmente de las cortantes en la base, marcando está a favor del MBD en un 47.8 %, se asume o se interpreta este valor como el mayor rendimiento de afrontar a un evento telúrico, estas incidencias que se muestran ayudan a identificar que la estructura soportará sin problema alguno los embates del sismo para lo cual fue delineado, con referencia a las derivas no obstante con el método usual se cumple con los estándares de diseño, sin embargo el MBD nos da un margen aun mayor de 19.05 cm en la planta superior.

MBF	MBD
<p>Esta estructura es resistente a fuerzas sísmicas predeterminadas y el desplazamiento de sus elementos no excede el valor permisible bajo las condiciones de servicio</p>	<p>Los desplazamientos de elementos estructurales no exceden valores predeterminados para lograr los objetivos de diseño.</p>
<p>Seleccionar un nivel de resistencia suficiente para permitir que la estructura se deforme dentro de la región o rango elástico sin colapsar.</p>	<p>En el MBD el concepto no es lo que resiste el elemento sino cuanto se puede deformar el elemento estructural durante un sismo intenso sin colapsar.</p>
<p>Cuando una estructura es sometida a un terremoto, responde de tal manera que la estructura no siempre se mueve hacia la región inelástica, y aunque aun así llegue a ella, no colapsará. Teóricamente, el MBF se conceptualiza como un sistema con 1GDL, con sus propias propiedades y parámetros como la rigidez, periodo y masa.</p>	<p>Considera un sistema equivalente 1GDL al igual que el MBF, la simplificación se hace como un sistema con sus propias características un sistema real elástico con sus propias cualidades dinámicas, la simplificación del mismo genera una imprecisión.</p>
<p>Se tienen cuatro objetivos de desempeño que indica los estándares, el MBF supone que el periodo es elástico. Cuando la estructura se somete a sismos intensos, el periodo deja de ser elástico y pasa a ser inelástico por que la estructura se degrada y disipa energía con ese tipo de comportamiento, sin embargo, este método considera el periodo elástico.</p>	<p>A diferencia del caso FBD, el desplazamiento de cada nivel del MBD no está determinada por el periodo de retorno. Dependerán de las particularidades de la estructura, los métodos basados en el desplazamiento determinan el periodo estructural en función del desplazamiento</p>
<p>Una de las limitaciones que tiene el MBF, es la relación resistencia ductilidad, para considerar el periodo inelástico los reglamentos establecen factores de reducción, el método supone que el desplazamiento es elástico que será igual al desplazamiento inelástico de la estructura durante un sismo intenso. En sistemas inelásticos: la resistencia es menos importante que el desplazamiento, los factores de reducción prácticamente no influyen en el desplazamiento máximo de la estructura</p>	<p>En el MBD, el factor de comportamiento es hallado y dependen de la ductilidad y el amortiguamiento conveniente de cada estructura, a diferencia del MBF que considera que las estructuras tendrán un idéntico factor de comportamiento en un mismo sistema estructural.</p>

Tabla XLVI. Condiciones contrapuestas del MBF y MBD.

6. Conclusiones

- El diseño basado en fuerzas toma en cuenta la rigidez independientemente de la resistencia, además de que este método todo lo trabaja en el rango elástico lineal cuando se sabe que los niveles de desplazamiento por ejemplo para seguridad de vidas ya están en el rango inelástico, también este método asume que la capacidad del desplazamiento elástico es proporcional a la resistencia es decir de que para cada curvatura de fluencia se tiene una diferente resistencia y esa suposición de diseño es falsa no es real, del mismo modo no se conocen las fuerzas tampoco se conoce el desplazamiento y muchas veces ese desplazamiento objetivo está muy por encima del punto de desplazamiento entonces ello conlleva a tener que volver a diseñar la estructura.
- Se logró un alto valor de amortiguamiento del 8.85% amortiguamiento y 24.10% histerético utilizando MBD es inferior al 5% teórico considerado por el MBF. Muestra el MBD tiene en cuenta las propiedades de ductilidad y amortiguación conformes a cada estructura, a diferencia del MBF, que perennemente se delinea para un 5% de amortiguación.
- El período obtenido por MBD (1.58 s) es mayor que el obtenido por MBF (0.58 s), lo que puede explicarse, el nivel de desproporción de deformación para ambos delineamientos de diseño. Este enfoque se utiliza en uno y otro método porque el MBD logra desplazamientos mucho mayores que el MBF.
- La rigidez lateral en el MBF es un valor utilizado para contrastar y comprobar la irregularidad estructural. Por otro lado, para el MBD este valor es significativo en la fase de diseño, ya que consiente determinar la cortante en la base. La rigidez MBD (es 6411.83 tnf/m, el resultado es inferior a los valores MBF (X: 535382 tnf/m, Y: 605995 tnf/m) porque la degradación resultante se tiene en cuenta en el delineamiento sísmico. Revisando la norma y colaborando con otras normas actualmente, la rigidez lateral cumple un papel transcendental en el periodo de la estructura a mayor rigidez menor periodo y la inversa se cumple también a menor rigidez mayor periodo qué quiere decir con eso de que esta rigidez cuando esté, esta estructura puesta en servicio y haya experimentado niveles de sismos en su vida útil pues la rigidez inicial no será la misma que cuando se haya construido la edificación. En el MBD se calcula de manera inelástica, se considera la rigidez secante a máxima deformación, esta rigidez ya no es la rigidez inicial, esta rigidez es en el punto de desplazamiento máximo.
- Los desplazamientos MBD y análisis no lineal dieron los siguientes resultados: MBD: Diseño X: 19.05 cm, este valor se entiende como el punto máximo de desplazamiento de la estructura, en tanto que en la condición Estática no lineal: X: 11.31 cm, considerando un factor $R=1.245$ estos valores indican que la estructura se encuentra en el rango de Seguridad de vida, asimismo se puede observar que los desplazamientos son similares en comparación con el MBF: Diseño X: 2.02 cm, Y: 1.78 cm estos valores corresponden al análisis lineal, y en la condición Estática no lineal: X: 13.64 cm y por lo tanto se puede ultimar que el MBD es eficiente y opera correctamente.
- Se alcanzaron la fuerza cortante en la base más alta utilizando el MBD (X: 1221.47tnf) en comparación con las fuerzas cortantes en la base conseguidas con el diseño MBF (AE 647.94 tnf e AD: 534.76 tnf). Esto se debe al hecho de que durante el diseño la respuesta no lineal se tiene en cuenta en el MBD, pero no en el MBF. No obstante, con respecto a la fuerza de diseño que no se considera la sobre resistencia de la estructura, puesto que si diseñamos con esa fuerza que obtenemos de multiplicar la rigidez efectiva por el desplazamiento objetivo se obtendrá una fuerza mucho mayor y si se diseña con esa fuerza sin duda se conseguiría una estructura elástica entonces ahí se tiene que considerar y hacer algunos ajustes y considerar la sobre resistencia de la estructura.
- El MBD demostró ser efectivo utilizando AENL tipo Pushover porque tiene en cuenta la ductilidad del edificio. El AENL utilizando la norma ASCE/SEI 41-13 mostró una ductilidad de 4.078, mientras que el método de diseño por desplazamiento (MBD) tuvo un valor de 1.374, mostrando una desviación del 34%. Esto

se debe a que el análisis de empuje tiene en cuenta el efecto P- Δ y la capacidad de desempeño máxima de la estructura, este valor es semejante al obtenido por otras investigaciones (Suarez, 2018), obtuvo una ductilidad de 4.722, mientras que en el MBD tuvo un valor de 1.540, mostrando una desviación del 33%.

- Considerando que ambos métodos planteados, conllevan fundamentos de análisis de comportamientos opuestos, mientras que el MBF asume el desarrollo del edificio en el rango elástico, el MBD plantea lo mismo, pero en la categoría inelástico. Los resultados conseguidos son consistentes con los estudios FEMA 440, VISION 2000, ASCE/SEI 41-13 y ATC-40. Después de penetrar en la zona plástica, la resistencia estructural continúa aumentando.
- En la distribución de los desplazamientos laterales obtenida aplicando la metodología planteada por Priestley, donde la delineación se adapta a la capacidad, conlleva una aproximación superior alcanzado por el estudio dinámico escalonado, se observa que el contraste de los desplazamientos laterales en planos superiores disminuye relativamente, muestra que el MBD tiene el desarrollo para pronosticar con mayor precisión la configuración del desplazamiento.
- Los resultados conseguidos de ambos métodos son admisibles para la valoración de edificios, ya que los objetivos de desempeño para el sismo de diseño se encuentran en seguridad de vida para el MBF y el MBD. Estos enfoques permiten un mejor control y seguridad al definir los delineamientos de resguardo requeridos. El MBD permiten una mejor estimación de los desplazamientos estructurales, por lo que estos cálculos de desplazamiento ayudarán a mejorar algunas de las deficiencias del MBF.
- Al efectuar el análisis de ambos métodos bajo las consideraciones vigentes de la norma E-0.30 permitió obtener resultados apropiados asegurando un comportamiento verdaderamente conveniente de la estructura, por ende, se consolida el estudio por los criterios de aceptación. Basado en los principios de la dinámica estructural y el concepto de propiedades modales generales en la respuesta del edificio, aplica este estudio para diferentes contextos siempre en cuando esta, esté ceñida estrechamente a los estándares vigentes.
- Al hallar los resultados y todos los parámetros de análisis estructural con apoyo del Software ETABS permitió efectivamente, comprobar, interpretar y alcanzar efectos más confiables, en la etapa de análisis y cálculo de los elementos estructurales. Cuando se utiliza un programa de diseño y análisis estructural, es una buena idea verificar cuidadosamente cómo se efectúa el análisis y si los resultados obtenidos están dentro de los rangos esperados de los valores de acceso ingresados en el programa, los errores pueden cambiar significativamente los resultados y las decisiones.
- El MBD es un método más racional solo que se tiene que evaluar mejor y hacer ajustes con respecto a la fuerza de diseño que no consideran la sobre resistencia de la estructura. El enfoque del MBD es un método fácil de utilizar, pero por su rango dinámico resumida es cuestionable. A diferencia de MBF, tiene diferentes períodos y modos de vibración. Probablemente esta sea la razón por la que el enfoque MBF todavía se utiliza y se seguirá utilizando.
- Los resultados muestran que siempre que se utilice un enfoque basado en el desempeño, el MBF puede lograr resultados de diseño óptimos y se ha demostrado que su variación de carácter de diseño es factible. Su verificación se realiza mediante análisis de tipo Pushover.
- Se debe definir y ahondar más, es sobre si algún tipo de estructuras por su tamaño por su complejidad arquitectónica por su importancia o porque se está abusando de la irregularidad estructural requiere de análisis más refinados fundamentalmente para asegurar que ese tipo de estructuras se van a comportar bien. Al emplear

variables más difíciles pero similares y/o comparables, se conseguirá una evaluación más precisa del rendimiento de las estructuras en distintos entornos y condiciones sísmicas, así como normativos.

- El método basado en desplazamiento en comparación con el método tradicional es un método más real, además es un método de delineamiento muy didáctico, rápido y práctico, puesto que se puede determinar simplemente con apoyo del programa básico de Microsoft como es el Excel, por tanto, es menos complejo y consiguientemente resulta más barato el uso de este, sin embargo, para la implementación de esta, en la norma técnica peruana se requiere efectuar análisis sísmicos más refinados. Se propone utilizar criterios más estrictos y rigurosos en los delineamientos sísmicos, manteniendo una relación significativa con los estándares actuales, para avanzar en futuras investigaciones.
- El planteamiento que se hace es que el diseño se tiene que hacer desde una perspectiva conceptual con pocos números y la computadora no debe ser el centro de diseño, sino debe ser la herramienta que confirme, que el diseño que se conceptualice sea exitoso, por ende, es importante notar que en el proceso del modelado y/o análisis con el Etabs, se debe tener cuidado al ingresar datos así como entender cuál es el proceso que efectúa el programa de análisis sísmico, dentro de ese esquema el software de aplicación es una herramienta de evaluación de consecuencias es decir una herramienta para verificar y garantizar que el diseño esté bien hecho.

Referencias

- [1] Aguiar F, R. (2007). *Factor de reducción de las fuerzas sísmicas en edificios de hormigón armado sin muros de corte*. Barcelona: Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria (CIMNE). Obtenido de <http://hdl.handle.net/2117/28502>
- [2] American Society of Civil Engineers [ASCE]. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-13)*. doi:<http://dx.doi.org/10.1061/9780784412855>
- [3] Applied Technology Council [ATC]. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings (ATC-40)*. Obtenido de <http://tanbakoochi.com/File/www.tanbakoochi.com-ATC40.pdf>
- [4] Applied Technology Council [ATC-55 Project]. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures (FEMA 440)*. Obtenido de <https://mitigation.eeri.org/wp-content/uploads/fema-440.pdf>
- [5] Building Seismic Safety Council. (2006). *NEHRP Recommended Provisions: For Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures and Accompanying Commentary and Maps (FEMA 451)*. Obtenido de <https://nehrpsearch.nist.gov/static/files/FEMA/PB2008108226.pdf>
- [6] Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento [MVCS]. (2019). *Reglamento Nacional de Edificaciones - R.N.E. (E 030 Diseño Sismo-resistente). Aprobado por RM-043-2019-Vivienda. (Perú)*. Obtenido de <https://infocad3d.com/reglamento-nacional-de-edificaciones/>
- [7] Niquen, K., Villarreal, G., & Niquen, V. (2023). Análisis comparativo del comportamiento estructural de una edificación de cuatro niveles con base fija y base aislada. *Memoria Investigaciones en Ingeniería*, 107-136. doi:<https://doi.org/10.36561/ING.25.8>
- [8] Priestley, M., Calvi, G., & Kowalsky, M. (2007). *Displacement-based Seismic Design of Structures*. Pavia: IUSS Press. Obtenido de https://books.google.com.pe/books/about/Displacement_based_Seismic_Design_
- [9] Structural Engineers Association of California [SEAOC] VISION 2000 . (1995). *Performance Based Seismic Engineering of Buildings*. Obtenido de <https://es.scribd.com/document/416420604/seaoc-vision-2000-pdf>
- [10] Suárez, J. A. (2018). *Análisis sísmico comparativo entre el método de diseño basado en fuerzas y el método de diseño directo basado en desplazamientos [Tesis de bachiller, Universidad Estatal del Sur de Manabí]*. Obtenido de <http://repositorio.unesum.edu.ec/handle/53000/1410>
- [11] VISION 2000. (1995). *Desempeño sísmico de edificios: binomio capacidad-demanda*. Obtenido de <https://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6230/04CAPITULO3.pdf?sequence=4&isAllowed=y>

Nota contribución de los autores:

1. Concepción y diseño del estudio
2. Adquisición de datos
3. Análisis de datos
4. Discusión de los resultados
5. Redacción del manuscrito
6. Aprobación de la versión final del manuscrito

GZC ha contribuido en: 1, 2, 3, 4, 5 y 6.

GVC ha contribuido en: 1, 2, 3, 4, 5 y 6.

Nota de aceptación: Este artículo fue aprobado por los editores de la revista Dr. Rafael Sotelo y Mag. Ing. Fernando A. Hernández Goberti.