

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LA NORMA PERUANA E-030 Y LA NORMA  
ESTADOUNIDENSE ASCE/SEI 7-16 PARA LA EVALUACIÓN SÍSMICA DE  
EDIFICACIONES PERUANA DE 6 NIVELES**

**Tesis para obtener el título profesional de Ingeniera Civil**

**AUTORA:**

Diana Isabel Castro García

**Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil**

**AUTOR:**

Fernando Manoel Larrea Ponte

**ASESOR:**

PhD. Gustavo Juan Franklin Loa Canales


Lima, noviembre 2025

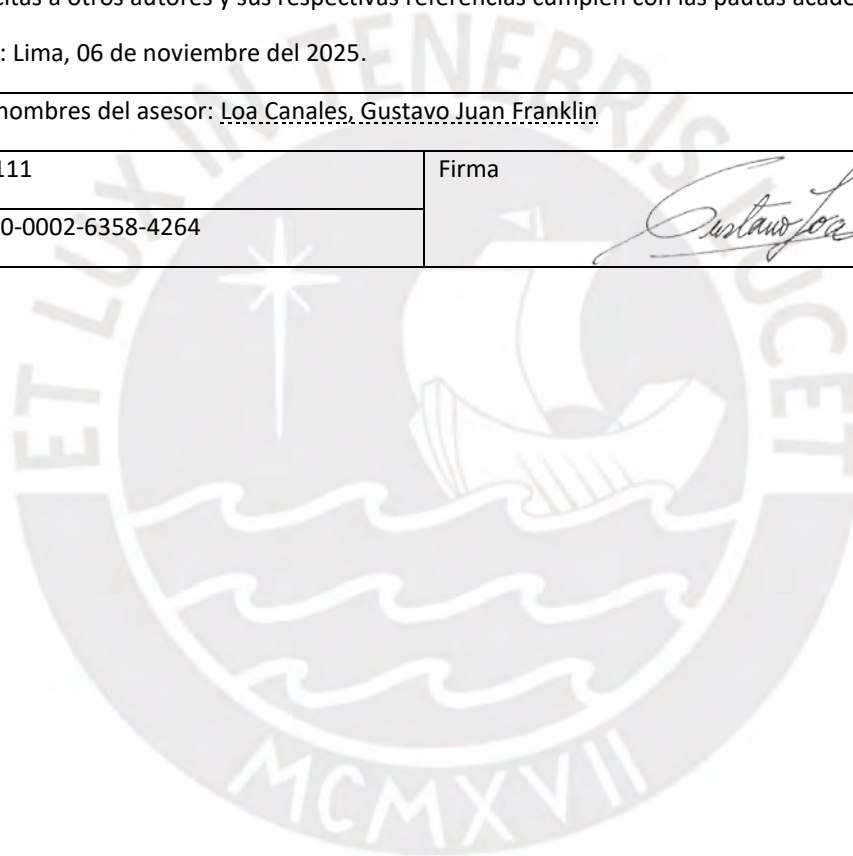
### Informe de Similitud

Yo, **Gustavo Franklin Loa Canales**, docente de la **Facultad de Ciencias e Ingeniería** de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis titulada: **Análisis Comparativo entre la Norma Peruana E-030 y la Norma Estadounidense ASCE/SEI 7-16 para la Evaluación Sísmica de Edificaciones Peruanas de 6 Niveles**, de los autores **Diana Isabel Castro García** y **Fernando Manoel Larrea Ponte** dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 21%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 06/11/2025.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima, 06 de noviembre del 2025.

Apellidos y nombres del asesor: <u>Loa Canales, Gustavo Juan Franklin</u>	
DNI: 72161111	Firma 
ORCID: 0000-0002-6358-4264	



## **Agradecimiento**

A mi querida madre, Herminia, por su apoyo incondicional en mi desarrollo profesional y su ejemplo de perseverancia para lograr mis metas.

**Diana Castro**

A mis padres, Augusto y Nelly, por brindarme su guía y siempre proporcionarme todo lo necesario durante toda esta etapa de mi vida. Le agradezco a los amigos que me ayudaron en el camino, especialmente a mi compañera de tesis, Diana Castro, pues su continuo esfuerzo y dedicación fue clave para alcanzar el objetivo. Finalmente, a nuestro asesor, Gustavo Franklin Loa Canales por su constante apoyo.

**Fernando Larrea**



## Resumen

Desde los primeros avances en el campo de la ingeniería antisísmica, se han creado normas para el diseño de las estructuras, con la finalidad que estas den como resultado un comportamiento adecuado ante la venida de un determinado sismo. No obstante, las actividades sísmicas son impredecibles, por lo que no es posible prever el comportamiento certero de las edificaciones y asegurar un buen desempeño de las mismas. Por esta razón deben realizar constantes investigaciones enfocadas en evaluar y comparar la efectividad de las normas de cada país, a partir del estudio de resultados con un análisis sísmico más complejo.

Esta investigación tiene como propósito analizar y comparar los parámetros y procedimientos sismorresistentes presentes en las normas E.030 y ASCE/SEI 7-16 para edificaciones peruanas de 6 niveles, esto con la finalidad de evaluar que norma presenta mejor aproximación a los desplazamientos inelásticos obtenidos de un análisis no lineal.

La metodología aplicada fue el análisis y comparación entre distintos criterios de las normas, tales como factores, coeficientes y procedimientos. Asimismo, para el desarrollo del estudio sísmico se modela un edificio de mediana altura ubicada en la costa del Perú, bajo los requerimientos de ambas normas, mediante el apoyo del software ETABS y se evalúan los resultados obtenidos, derivas, cortante, desplazamiento, etc. Del mismo modo, para la comparación final se realiza un análisis estático no lineal (Pushover) para la edificación previamente modelada en el mismo software y se determinan y analizan las diferencias en los resultados.

Como conclusión principal, a partir del procesamiento e interpretación de los resultados, se identifica que, en términos de comportamiento de la estructura (desplazamientos), el ASCE/SEI 7-16 se aproxima más a los resultados de un análisis no lineal, debido a la consideración de inercias agrietadas durante la actividad sísmica.

## Índice de Contenido

### Capítulo 1: Introducción

1.1. Resumen.....	1
1.2. Objetivos de la investigación .....	1
1.2.1. Objetivo general.....	1
1.2.2. Objetivos específicos.....	2
1.3. Justificación de la investigación .....	2
1.4. Hipótesis de la investigación .....	2
1.5. Alcances y limitaciones .....	3

### Capítulo 2: Marco teórico

2.1. Metodología de la evaluación sísmica según Norma E.030 .....	4
2.1.1. Definición de parámetros sísmicos .....	4
2.1.1.1. Zonificación .....	4
2.1.1.2. Perfiles de suelos .....	5
2.1.1.3. Parámetros de sitio .....	6
2.1.1.4. Factor de amplificación sísmica .....	6
2.1.1.5. Categoría de las edificaciones y Factor de uso.....	7
2.1.1.6. Sistemas estructurales.....	7
2.1.1.7. Categorías y sistemas estructurales.....	7
2.1.1.8. Sistemas estructurales y coeficiente básico de reducción .....	8
2.1.1.9. Regularidad estructural.....	9
2.1.1.10. Irregularidades estructurales .....	9
2.1.1.11. Desplazamientos laterales máximos inelásticos .....	11
2.1.1.12. Desplazamientos laterales relativos admisibles.....	12
2.1.2. Procedimiento para el análisis sísmico .....	12
2.1.2.1. Estimación del peso .....	13
2.1.2.2. Análisis estático.....	13
2.1.2.3. Análisis dinámico modal espectral .....	15
2.2. Metodología de la evaluación sísmica según norma ASCE/SEI 7-16.....	16
2.2.1. Definición de parámetros.....	17
2.2.1.1. Parámetros de aceleración mapeados.....	17
2.2.1.2. Clasificación de sitio .....	17
2.2.1.3. Coeficiente de sitio .....	18

2.2.1.4.	<i>Parámetro de aceleración de respuesta espectral para terremoto considerado de máximo riesgo</i> .....	18
2.2.1.5.	<i>Parámetros de aceleración espectral de diseño</i> .....	19
2.2.1.6.	<i>Espectro de respuesta de diseño</i> .....	19
2.2.1.7.	<i>Clasificación de los edificios</i> .....	20
2.2.1.8.	<i>Factor de importancia</i> .....	20
2.2.1.9.	<i>Categoría de diseño sísmico</i> .....	20
2.2.1.10.	<i>Tipos de sistemas estructurales</i> .....	22
2.2.1.11.	<i>Regularidad de estructuras</i> .....	24
2.2.1.12.	<i>Flexibilidad del diafragma, configuración de irregularidades y redundancia</i> 26	
2.2.1.13.	<i>Desplazamientos máximos de entrepiso</i> .....	26
2.2.1.14.	<i>Máximo desplazamiento inelástico</i> .....	27
2.2.2.	<i>Procedimiento para el análisis sísmico</i> .....	27
2.2.2.1.	<i>Efectos de carga sísmica y combinaciones</i> .....	27
2.2.2.2.	<i>Dirección de carga</i> .....	29
2.2.2.3.	<i>Selección del procedimiento de análisis</i> .....	29
2.2.2.4.	<i>Criterios de modelado</i> .....	29
2.2.2.5.	<i>Modelamiento estructural</i> .....	29
2.2.2.6.	<i>Procedimiento de fuerza lateral equivalente</i> .....	30
2.2.2.7.	<i>Análisis de respuestas modal espectral</i> .....	34
2.2.3.	<i>Procedimiento para el cálculo de inercias fisuradas a partir de norma ACI 318-19</i> 35	
2.2.3.1.	<i>Análisis para combinaciones de cargas</i> .....	36
<b>2.3.</b>	<b>Análisis estático no lineal (Pushover)</b> .....	<b>37</b>
2.3.1.	<i>Metodología de la evaluación sísmica mediante el análisis Pushover</i> .....	38
2.3.1.1.	<i>Modelo computacional</i> .....	38
2.3.1.2.	<i>Caso de carga no lineal asociado a un patrón de cargas laterales</i> .....	38
2.3.1.3.	<i>Curvas fuerza-deformación de los elementos estructurales</i> .....	39
2.3.1.4.	<i>Formación de rótulas plásticas y obtención de curva de capacidad</i> .....	40
2.3.1.5.	<i>Comparación entre curva de capacidad de la estructura y espectro de sismo</i> 42	
<b>Capítulo 3: Caso de Estudio</b>		
<b>3.1.</b>	<b>Comparación de los parámetros de las normas sismorresistentes</b> .....	<b>44</b>
<b>3.2.</b>	<b>Análisis sísmico de una edificación de mediana altura con el software ETABS</b> .....	<b>48</b>
3.2.1.	<i>Descripción del edificio a analizar</i> .....	48

3.2.2.	Consideraciones para el modelamiento.....	48
3.2.3.	Parámetros y consideraciones para el análisis sísmico según la Norma E.030...	50
3.2.3.1.	<i>Parámetros sísmicos</i> .....	50
3.2.3.2.	<i>Consideraciones para el análisis sísmico</i> .....	51
3.2.4.	Parámetros y consideraciones para el análisis sísmico según la Norma ASCE/SEI 7-16.	53
3.2.4.1.	<i>Parámetros sísmicos</i> .....	53
3.2.4.2.	<i>Consideraciones para el análisis sísmico</i> .....	55
<b>3.3.</b>	<b>Análisis Estático No Lineal (Pushover)</b> .....	<b>57</b>
3.3.1.	Asignación de las propiedades no lineales de los materiales .....	57
3.3.2.	Asignación de factores de reducción de rigidez.....	59
3.3.3.	Asignación de acero de refuerzo a elementos estructurales.....	59
3.3.4.	Asignación de caso de carga no lineal gravitacional .....	61
3.3.5.	Asignación de caso de carga no lineal lateral.....	63
3.3.6.	Asignación de rótulas plásticas .....	64
3.3.7.	Secuencia de formación de rótulas plásticas .....	69
3.3.8.	Curva de capacidad .....	70
<b>Capítulo 4: Análisis de Resultados</b>		
<b>4.1.</b>	<b>Evaluación de análisis sísmico a partir de la Norma E.030</b> .....	<b>71</b>
<b>4.2.</b>	<b>Evaluación de análisis sísmico a partir de la Norma ASCE/SEI 7-16</b> .....	<b>82</b>
<b>4.3.</b>	<b>Evaluación de análisis estático no lineal</b> .....	<b>92</b>
4.3.1.	Verificación de falla por cortante.....	92
4.3.2.	Curva de capacidad .....	93
4.3.3.	Desempeño de la estructura .....	96
<b>Capítulo 5: Comentarios</b> .....		<b>99</b>
<b>Capítulo 6: Conclusiones</b> .....		<b>101</b>
<b>6.1.</b>	<b>Sobrerresistencia</b> .....	<b>101</b>
<b>6.2.</b>	<b>Derivas</b> .....	<b>101</b>
<b>6.3.</b>	<b>Periodos</b> .....	<b>102</b>
<b>6.4.</b>	<b>Desplazamientos</b> .....	<b>103</b>
<b>6.5.</b>	<b>Fuerza Cortante</b> .....	<b>104</b>
<b>6.6.</b>	<b>Nivel de desempeño de la estructura</b> .....	<b>105</b>

**Bibliografia .....108**  
**Anexos .....110**



## **Capítulo I: Introducción**

### **1.1. Resumen**

Durante un largo periodo de tiempo se ha presentado un silencio sísmico en la región de contacto entre las placas de Nazca y del Pacífico, bajo estas condiciones es razonable esperar la pronta venida de un sismo de alta magnitud. Ante esto es necesario realizar una constante investigación y actualización de las normas sismorresistentes, esto implica estudiar los parámetros que estas proponen y su efectividad. De esta manera, se analizará y comparará las normas E.030 (2018) y ASCE/SEI 7-16 para el diseño sísmico de estructuras con el fin de determinar cuál presenta mayor aproximación a los desplazamientos inelásticos derivados de un análisis Pushover (estático no lineal). En primer lugar, se identificarán distintos criterios de comparación en los que se evidencien las diferencias y similitudes entre las normas, tales como factores, coeficientes y procedimientos. Luego, se realizará el análisis sísmico de un edificio de mediana altura ubicada en la costa del Perú, bajo los requerimientos de ambas normas, empleando el software ETABS. Con los procedimientos y resultados se evaluará y comparará las derivas, cortantes de diseño, desplazamientos inelásticos, entre otros. Seguidamente, se realizará un análisis Pushover para la edificación previamente modelada en el mismo software. Finalmente, se determinarán las diferencias de los valores que resultan de los análisis sísmicos realizados a partir de ambas normas y analizar cuál norma presenta resultados que se aproximen más a los desplazamientos inelásticos obtenidos del análisis Pushover.

### **1.2. Objetivos de la investigación**

#### **1.2.1. Objetivo general**

Analizar y comparar los parámetros y procedimientos sismorresistentes presentes en las normas E.030 y ASCE/SEI 7-16 para edificaciones peruanas de mediana altura con la finalidad de encontrar que norma presenta mejor aproximación a los desplazamientos inelásticos obtenidos de un análisis Pushover.

### **1.2.2. Objetivos específicos**

- Identificar los parámetros sísmicos similares y diferentes entre ambas normas
- Realizar el análisis sísmico de un edificio de mediana altura ubicada en la costa peruana bajo los requerimientos de las normas E.030 y ASCE/SEI 7-16 mediante el uso del software ETABS
- Evaluar y comparar las respuestas de derivas y cortantes de diseño de la edificación modelada a partir de cada norma
- Realizar un análisis Pushover para la edificación modelada en el programa ETABS
- Determinar las diferencias de los resultados del estudio sísmico entre ambas normas y analizar qué norma se aproxima más a los desplazamientos inelásticos obtenidos del análisis no lineal

### **1.3. Justificación de la investigación**

Las normas sismorresistentes componen un grupo de requisitos mínimos que deben cumplir las edificaciones; no obstante, estas no aseguran un buen desempeño de las mismas, pues aún no se tiene un conocimiento certero respecto a sus comportamientos ante cualquier tipo de actividad sísmica (Muñoz, 2008). Es por esta razón que deben realizarse diferentes investigaciones concernientes a evaluar la efectividad de las diferentes normas de cada país. De igual manera, el análisis y la comparación de estas normas permiten fortalecer la fiabilidad de los parámetros utilizados. La investigación propuesta pretende analizar y comparar las normas E.030 y ASCE/SEI 7-16, específicamente los parámetros y procedimientos que se utilizan para el diseño de estructuras ante movimientos sísmicos.

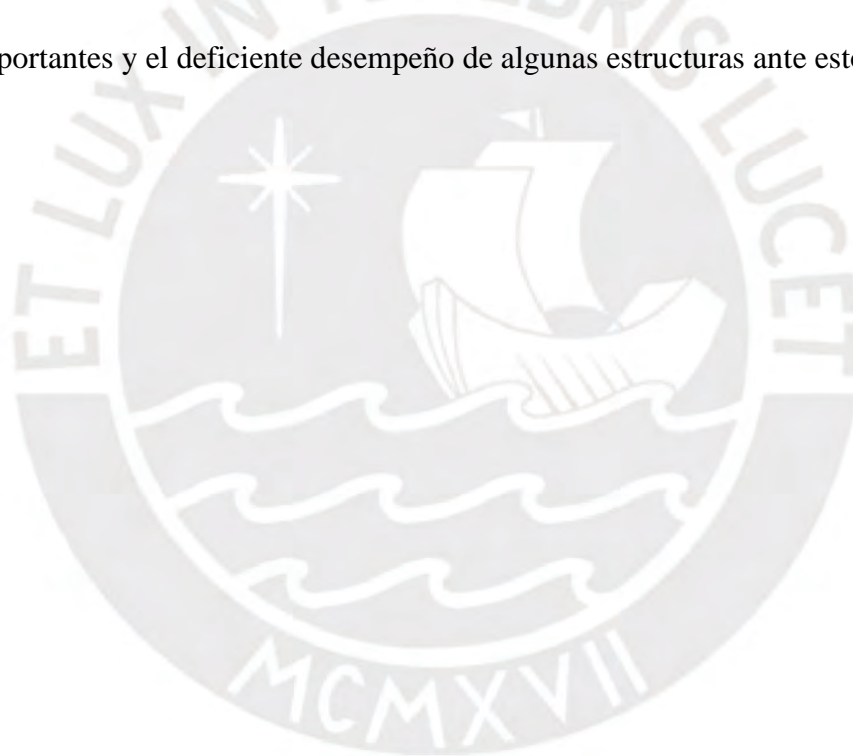
### **1.4. Hipótesis de la investigación**

La Norma ASCE/SEI 7-16 presenta parámetros y procedimientos más detallados para evaluar el comportamiento sísmico de las edificaciones en comparación a la E.030, debido a

que ha sido desarrollada por más tiempo; sin embargo, sus requerimientos no necesariamente son más estrictos que esta última mencionada.

### **1.5. Alcances y limitaciones**

La investigación propuesta pretende determinar cuáles son las asunciones más acertadas para estudiar la conducta de la estructura, de modo que estas se asemejen más a la respuesta real de la misma ante la acción de un sismo. Sin embargo, no es posible asegurar un determinado comportamiento de la edificación debido a la alta incertidumbre de las variables que influyen en ella, tales como la intensidad del sismo, el comportamiento del suelo, la calidad de la construcción, entre otras. Esto ha sido evidenciado en las últimas décadas con la venida de sismos importantes y el deficiente desempeño de algunas estructuras ante estos.



## Capítulo 2: Marco Teórico

### 2.1. Metodología de la evaluación sísmica según Norma E.030

La Norma E.030 reúne un grupo de requerimientos y procedimientos mínimos que se deben realizar de manera obligatoria para el Diseño Sismorresistente de cualquier tipo de edificación en el Perú, ya sea para el diseño de una nueva estructura, así como el reforzamiento o reparación de una existente tras haber sufrido daños por un sismo. Además, el diseño sismorresistente tiene como propósito proteger la vida de las personas, garantizar el funcionamiento continuo de las edificaciones esenciales, reducir al mínimo los daños estructurales y no estructurales durante un evento sísmico. Para cumplir con ello, todas las estructuras deben ser diseñadas de modo que cumplan las solicitaciones sísmicas requeridas en la mencionada norma, tomando en consideración que, bajo las condiciones de sismos severos, se permite que estas irruman en el rango inelástico, a excepción de los edificios esenciales. Asimismo, se debe notar la importancia de diseñar las estructuras con simetría respecto a rigideces y masas, continuidad estructural tanto en elevación como en planta, una resistencia adecuada en las dos direcciones ortogonales para cargas laterales, deformación lateral limitada y ductilidad.

#### 2.1.1. Definición de parámetros sísmicos

##### 2.1.1.1. Zonificación

La aceleración del suelo de diseño o como la define el código peruano, el factor de zonificación, establece valores para la aceleración máxima horizontal en la base rocosa con 10% de probabilidad de ser superada en 50 años. Estos factores se basan en el riesgo sísmico de la zona y se expresan como una proporción de la aceleración de la gravedad. Para la norma sismorresistente peruana se ha dividido al territorio nacional en cuatro regiones sísmicas, las cuales tienen asignadas diferentes factores  $Z$ .

**Tabla 1**

Factores de Zona Z para el Código Peruano

Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: Norma E.030 (2018)

**Figura 1.** Zonas sísmicas del Perú.

Fuente: Norma E.030 (2018).

### 2.1.1.2. Perfiles de suelos

La clasificación de los perfiles de suelo se realiza considerando la velocidad media de propagación de las ondas de corte, estableciendo cinco categorías principales.

- Perfil Tipo  $S_0$ : Roca dura ( $V_s > 1500$  m/s)
- Perfil Tipo  $S_1$ : Roca o suelos muy rígidos ( $500 < V_s < 1500$  m/s)
- Perfil Tipo  $S_2$ : Suelos intermedios ( $180 < V_s < 500$  m/s)
- Perfil Tipo  $S_3$ : Suelos blandos ( $V_s < 180$  m/s)

- Perfil Tipo S<sub>4</sub>: Condiciones excepcionales

### 2.1.1.3. Parámetros de sitio

A partir del perfil de suelo y su respectiva zonificación, se adquiere un factor de amplificación de suelo  $S$ , así como periodos  $T_P$  y  $T_L$ , los cuales definen las zonas de desplazamientos y aceleraciones máximas, respectivamente, en el espectro de pseudo-aceleraciones. Se exponen los parámetros en la siguiente tabla:

**Tabla 2**

*Factor de suelos S*

Zona/Suelo	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
Z <sub>4</sub>	0.80	1.00	1.05	1.10
Z <sub>3</sub>	0.80	1.00	1.15	1.20
Z <sub>2</sub>	0.80	1.00	1.20	1.50
Z <sub>1</sub>	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: Norma E.030 (2018)

**Tabla 3**

*Periodos T<sub>P</sub> y T<sub>L</sub>*

	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
T <sub>P</sub> (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
T <sub>L</sub> (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

Fuente: Norma E.030 (2018)

### 2.1.1.4. Factor de amplificación sísmica

Este factor se describe como la relación entre la aceleración máxima experimentada por la estructura respecto de la del terreno, la cual varía según el periodo fundamental y los parámetros  $T_P$  y  $T_L$ . A continuación, se exponen las ecuaciones para determinar este factor:

$$T < T_P \quad C = 2.5 \quad \text{Ecuación 1}$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2.5\left(\frac{T_P}{T}\right) \quad \text{Ecuación 2}$$

$$T > T_L \quad C = 2.5\left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right) \quad \text{Ecuación 3}$$

### **2.1.1.5. Categoría de las edificaciones y Factor de uso**

Se definen dependiendo de la importancia de las edificaciones y a cada una de ellas se le asigna un factor de uso U:

**Tabla 2**

*Categoría de las edificaciones y factor de uso U*

Categoría	Definición	Factor U
A	Edificaciones esenciales	1.5
B	Edificaciones importantes	1.3
C	Edificaciones comunes	1.0
D	Edificaciones temporales	-

Fuente: Norma E.030 (2018)

### **2.1.1.6. Sistemas estructurales**

La E.030 clasifica a cada uno de los sistemas estructurales según el material con el que se haya construido: edificaciones de albañilería, madera, tierra, concreto armado y acero. Particularmente, las edificaciones de concreto armado pueden ser, a su vez, clasificadas como de pórticos, muros, duales o muros de ductilidad limitada.

### **2.1.1.7. Categorías y sistemas estructurales**

El sistema estructural que puede ser empleado se determina a partir de la categoría de la edificación y también, de la zona sísmica. La siguiente tabla presenta los requisitos estructurales.

Tabla 5

*Categoría y sistema estructural de las edificaciones*

Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
A2	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
	1	Cualquier sistema.
B	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF y EBF. Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada. Estructuras de madera.
	1	Cualquier sistema.
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema.

Fuente: Norma E.030 (2018)

### ***2.1.1.8. Coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas y sistemas estructurales***

De acuerdo con el código peruano, se asigna a cada estructura un factor de reducción básico de fuerzas sísmicas ( $R_0$ ) que, al ser afectado por los factores de irregularidad, resulta en el factor de reducción de fuerzas sísmicas ( $R$ ). El  $R_0$  es asignado en base al material utilizado en el sistema estructural.

**Tabla 6**

*Sistema estructurales y coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas*

Sistema Estructural	$R_0$
<b>Acero</b>	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedio Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistente a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
<b>Concreto Armado</b>	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
<b>Albañilería Armada o Confinada</b>	3
<b>Madera (Por esfuerzos admisibles)</b>	7

Fuente: Norma E.030 (2018)

### **2.1.1.9. Regularidad estructural**

Toda edificación debe evaluarse y categorizarse como regular o irregular a partir de lo que establece la Norma, con el fin de realizar un correcto diseño de estas, el cual será más exigente a medida que la edificación presente mayores irregularidades. Estas pueden aparecer en planta o en altura y dependen tanto de la simetría de la estructura, así como de la continuidad en su sistema estructural.

### **2.1.1.10. Irregularidades estructurales**

Las estructuras no regulares deben ser afectadas por distintos factores dependiendo del tipo de irregularidad, con la finalidad de considerar en el diseño las complicaciones que puedan presentar por las mismas.

A continuación, se presentan tablas con los tipos de irregularidades en altura y planta con sus respectivos factores de irregularidad.

Tabla 7

*Irregularidades estructurales en altura y sus factores  $I_a$*

Irregularidades Estructurales en Altura	Factor de Irregularidad $I_p$
<p><b>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando</b></p> <p>La estructura es irregular cuando la rigidez lateral de un entrepiso es inferior al 70% de la del inmediato superior o al 80% de la rigidez lateral promedio de los tres entrepisos superiores en cualquiera de las direcciones de análisis.</p>	0.75
<p><b>Irregularidad de Resistencia – Piso Débil</b></p> <p>Existe cuando la fuerza cortante de un entrepiso es menor al 80% de la del inmediato superior en cualquiera de las direcciones de análisis.</p>	0.75
<p><b>Irregularidad Extrema de Rigidez</b></p> <p>Existe cuando la rigidez lateral de un entrepiso es inferior al 60% de la del inmediato superior o al 70% de la rigidez lateral promedio de los tres entrepisos superior en cualquiera de las direcciones de análisis.</p>	0.50
<p><b>Irregularidad Extrema de Resistencia</b></p> <p>Existe cuando la fuerza cortante de un entrepiso es menor al 65% de la del inmediato superior en cualquiera de las direcciones de análisis.</p>	0.50
<p><b>Irregularidad de Masa o Peso</b></p> <p>La estructura clasifica como irregular cuando el peso de un nivel es 1.5 veces más que el de uno adyacente. No se aplica para azoteas ni sótanos.</p>	0.90
<p><b>Irregularidad Geometría Vertical</b></p> <p>Existe si la dimensión en planta de un nivel es mayor a 1.3 veces la de uno adyacente. No se aplica para azoteas ni sótanos.</p>	0.90
<p><b>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes</b></p> <p>Se presenta cuando un elemento que resiste más de 10% de la fuerza cortantes tiene un desalineamiento vertical de mas de 25% de la correspondiente dimensión del elemento.</p>	0.80
<p><b>Discontinuidad Extrema en los Sistemas Resistentes</b></p> <p>Existe cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos descritos en el inciso anterior supera el 25% de la fuerza cortante total.</p>	0.60

Fuente: Norma E.030 (2018)

Tabla 8

*Irregularidades estructurales en planta y sus  $I_p$ , Norma E.030*

Irregularidades Estructurales en Planta	Factor de Irregularidad $I_p$
<p><b>Irregularidad Torsional</b></p> <p>Existe este tipo de irregularidad cuando la máxima deriva de un piso entre la deriva promedio de ese mismo, considerando excentricidad accidental, resulta mayor de 1.3.</p> <p>Esto solo se analiza si el diafragma es rígido y si la deriva máxima es mayor 50% de la permita por la Norma.</p>	0.75
<p><b>Irregularidad Torsional Extrema</b></p> <p>Existe este tipo de irregularidad cuando la máxima deriva de un piso entre la deriva promedio de ese mismo, considerando excentricidad accidental, resulta mayor de 1.5.</p> <p>Esto solo se analiza si el diafragma es rígido y si la deriva máxima es mayor 50% de la permita por la Norma.</p>	0.60
<p><b>Esquina Entrantes</b></p> <p>Se considera este tipo de irregularidad cuando la estructura tiene esquinas entrantes con dimensiones mayores al 20% de la dimensión total correspondiente en planta.</p>	0.90
<p><b>Discontinuidad del Diafragma</b></p> <p>Este tipo de irregularidad se presenta cuando el diafragma tiene aberturas mayores al 50% de su área bruta.</p>	0.85
<p><b>Sistemas no Paralelos</b></p> <p>Se presenta irregularidad si en la dirección de análisis, los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. Esto no se toma en consideración si los sistemas forman ángulos menores de 30° o si resisten menos del 10% de las fuerzas laterales del piso.</p>	0.90

Fuente: Norma E.030 (2018)

#### ***2.1.1.11. Desplazamientos laterales máximos inelásticos***

El código peruano determina que los desplazamientos laterales máximos que se esperan para una edificación ante un sismo severo se determinan a partir del análisis lineal elástico, aplicando un factor reductor de 0.75 R en construcciones regulares y de 0.85 R en las irregulares.

### 2.1.1.12. Desplazamientos laterales relativos admisibles

Los límites para los desplazamientos laterales de entrepiso los establece la Norma dependiendo del material que predomine sobre la estructura.

**Tabla 9**

*Límites para la distorsión del entrepiso*

Material Predominante	$(\Delta_i/h_{ei})$
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificio de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Fuente: Norma E.030 (2018)

### 2.1.2. Procedimiento para el análisis sísmico

La E.030 permite realizar el diseño sísmico mediante tres métodos, análisis estático, análisis dinámico por modos espectrales y análisis dinámico tiempo historia. Para los dos primeros casos se utiliza un modelo de comportamiento lineal-elástico, al cual se le reducen las solicitaciones sísmicas. La orientación de análisis depende de la regularidad de la estructura, para el caso de una regular, se considera que las fuerzas sísmicas horizontales actúan en dos direcciones perpendiculares independientemente.

El modelo para el análisis se puede realizar considerando un sistema de piso tipo diafragma rígido o flexible dependiendo de la rigidez y resistencia de este. En el primer caso, cuando se puede garantizar que las fuerzas horizontales se distribuyen en planta de acuerdo con la rigidez de los elementos estructurales, es posible emplear un modelo de masas concentradas, asignando tres grados de libertad por nivel: dos correspondientes a movimientos de traslación y uno a rotación. Es importante mencionar que para modelos de estructuras de concreto armado y albañilería, se permite emplear inercias de secciones brutas sin considerar los efectos de fisuración que el sismo produce sobre estas.

### 2.1.2.1. Estimación del peso

El peso total (P) se obtiene al sumar las cargas permanentes de la estructura y un porcentaje de la carga viva o sobrecarga, determinado conforme a los criterios establecidos en la Norma E.030 (2018).

**Tabla 3**

*Porcentaje de Carga Viva para diseño sísmico*

Categoría de Edificación	Carga Viva
Edificación tipo A y B	50%
Edificación tipo C	25%
Depósitos	80%
Azoteas y Techos	25%
Estructuras de tanques, silos, similares	100%

Fuente: Adaptado de Norma E.030 (2018)

### 2.1.2.2. Análisis estático

El análisis estático representa las demandas sísmicas como grupo de fuerzas que actúa en cada piso de la estructura, donde se concentra la masa. Este procedimiento puede ser aplicado para las siguientes condiciones:

- ✓ Cuando se trate de estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1.
- ✓ Para estructuras regulares con una altura que no exceda los 30 metros, independientemente de la zona sísmica.
- ✓ En el caso de edificaciones regulares o irregulares conformadas por muros portantes de concreto armado o albañilería armada o confinada con altura máxima de 15 metros independientemente de la zona sísmica.
- **Fuerza cortante en la base**

La fuerza cortante de diseño en la base de la estructura (V) se obtiene utilizando la siguiente fórmula:

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

*Ecuación 1*

Los parámetros que conforman la ecuación mostrada han sido presentados previamente como, zonificación (Z), factor de uso (U), factor de amplificación sísmica (C), factor de suelo (S), peso de la edificación (P) y el coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas (R).

- **Periodo fundamental de vibración**

La E.030 permite estimar el periodo fundamental de vibración de la estructura mediante:

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad \text{Ecuación 2}$$

Donde  $h_n$  se define como la longitud que mide desde la superficie del terreno al techo de la estructura y  $C_T$  corresponde a un coeficiente determinado por los elementos que aportan rigidez al sistema estructural.

La tabla siguiente muestra los valores de  $C_T$  correspondientes a los distintos tipos de elementos resistentes en la estructura:

**Tabla 4**

*Valores de  $C_T$  para determinación del periodo fundamental de vibración*

Elementos resistentes	$C_T$
Pórticos de concreto armado sin muros de corte	35
Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento	
Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras	45
Pórticos de acero arriostrados	60
Edificios de albañilería	
Edificios de concreto armado duales	
Edificios de muros estructurales	
Edificios de muros de ductilidad limitada	

Fuente: Norma E.030 (2018)

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

Se debe distribuir la fuerza cortante basal obtenida en cada piso mediante la siguiente relación, especificada en la Norma:

$$F_i = \alpha_i \cdot V \quad \text{Ecuación 3}$$

Donde  $\alpha_i$  determina la porción de la fuerza cortante total que se distribuye a cada piso y depende del peso de estos ( $P_i$ ), su altura respecto a la superficie de terreno ( $h_i$ ), el periodo del edificio y la cantidad de pisos ( $n$ ), tal y como se presenta en la siguiente expresión:

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k} \quad \text{Ecuación 4}$$

**Tabla 5**

Valor de  $k$  para los valores del periodo

Periodo (T)	k
Menor o igual a 0.5 segundos	1
Mayor a 0.5 segundos	$(0.75 + 0.5 \cdot T) \leq 2$

Fuente: Norma E.030 (2018)

- **Excentricidad accidental**

En las estructuras que se modelan con diafragmas rígidos se debe considerar una excentricidad accidental, la cual genera un momento torsor accidental en cada piso desfavorable para la estructura y se calculan con la siguiente ecuación:

$$M_{ti} = \pm F_i \cdot e_i \quad \text{Ecuación 5}$$

Donde la excentricidad accidental ( $e_i$ ) tiene como valor la longitud del edificio ortogonal a la dirección de estudio multiplicado por 0.05.

### 2.1.2.3. Análisis dinámico modal espectral

Todo tipo de edificación puede diseñarse a partir del análisis dinámico modal espectral.

- **Modos de vibración**

En el estudio, deben considerarse aquellas formas de vibración cuya participación acumulada de masa efectiva alcance al menos el 90 % de la masa total de la estructura, considerando como mínimo los tres modos predominantes. Estos se pueden determinar a partir de cualquier análisis que considere de modo adecuado tanto la distribución de masas y la rigidez.

- **Aceleración espectral**

Se debe usar un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones a partir de la ecuación:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \quad \text{Ecuación 6}$$

- **Criterios de combinación**

Para obtener la respuesta máxima elástica, que corresponde al resultado del grupo de los diferentes modos de vibración, se puede emplear la combinación cuadrática completa (CQC) o una sumatoria del 75% de la combinación mencionada y del 25% de la sumatoria de los valores absolutos de sus respectivas respuestas.

- **Fuerza cortante mínima**

La fuerza cortante mínima para estructuras regulares e irregulares es el 80% y 90% de la obtenida en el análisis estático, respectivamente. De no cumplirse con este criterio, se debe multiplicar por un factor de amplificación a todos los resultados, excepto los desplazamientos. Este factor se obtiene de dividir la mínima fuerza cortante entre la dinámica modal espectral.

- **Excentricidad accidental**

En la dirección perpendicular al análisis se debe considerar una excentricidad accidental igual al 5% de la dimensión del edificio perpendicular a la dirección del sismo.

## 2.2. Metodología de la evaluación sísmica según norma ASCE/SEI 7-16

El propósito principal del capítulo 11 de la ASCE/SEI 7-16 es presentar criterios para el diseño de edificios ante eventos sísmicos. Estos criterios son requisitos obligatorios mínimos que, tanto la edificación, como los componentes no estructurales, deben cumplir para resistir los efectos generados por los sismos. La Norma define un Terremoto Considerado de Máximo Riesgo o  $MCE_R$  por sus siglas en inglés (*Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake*), el cual presenta una probabilidad de excedencia de aproximadamente 2% en 50 años para la mayoría de las regiones en Estados Unidos (Hamburger, Bonelli, Lagos y Wyllie Jr, 2012).

El estudio sísmico y el diseño de edificaciones deben realizarse de acuerdo con el Capítulo 12 de la Norma ASCE/SEI 7-16. Este exige que las estructuras presenten una resistencia y rigidez adecuada para soportar los movimientos sísmicos de diseño, respetando los límites de deformación establecidos dependiendo del tipo de estructura. Con el propósito de comprobar que esta cumpla con los criterios establecidos se debe realizar un modelo matemático de la misma.

### 2.2.1. Definición de parámetros

#### 2.2.1.1. Parámetros de aceleración mapeados

Los parámetros de aceleración de respuesta espectral mapeados  $MCE_R$  para periodos cortos ( $S_S$ ) y para periodos largos ( $S_1$ ) dependen del riesgo sísmico de la región en la que se encuentre la estructura y se expresan como un porcentaje de la gravedad. La ASCE/SEI 7-16 presenta una serie de mapas del territorio estadounidense que muestran contornos en los cuales se especifican los diferentes valores para los dos parámetros sísmicos. En zonas de alta sismicidad,  $S_S$  presenta valores típicos entre 1.0 y 1.5g; mientras que,  $S_1$  varía entre 0.4 y 0.6g (Hamburger, 2012).

#### 2.2.1.2. Clasificación de sitio

La categorización del suelo se basa en los primeros 30 metros del perfil, considerando la velocidad media de las ondas de corte ( $V_s$ ). Se definen 6 categorías de sitio:

**Tabla 6**

*Clase de sitio para tipo de perfiles de suelo*

Clasificación del Perfil de Suelo		
Clase de sitio	Tipo de Perfil	$V_s$ (m/s)
A	Roca dura	> 1500
B	Roca	700 < $V_s$ < 1500
C	Suelo muy denso y roca blanda	350 < $V_s$ < 700
D	Suelo rígido	200 < $V_s$ < 350
E	Suelo arcilloso suave	< 200
F	Requiere análisis de respuesta en sitio	

Fuente: Norma E.030 (2018)

### 2.2.1.3. Coeficiente de sitio

Los coeficientes de sitio correspondientes a periodos cortos  $F_a$  y para periodos largos  $F_v$ , dependen de la clasificación del sitio y de la magnitud de los parámetros  $S_S$  y  $S_1$ .

**Tabla 7**

*Coeficiente de sitio de periodo corto  $F_a$*

Coeficiente de sitio de periodo corto $F_a$						
Clase de sitio	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.5$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.0$	$S_S = 1.25$	$S_S = 1.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
C	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
E	2.4	1.7	1.3	-	-	-

Fuente: Norma ASCE/SEI 7-16 (2016)

**Tabla 15**

*Coeficiente de sitio de periodo largo  $F_v$*

Coeficiente de sitio de periodo largo $F_v$						
Clase de sitio	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 = 0.5$	$S_1 \leq 0.6$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
C	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
D	2.4	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7
E	4.2	-	-	-	-	-

Fuente: Norma ASCE/SEI 7-16 (2016)

### 2.2.1.4. Parámetro de aceleración de respuesta espectral para sismo de máximo riesgo

Los parámetros de aceleración de respuesta espectral  $MCE_R$  para periodos cortos ( $S_{MS}$ ) y para periodos de 1 segundo ( $S_{M1}$ ) dependen tanto del coeficiente de sitio, como del parámetro de aceleración mapeado. Se determinan con las ecuaciones especificadas a continuación.

$$S_{MS} = F_a \cdot S_S \quad \text{Ecuación 7}$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 \quad \text{Ecuación 8}$$

### 2.2.1.5. Parámetros de aceleración espectral de diseño

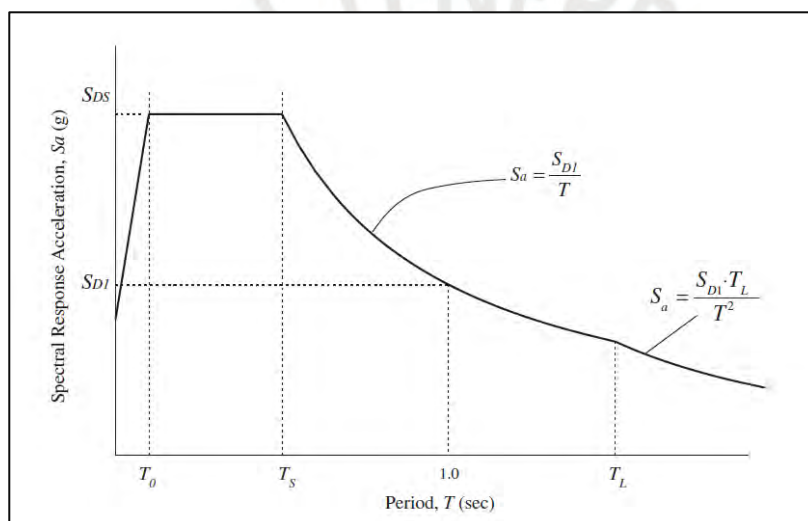
A partir de los parámetros de aceleración espectral de diseño para períodos cortos,  $S_{DS}$ , y para períodos de 1 segundo,  $S_{D1}$ , se determinan las fuerzas con las que se debe diseñar la estructura. Estos parámetros se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \cdot S_{MS} \quad \text{Ecuación 9}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \cdot S_{M1} \quad \text{Ecuación 10}$$

### 2.2.1.6. Espectro de respuesta de diseño

El espectro de diseño se desarrolla en base a la siguiente figura.



**Figura 2.** Espectro de respuesta de diseño

Fuente: Norma ASCE/SEI 7-16 (2016)

Los parámetros del espectro de diseño y la aceleración de respuesta espectral de diseño se calculan en base a las siguientes ecuaciones:

$$T_0 = 0.2 \left( \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \right) \quad \text{Ecuación 11}$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad \text{Ecuación 12}$$

- $T_L$ : Períodos de transición larga, se muestra en las figuras 22-14 a 22-17 de la Norma.

$$T < T_0 \quad S_a = S_{DS} \left( 0.4 + 0.6 \cdot \frac{T}{T_0} \right) \quad \text{Ecuación 13}$$

$$T_0 < T < T_S \quad S_a = S_{DS} \quad \text{Ecuación 14}$$

$$T_S < T < T_L \quad S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad \text{Ecuación 15}$$

$$T > T_L \quad S_a = \frac{S_{D1}T_L}{T^2} \quad \text{Ecuación 16}$$

Cabe mencionar que, si es necesario realizar un análisis de respuesta de peligro o del terreno ante movimientos de este, se requiere otro procedimiento para desarrollar el espectro de diseño. Este se realiza de acuerdo con lo explicado en la Norma en la sección 21.3.

#### **2.2.1.7. Clasificación de los edificios**

Todos los edificios son clasificados sobre una categoría de riesgo en base a las posibilidades de que su fallo genere una gran cantidad de pérdidas de vidas o costos a la sociedad. Esta clasificación se divide en cuatro tipos, I, II, III y IV, donde la primera mencionada implica el menor riesgo a la vida humana y la última el mayor. La mencionada clasificación se detalla en la tabla 1.5-1 de la ASCE/SEI 7-16.

#### **2.2.1.8. Factor de importancia**

A todas las estructuras se les asigna un factor de importancia sísmico  $I_e$ , en base a su categoría de riesgo. Se presenta en la siguiente tabla el factor correspondiente a cada categoría:

**Tabla 8**

Factor de importancia

Categoría de riesgo	$I_e$
I	1.00
II	1.00
III	1.25
IV	1.50

Fuente: Norma ASCE/SEI 7-16 (2016)

#### **2.2.1.9. Categoría de diseño sísmico**

Toda la estructura es asignada a una clasificación de diseño sísmico en base a los parámetros  $S_1$ ,  $S_{DS}$  y  $S_{D1}$ , así como a la categoría de riesgo. Por un lado, las estructuras que presentan un valor de  $S_1$  mayor o igual a 0.75g son catalogadas del siguiente modo.

**Tabla 9**

*Categoría de diseño sísmico para estructura con  $S_1$  mayor o igual a 0.75g*

Categoría de riesgo	Categoría de diseño sísmico
I, II, III	E
IV	F

Fuente: Norma ASCE/SEI 7-16 (2016)

Por otro lado, las estructuras con  $S_1$  menor a 0.75g serán clasificadas en la clasificación de diseño sísmico en base a las dos tablas que se muestran a continuación y se elegirá la clasificación más desfavorable entre los resultados de ambas.

**Tabla 10**

*Categoría de diseño sísmico basado en  $S_{DS}$  para estructura con  $S_1$  menor a 0.75g*

$S_{DS}$	Categoría de riesgo	
	I, II, III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D

Fuente: Norma ASCE/SEI 7-16 (2016)

**Tabla 11**

*Categoría de diseño sísmico basado en  $S_{D1}$  para estructura con  $S_1$  menor a 0.75g*

$S_{D1}$	Categoría de riesgo	
	I, II, III	IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{D1}$	D	D

Fuente: Norma ASCE/SEI 7-16 (2016)

### ***2.2.1.10. Tipos de sistemas estructurales***

El sistema básico de resistencia a la fuerza sísmica lateral y vertical en cada una de las direcciones ortogonales de la estructura debe cumplir con uno de los tipos indicados en la Tabla 12.2-1 de la ASCE/SEI 7-16. En esta tabla se especifica el límite de altura estructural ( $h_n$ ), el coeficiente de modificación de respuesta ( $R$ ), el factor de sobrerresistencia ( $\Omega_0$ ) y el factor de amplificación de deflexión ( $C_d$ ) para cada sistema estructural. Estos factores serán empleados para calcular la fuerza cortante basal, las fuerzas de diseño de cada elemento estructural y la deriva de entrepiso. Se expone una tabla con los sistemas estructurales más comunes con sus respectivos parámetros extraídos de la Norma.



**Tabla 12**

*Diseño de coeficientes y factores para un sistema resistente a la fuerza sísmica*

Sistema de resistencia sísmica	R	$\Omega_0$	Cd
<b>SISTEMA DE MUROS DE CORTE</b>			
Muros de corte ordinarios de concreto armado	5	2.5	5
Muros de corte ordinarios de concreto simple	1.5	2.5	1.5
Muros de corte ordinarios de mampostería reforzada	2	2.5	1.75
<b>SISTEMA DE PÓRTICOS</b>			
Muros de corte ordinarios de concreto armado	5	2.5	4.5
Muros de corte ordinarios de concreto simple	1.5	2.5	1.5
Muros de corte ordinarios de mampostería reforzada	2	2.5	2
<b>SISTEMA DE PÓRTICOS RESISTENTE A MOMENTOS</b>			
Pórticos de momento especiales de concreto armado	8	3	5.5
Pórticos de momento intermedios de concreto armado	5	3	4.5
Pórticos de momento ordinarios de concreto armado	3	3	2.5
<b>SISTEMAS DUALES CON CAPACIDADES ESPECIALES DE RESISTENCIA AL MENOS 25% DE LAS FUERZAS SÍSMICAS PRESCRITAS</b>			
Muros de corte ordinarios de concreto armado	6	2.5	5
<b>SISTEMAS DUALES CON CAPACIDADES INTERMEDIAS DE RESISTENCIA AL MENOS 25% DE LAS FUERZAS SÍSMICAS PRESCRITAS</b>			
Muros de corte ordinarios de mampostería reforzada	3	3	2.5
Muros de corte ordinarios de concreto armado	5.5	2.5	4.5

Fuente: Norma ASCE/SEI 7-16 (2016)

La ASCE/SEI 7-16 desarrolla requisitos específicos para algunos sistemas estructurales de pórticos. Con respecto al sistema dual, los pórticos deben resistir mínimo el 25% de las fuerzas sísmicas de diseño. La resistencia total de la estructura debe ser proporcionada por el trabajo combinado de los pórticos y los muros estructurales en relación con sus rigideces.

### **2.2.1.11. Regularidad de estructuras**

Las estructuras se definen como regulares e irregulares dependiendo de la configuración de su sistema estructural, de modo que se tengan en consideración los efectos que estas irregularidades generan en caso de presentarse.

Seguidamente, se exponen los tipos de irregularidades verticales con sus criterios para ser consideradas:

- **Irregularidad de rigidez – piso blando**

La estructura es irregular en el caso de que la rigidez lateral de un nivel sea inferior al 0.7 de la del adyacente superior o al 0.8 de la media de la rigidez lateral de los superiores tres pisos.

- **Irregularidad extrema de rigidez**

Existe cuando la rigidez lateral de un piso es inferior al 0.6 de la del adyacente superior o al 0.7 de la media de la rigidez lateral de los tres pisos superiores en las direcciones de análisis.

- **Irregularidad de masa o peso**

En caso el peso efectivo de un piso es más del 150% de uno adyacente, la estructura clasifica como irregular. Una azotea que es más liviana que el piso inferior no será considerado en este criterio de irregularidad.

- **Irregularidad Geométrica Vertical**

Existe si la dimensión en planta de un nivel es mayor del 130% de uno adyacente.

- **Irregularidad de discontinuidad de elemento resistente a fuerza lateral vertical**

Existe cuando hay un desalineamiento en planta de un elemento resistente a fuerzas sísmicas verticales, presentándose como resultado una demanda de volcamiento en los elementos resistentes.

- **Discontinuidad de resistencia lateral - Irregularidad de piso débil**

Si la cortante de un piso es menor al 0.8 de la del adyacente superior.

- **Discontinuidad de resistencia lateral - Irregularidad extrema de piso débil**

Si la cortante de un piso es menor a 0.65 de la del adyacente superior. De igual manera, se presentan los tipos de irregularidades horizontales:

- **Irregularidad torsional**

Se presenta cuando el cociente de la máxima deriva de un piso y la deriva promedio de ese mismo, considerando excentricidad accidental con  $A_x = 1$  (Ec. 2.38), resulta mayor de 1.2. Esto solo se analiza si el diafragma es rígido o semirrígido.

- **Irregularidad torsional extrema**

Existe este tipo de irregularidad cuando el cociente de la máxima deriva de un piso y la deriva promedio de ese mismo, considerando excentricidad accidental con  $A_x = 1$  (Ec. 2.38), resulta mayor de 1.4. Esto solo se analiza si el diafragma es rígido o semirrígido.

- **Esquinas entrantes**

Se presenta en caso la estructura posea esquinas entrantes con mayores dimensiones al 0.15 de la longitud total de la edificación en planta.

- **Discontinuidad del diafragma**

Se presenta en dos casos: si el diafragma tiene una abertura mayor al 50% del área bruta o si entre dos pisos adyacentes existe una variación de la rigidez del diafragma mayor al 50%.

- **Irregularidad de desalineamiento fuera del plano**

Si un elemento vertical resistente presenta una discontinuidad es que se presenta este tipo de irregularidad.

- **Sistemas no paralelos**

Si los elementos estructurales verticales que reciben fuerzas laterales no son paralelos a la mayoría de los que reciben fuerzas del sismo es que se presenta esta irregularidad.

### ***2.2.1.12. Flexibilidad del diafragma, configuración de irregularidades y redundancia***

- **Flexibilidad del diafragma**

En el modelamiento de la edificación se puede considerar un sistema de piso tipo diafragma rígido o flexible dependiendo de su resistencia y rigidez. Los diafragmas de losa de concreto en estructuras que no tienen irregularidades horizontales se pueden idealizar como rígidos.

- **Regularidad de la estructura**

Las edificaciones se clasifican como regulares o irregulares dependiendo de sus configuraciones estructurales. Pueden presentarse irregularidades horizontales o verticales y, por ejemplo, si la estructura presenta al menos una de tipo horizontal, esta será clasificada como “estructura con irregularidad horizontal”.

- **Redundancia**

Se debe asignar un factor de redundancia ( $\rho$ ) al sistema estructural en cada una de las direcciones ortogonales de la edificación. Para edificaciones con categoría de diseño sísmico B o C,  $\rho$  tomará un valor de 1.0 y para D, E o F, un valor de 1.3.

### ***2.2.1.13. Desplazamientos máximos de entrepiso***

Ninguna estructura debe sobrepasar los límites establecidos para los desplazamientos de entrepiso, los cuales se muestran en la Tabla 12.12-1. Estos valores máximos dependen de la categoría de riesgo de la estructura, el sistema estructural y también del material de construcción. Seguidamente, se muestran los valores de desplazamientos máximos de entrepiso para estructuras de pórticos, muros de corte y duales de concreto armado.

**Tabla 13**

*Límites de desplazamientos de entrepiso para estructuras de concreto armado*

Categoría de riesgo	Deriva máxima de entrepiso
I, II	$0.020h_{sx}$
III	$0.015h_{sx}$
IV	$0.010h_{sx}$

Fuente: Norma ASCE/SEI 7-16 (2016)

En la tabla el parámetro  $h_{sx}$  representa la altura del piso debajo del nivel x.

#### **2.2.1.14. Máximo desplazamiento inelástico**

El máximo desplazamiento inelástico ( $\delta_M$ ) se calcula a partir del máximo desplazamiento elástico ( $\delta_{max}$ ) y se calcula de la siguiente manera:

$$\delta_M = \frac{C_d \cdot \delta_{max}}{I_e} \quad \text{Ecuación 17}$$

### **2.2.2. Procedimiento para el análisis sísmico**

#### **2.2.2.1. Efectos de carga sísmica y combinaciones**

Los efectos de carga sísmica (E) incluyen las fuerzas axiales, cortantes y momentos flectores que resultan de la aplicación de las fuerzas sísmicas horizontales (Eh) y verticales (Ev), las cuales se calculan del siguiente modo:

$$Ev = 0.2 \cdot S_{DS} \cdot D \quad \text{Ecuación 18}$$

$$Eh = \rho \cdot Q_E \quad \text{Ecuación 19}$$

Donde:

- ✓ D: efecto de la carga muerta
- ✓  $Q_E$ : efectos de las fuerzas sísmicas horizontales de V

Estos resultados de Ev y Eh se emplean en las siguientes combinaciones de carga:

$$1.2D + Ev + Eh + L + 0.2S \quad \text{Ecuación 23}$$

$$0.9D - Ev + Eh + L + 0.2S \quad \text{Ecuación 24}$$

Cuando se incluye la sobrerresistencia, la fuerza sísmica horizontal se halla con la ecuación:

$$Emh = \Omega_0 \cdot Q_E \quad \text{Ecuación 20}$$

Donde:

- ✓ Emh: efecto de las fuerzas sísmicas horizontales incluyendo sobrerresistencia
- ✓  $\Omega_0$ : factor de sobrerresistencia

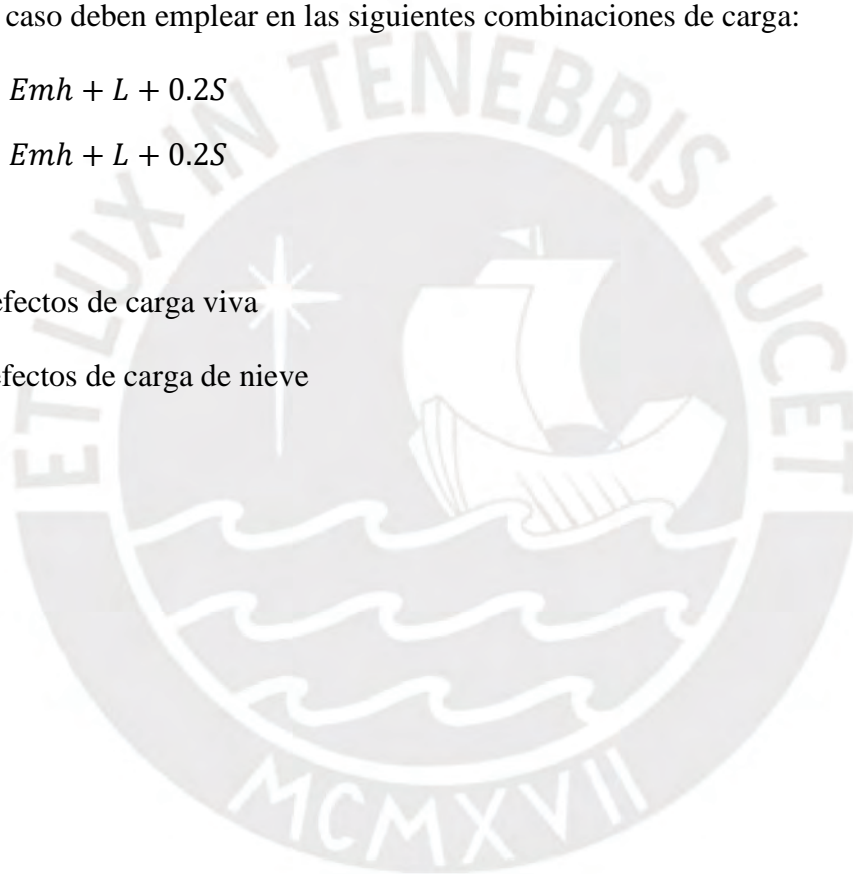
En este caso deben emplear en las siguientes combinaciones de carga:

$$1.2D + Ev + Emh + L + 0.2S \quad \text{Ecuación 21}$$

$$0.9D - Ev + Emh + L + 0.2S \quad \text{Ecuación 22}$$

Donde:

- ✓ L: efectos de carga viva
- ✓ S: efectos de carga de nieve



#### **2.2.2.2. Dirección de carga**

Las direcciones de aplicación de las fuerzas sísmicas serán las que producen condiciones de carga más críticas. Para las estructuras con Categoría de Diseño Sísmico B las fuerzas sísmicas con las que se diseña se pueden aplicar de modo independiente en cada una de las direcciones ortogonales. Asimismo, este criterio también se utiliza para las edificaciones de categoría C, D, E y F cuando la edificación no presente irregularidad horizontal tipo 5 (irregularidad de sistemas no paralelos).

#### **2.2.2.3. Selección del procedimiento de análisis**

Existen diferentes procedimientos de análisis permitidos los cuales son: procedimiento de fuerza lateral equivalente, análisis de espectro de respuesta modal, análisis de historial de respuesta lineal y procedimientos de historial de respuesta no lineal. En la Tabla 12.6-1 se especifican los procedimientos de análisis permitidos dependiendo de la Categoría de Diseño y las características estructurales. Por un lado, para las categorías B y C se permite cualquiera de los procedimientos previamente mencionados. Por otro lado, para las categorías D, E y F el procedimiento permitido dependerá de la categoría de riesgo, el sistema estructural, la altura y la regularidad de la edificación.

#### **2.2.2.4. Criterios de modelado**

La estructura debe ser modelada como empotrada en su base y el peso sísmico efectivo ( $W$ ) como el total de la carga muerta y mínimamente el 25% de la carga viva.

#### **2.2.2.5. Modelamiento estructural**

La Norma exige realizar un modelamiento matemático de la edificación, con la finalidad de hallar los esfuerzos en los elementos y desplazamientos de la estructura al aplicar cargas o desplazamientos sobre la misma.

Este modelo debe considerar la resistencia y rigidez de los elementos característicos del sistema estructural, así como los efectos de las fisuras en las secciones de concreto y albañilería.

Además, al realizar un análisis de respuesta modal espectral se debe utilizar como mínimo tres grados de libertad dinámicos por piso, los cuales serán equivalentes a dos grados perpendiculares de translación y uno de rotación.

#### 2.2.2.6. Procedimiento de fuerza lateral equivalente

Para toda estructura con categoría de diseño sísmico B o C, se puede emplear este procedimiento. También se permite para aquellas con categoría de diseño sísmico D, E o F, las cuales no presenten irregularidades y su altura estructural sea menor o igual a 160 pies (48.8 m), en caso superen esa altura, deben presentar un periodo menor a  $3.5T_s$ .

- **Fuerza Cortante en la base**

La fuerza cortante en la base (V) se halla a partir de la ecuación:

$$V = C_S \cdot W \quad \text{Ecuación 23}$$

En esta fórmula se utiliza el peso efectivo sísmico (W), el cual ya fue definido previamente y el coeficiente de respuesta sísmica ( $C_S$ ). El cálculo de este último se muestra a continuación, junto con los valores máximos y mínimos aceptados para el mismo.

Valor de  $C_S$ :

$$C_S = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad \text{Ecuación 24}$$

Valores máximos de  $C_S$ :

$$T \leq T_L \quad C_S = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad \text{Ecuación 25}$$

$$T > T_L \quad C_S = \frac{S_{D1} \cdot T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad \text{Ecuación 26}$$

Valores mínimos de  $C_S$ :

$$C_S = 0.044 \cdot S_{DS} \cdot I_e \geq 0.01 \quad \text{Ecuación 27}$$

Además, si el valor de  $S_1$  es mayor a 0.6g, entonces  $C_S$  debe ser mayor a:

$$C_S = 0.5 \cdot S_1 / (R/I_e) \quad \text{Ecuación 28}$$

- **Periodo fundamental de la estructura**

Para el análisis de fuerza lateral equivalente la ASCE/SEI 7-16 permite utilizar un periodo aproximado del edificio ( $T_a$ ). Se puede calcular el  $T_a$  para cualquier estructura mediante la siguiente ecuación, la cual depende de la altura estructural de la edificación ( $h_n$ ) y de los parámetros  $C_t$  y  $X$  que se obtiene de la tabla 12.8-2.

$$T_a = C_t \cdot h_n^x \quad \text{Ecuación 29}$$

Además, para estructuras con un máximo de 12 pisos y con una altura de aproximadamente 3 metros cada uno, se puede utilizar un  $T_a$  igual al 10% del número de pisos ( $N$ ). Adicionalmente, la Norma especifica que el periodo fundamental ( $T$ ) no debe superar el valor que toma multiplicación de  $T_a$  por el coeficiente de límite superior ( $C_u$ ), el cual se obtiene de la tabla:

**Tabla 14**

Valores de coeficiente de límite superior

$S_{D1}$	$C_u$
$\geq 0.4$	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
$\leq 0.1$	1.7

Fuente: Norma ASCE/SEI 7-16 (2016)

- **Distribución vertical de fuerzas sísmicas**

Se distribuye el valor de la fuerza cortante basal ( $V$ ) en cada piso utilizando un factor de distribución ( $C_{vx}$ ), el cual depende del peso ( $w$ ) y altura respecto al nivel cero ( $h_x$ ) de cada piso. Las siguientes ecuaciones muestran los cálculos para obtener la fuerza sísmica lateral en cada piso ( $F_x$ ).

$$F_x = C_{vx} \cdot V \quad \text{Ecuación 30}$$

$$C_{vx} = \frac{w_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i^k} \quad \text{Ecuación 31}$$

En donde el valor del parámetro “k” varía de acuerdo al periodo de la estructura. De esta manera, se especifica que este será igual a 1 para un periodo menor a 0.5, 2 para un periodo mayor a 2.5 y para periodos entre 0.5 y 2.5 deberá ser calculado mediante interpolación lineal entre 1 y 2, respectivamente.

Además, para calcular la repartición de fuerza cortante en cada piso ( $V_x$ ) se utiliza la siguiente ecuación:

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad \text{Ecuación 32}$$

Cabe mencionar que la numeración de los pisos se inicia en el de mayor altura, es decir que este se considera como “piso 1” y el primer piso se considera como “piso n”.

- **Torsión inherente y torsión accidental**

Para aquellas estructuras con un diafragma rígido se debe sumar a la torsión inherente ( $M_t$ ) una torsión accidental ( $M_{ta}$ ). La torsión inherente se genera debido la excentricidad ocasionada por la diferencia de ubicación entre el centro de masa y de rigidez. Además, la torsión accidental se genera por asumir un desplazamiento del centro de masa, el cual genere una excentricidad igual al 0.05 de la dimensión perpendicular del análisis. Cabe mencionar que solo es obligatorio considerar la torsión accidental para obtener la fuerza sísmica E y la deriva de diseño para estructuras con categoría sísmica B con irregularidad horizontal tipo 1b o categoría sísmica C, D, E y F con irregularidad horizontal tipo 1a o 1b.

- **Amplificación de la torsión accidental**

Para estructuras que presenten irregularidad torsional tipo 1a o 1b, se debe multiplicar la torsión accidental por un factor de amplificación ( $A_x$ ), el cual debe ser mayor 1.

$$A_x = \left( \frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{avg}} \right)^2 \quad \text{Ecuación 33}$$

Donde:

- ✓  $\delta_{\max}$ : Desplazamiento máximo del piso a nivel x
- ✓  $\delta_{\text{avg}}$ : Desplazamiento promedio del piso a nivel x

- **Determinación de deriva de entrepiso**

Los desplazamientos de entrepiso de diseño se calculan de la diferencia de las deflexiones del centro de masa de dos pisos adyacentes. Por lo que, primero será necesario obtener los desplazamientos de masa de cada piso ( $\delta_x$ ) mediante la siguiente ecuación:

$$\delta_x = \frac{C_d \cdot \delta_{xe}}{I_e} \quad \text{Ecuación 34}$$

En esta ecuación se utilizan los valores del factor de amplificación de deflexión ( $C_d$ ), el factor de importancia ( $I_e$ ), los cuales se detallaron anteriormente y el valor de la deflexión respectiva de cada piso obtenido del análisis de fuerza equivalente lateral ( $\delta_{xe}$ ).

- **Efectos de P-delta**

Los efectos de P-delta serán incluidos en el esfuerzo cortante de cada piso, los momentos, las fuerzas resultantes, momentos flectores de cada elemento y los desplazamientos de entrepiso, dependiendo del valor del coeficiente de estabilización ( $\Theta$ ), el cual se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$\theta = \frac{P_x \cdot \Delta \cdot I_e}{V_x \cdot h_{sx} \cdot C_d} \quad \text{Ecuación 35}$$

Donde:

- ✓  $P_x$ : Carga vertical total de diseño desde el nivel x
- ✓  $\Delta$ : Desplazamientos de entrepiso de diseño
- ✓  $V_x$ : Fuerzas sísmica cortante entre los niveles x y x-1

De acuerdo con lo especificado a la Norma, si el valor del coeficiente de estabilización es menor o igual a 0.10, entonces no será necesario considerar los efectos de P-delta; de lo contrario, se deberá dividir los desplazamientos y fuerzas entre un factor igual a 1 menos el

coeficiente de estabilización. Además, se requiere que el parámetro en cuestión no sea mayor a  $\theta_{max}$  o la estructura será clasificada como inestable.

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta C_d} \leq 0.25 \quad \text{Ecuación 36}$$

Donde:

- ✓  $\beta$ : Relación entre cortante de demanda y de capacidad entre los niveles x y x-1

#### ***2.2.2.7. Análisis de respuestas modal espectral***

Se puede emplear este procedimiento para el análisis sísmico de todo tipo de estructura.

- **Modos de vibración**

Es necesario efectuar un análisis que permita identificar los modos naturales de vibración de la estructura, considerando una cantidad suficiente de ellos para que la suma de las masas modales combinadas represente el 100% de la masa total de la estructura. Los modos con periodos inferiores a 0.05 segundos se pueden presentar como un solo modo de cuerpo rígido con periodo de 0.05 segundos.

- **Parámetros de respuesta modal**

Para cada uno de los modos de vibración se deben calcular los parámetros de respuesta a partir de sus respectivas propiedades y la aceleración de respuesta espectral de diseño se debe dividir entre el factor R/Ie. Además, los desplazamientos y las derivas de entrepiso se deben multiplicar por el factor Cd/Ie.

- **Parámetros de respuesta combinada**

Los parámetros de respuesta de cada modo se combinarán empleando el método de la raíz cuadrada de la suma de cuadrados (SRSS), el método de combinación cuadrática completa (CQC) o el método de combinación cuadrática completa modificada por ASCE/SEI 4 (CQC-4).

- **Cálculo de resultados de diseño de respuesta combinada**

Se calcula la fuerza cortante basal ( $V$ ) en las dos direcciones perpendiculares empleando el periodo fundamental ( $T$ ) a partir de los procedimientos del inciso 2.2.2.6.

- ✓ **Cálculo de fuerzas.** Si el periodo fundamental es mayor al valor de  $C_u \cdot T_a$ , este se utilizará en lugar del mencionado periodo. Asimismo, si la respuesta combinada para la fuerza cortante basal ( $V_t$ ) no excede a la fuerza cortante basal obtenida del procedimiento de fuerza lateral equivalente ( $V$ ), las fuerzas resultantes se multiplicarán por  $V/V_t$ .
- ✓ **Cálculo de derivas de entrepiso.** Si la respuesta combinada de la fuerza cortante basal modal ( $V_t$ ) es menor que  $C_s \cdot W$  y  $C_s$  se determina con la ecuación 12.8-6 de la Norma, las derivas se multiplican por  $C_s \cdot W/V_t$ .

- **Distribución de fuerza cortante horizontal**

La distribución de la fuerza cortante horizontal se determina de la misma forma que se detalla en el inciso 2.2.2.6, excepto que la torsión accidental no es necesaria cuando estos efectos ya se han considerado en el modelo de análisis dinámico.

- **Modelamiento estructural**

Se debe realizar un modelamiento matemático de la estructura de acuerdo al inciso 2.2.2.5, excepto que todas las estructuras diseñadas de acuerdo con esta sección se analizarán utilizando una representación 3D.

### **2.2.3. Procedimiento para el cálculo de inercias fisuradas a partir de norma ACI 318-19**

Como ya ha sido mencionado anteriormente, el código estadounidense requiere del uso de secciones fisuradas para la determinación de inercias y áreas efectivas de los elementos estructurales para el análisis sísmico de las edificaciones. La selección de una apropiada inercia efectiva para los elementos estructurales tiene como finalidad proporcionar estimaciones más

reales de las deflexiones y desplazamientos laterales (ACI 318-19, 2019). A continuación, se explicarán las propiedades de los elementos estructurales que se deben de tomar en consideración a partir de la Norma ACI 318-19.

### 2.2.3.1. Análisis para combinaciones de cargas

Para hallar la rigidez de los elementos al realizar un análisis con combinaciones de cargas laterales o verticales, el momento de inercia (I) y el área transversal (A) efectivas se calculan a partir de las tablas 6.6.3.1.1(a) y 6.6.3.1.1(b) de la Norma ACI 318-19, siendo las ecuaciones que presenta la segunda tabla más precisos.

**Tabla 15**

*Momentos de inercia y áreas transversales permitidas para el análisis elástico con combinaciones de carga en un piso*

Elemento y condición		Momento de inercia	Área de sección transversal para deformaciones axiales	Área de sección transversal para deformaciones de corte
Columnas		$0.7 I_g$	$1.0A_g$	$b_w h$
Placas	No agrietada	$0.7 I_g$		
	Agrietada	$0.35 I_g$		
Vigas		$0.35 I_g$		
Losas		$0.25 I_g$		

Fuente: Norma ASCE/SEI 7-16 (2016)

**Tabla 16**

*Momentos de inercia alternativos para el análisis elástico con combinaciones de carga*

Elemento	Valores alternativos de I para análisis estático		
	Mínimo	I	Máximo
Placas y columnas	$0.35 I_g$	$(0.80 + 25 \frac{A_{st}}{A_g}) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_o}\right) I_g$	$0.875 I_g$
Vigas y losas	$0.25 I_g$	$(0.10 + 25\rho)(1.2 - 0.2 \frac{b_w}{d}) I_g$	$0.5 I_g$

Fuente: Norma ACI 318-19 (2016)

Se permite asumir una inercia efectiva para las combinaciones de cargas laterales, la cual reproduzca los efectos de fisuración sobre las secciones transversales para cualquier elemento, igual a  $0.5I$ , donde  $I$  es la inercia obtenida de las tablas anteriores.

Cuando la estructura se somete a cargas sísmicas, los valores de inercias y áreas efectivas se debe aplicar el factor de amplificación de deflexión ( $C_d$ ) de modo que se consideren las deformaciones inelásticas.

### **2.3. Análisis Pushover**

Las estructuras diseñadas con un análisis sísmico lineal se encuentran obligadas a trabajar en el rango elástico, donde la fuerza y deformación son proporcionales. Sin embargo, las estructuras no son infinitamente elásticas, sino que incursionan en el rango inelástico, por lo que, al ser diseñadas bajo el análisis mencionado, suelen ser sobredimensionadas. Por esta razón, se han desarrollado nuevas metodologías para realizar un análisis con un enfoque no lineal donde se analice la conducta inelástica de las edificaciones.

El Análisis Pushover está basado en investigaciones en las que se somete a las estructuras a cargas laterales con el propósito de analizar la secuencia de formación de las rótulas plásticas (Duarte, Martínez & Santamaria, 2017). El AENL permite determinar la respuesta no lineal, con la cual se obtiene la capacidad resistente de las mismas, para luego compararla con la demanda de distintos eventos. Por un lado, la capacidad depende de las características de la edificación: las propiedades de los materiales y la geometría de sus elementos; por otro lado, la demanda depende de un sismo en específico, el cual se representa con un espectro de diseño y depende del conjunto de fuerzas externas o aceleraciones a las que se somete la edificación (Mora, Villalba y Maldonado, 2006).

### 2.3.1. Metodología de la evaluación sísmica mediante el análisis Pushover

El análisis Pushover toma en cuenta únicamente la contribución del primer modo de vibración de la estructura, ya que este suele presentar el mayor factor de participación modal. A continuación, se detalla el procedimiento que se debe seguir para llevar a cabo dicho análisis.

#### 2.3.1.1. Modelo computacional

Se debe crear un modelo computacional de la estructura en estudio a través de un programa de análisis y diseño. Este modelo deberá presentar las dimensiones y características de los elementos estructurales, la cantidad de varillas de acero de refuerzo, así como las cargas de servicio en cada nivel. Asimismo, para incluir la fisuración del concreto en el análisis se debe a modificar la rigidez de las vigas, columnas y placas según la Tabla 10-5 de la ASCE 41-17 en donde se indican diferentes factores para momentos flectores y fuerzas cortantes.

**Tabla 17**

*Valores de rigidez efectiva*

Componente	Rigidez a la flexión	Rigidez al corte
Viga	$0.3I_g$	$0.4A_g$
Columna	$0.7I_g$	$0.4A_g$
Placa	$0.35g$	$0.4A_g$

Fuente: Elaboración propia

Donde:

- ✓  $I_g$ : momento de inercia bruta
- ✓  $A_g$ : área bruta

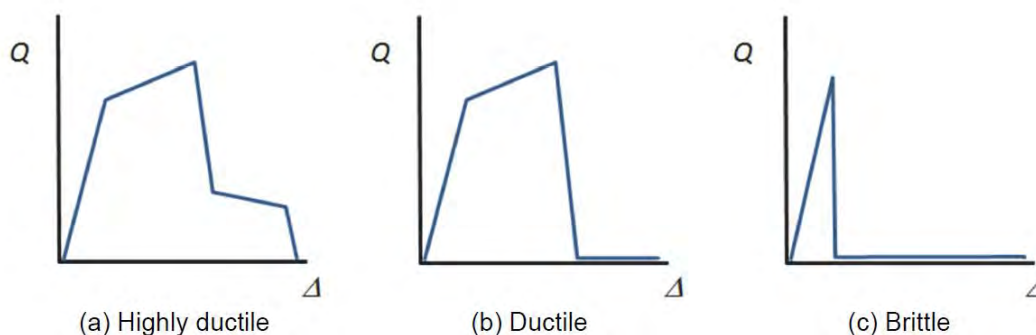
#### 2.3.1.2. Caso de carga no lineal asociado a un patrón de cargas laterales

“Se debe someter la edificación a ciertas fuerzas horizontales que se van incrementando hasta generar un máximo desplazamiento establecido en el último piso de la edificación o el

colapso de la misma” (Mora, Villalba y Maldonado, 2006). La norma ASCE/SEI 7-16 recomienda emplear un desplazamiento máximo dentro del rango de 2 y 4% de la altura total de la edificación. La distribución de las cargas laterales incrementales está asociada a la respuesta sísmica y puede ser proporcional a: el primer modo de respuesta elástica, el modo de respuesta elástica con mayor proporción de participación modal, la distribución de fuerzas cortantes en cada uno de los pisos obtenidas de las respuestas modales o la forma efectiva deformada considerando que el daño en la estructura ha ocurrido (NIST GCR 17-917-45, 2017).

### 2.3.1.3. Curvas fuerza-deformación de los elementos estructurales

Según el reporte *Recommended Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Analysis in Support of Seismic Evaluation, Retrofit, and Design* del NIST de Estados Unidos se debe representar el comportamiento fuerza-deformación de todos los elementos estructurales a través de una "curva de columna vertebral" (“backbone curve”) para los análisis estáticos no lineales. A continuación, se mostrarán tres gráficos que representan las formas típicas que puede tener la mencionada curva: altamente dúctil, dúctil y frágil.



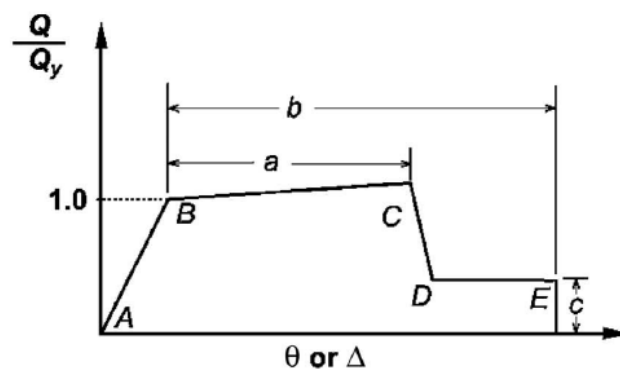
**Figura 3.** Curvas histeréticas típicas empleadas en análisis estáticos no lineales

Fuente: NIST GCR 17-917-45 (2017)

En las figuras,  $Q$  representa una cantidad de fuerza generalizada, como carga axial, momento, cortante o tensión; mientras que,  $\Delta$  representa una cantidad de desplazamiento

generalizado, como alargamiento, deformación por cortante, rotación, curvatura o deformación (NIST GCR 17-917-45, 2017).

La norma ASCE/SEI 41-17 establece que, para el análisis Pushover, se permite emplear una relación fuerza-deformación con la forma mostrada en la siguiente figura, o bien otras curvas que representen el comportamiento del elemento ante una deformación que incrementa de manera monótona.



**Figura 4.** Relación generalizada de fuerza-deformación para los elementos de concreto.

Fuente: ASCE/SEI 41-17 (2017).

La relación fuerza-deformación generalizada que se muestra en la Figura 4 se describirá mediante la respuesta lineal de A (componente descargado) a un rendimiento efectivo B, seguidamente una respuesta lineal a una rigidez reducida del punto B al C, después una reducción repentina de la fuerza sísmica al punto D, luego una respuesta a una resistencia reducida a E, y pérdida de resistencia final a partir de entonces (ASCE/SEI 41-17, 2017). Los valores de  $a$ ,  $b$  y  $c$  del gráfico se encuentran especificados en distintas tablas dependiendo del elemento estructural y de la diferencia entre la cuantía de la sección.

#### **2.3.1.4. Formación de rótulas plásticas y obtención de curva de capacidad**

Según el reporte previamente mencionado, en el análisis Pushover se deben aplicar cargas laterales incrementales hasta que el elemento con la mayor demanda respecto a su capacidad estructural alcanza un punto de no linealidad; es decir, el acero del elemento estructural empieza a fluir o pandearse. En este punto, se registra la fuerza cortante en la base de la estructura, así como la deformación en el centro de gravedad del último nivel. Luego, se define una rótula plástica en el elemento que incurrió en el rango inelástico, disminuyendo así la rigidez total de la estructura. Seguidamente, se vuelven a aplicar las cargas laterales incrementales hasta que un segundo elemento alcance la no linealidad y nuevamente se registra la fuerza cortante basal y el desplazamiento en el último nivel. Se debe iterar este procedimiento hasta que se alcance el límite de desplazamiento establecido o el colapso de la estructura. Con cada fuerza y deformación registrada se construye la curva de capacidad de la estructura. A continuación, se presenta una curva de capacidad hipotética.

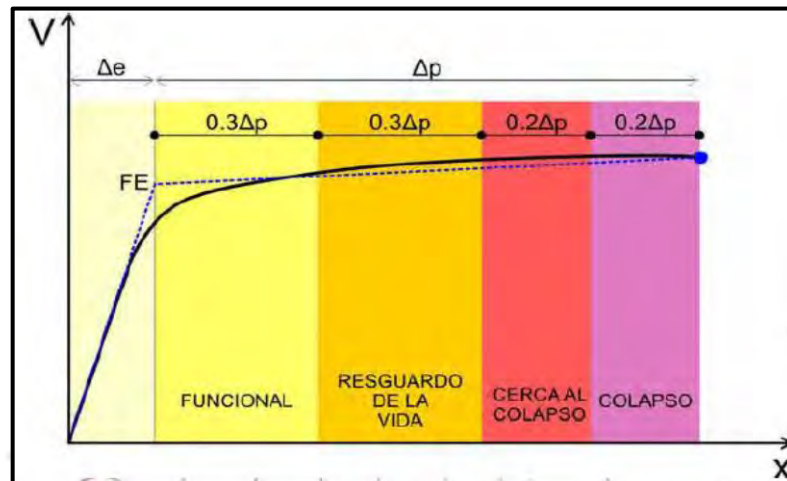


**Figura 5.** Curva de capacidad para estructura hipotética

Fuente: NIST GCR 17-917-45 (2017)

La *Structural Engineers Association of California* (SEAOC) mediante el documento Vision 2000 propone una segmentación de la curva de capacidad en cinco zonas que representan distintos estados de comportamiento estructural, siendo solo la primera en el rango

elástico y las restantes en el inelástico. Esto posibilita determinar los grados de daño que la estructura podría experimentar frente a diferentes escenarios sísmicos y la evaluación de su desempeño de una manera más detallada. En el siguiente gráfico se muestra la sectorización y niveles de daño asociados.



**Figura 6.** Curva de capacidad sectorizada en niveles de operatividad según Vision 2000 SEAOC

Fuente: Vision 2000: Performance-Based Seismic Engineering of Buildings (1995).

### 2.3.1.5. Comparación entre curva de capacidad de la estructura y espectro de sismo

Para evaluar la demanda y el desempeño de una estructura frente a un sismo específico, se emplea el método del espectro de capacidad, propuesto originalmente por el ATC-40 y posteriormente perfeccionado por el FEMA 440. Este procedimiento requiere la selección de un espectro de respuesta de aceleración elástica que represente la intensidad del evento sísmico. De acuerdo con el ATC-40, se distinguen tres categorías de sismos:

- **Sismo de Servicio:** evento sísmico con una probabilidad del 50% de ser superado en un periodo de 50 años; es decir, corresponde a un sismo con un período de retorno aproximado de 75 años. Una estructura está sometido a este tipo de sismo durante su vida útil.

- **Sismo de Diseño:** evento sísmico con una probabilidad del 10% de ser superado en 50 años; es decir, corresponde a un sismo con un período de retorno aproximado de 475 años. Este sismo es poco frecuente, se aproxima que una estructura está sometida a este al menos una vez durante su vida útil y es para el que usualmente se diseñan las estructuras.
- **Sismo Máximo:** evento sísmico con una probabilidad del 5% de ser superado en 50 años; es decir, tiene un periodo de retorno de 1000 años. Este sismo es el máximo al que una estructura podría estar sometida y es aproximadamente entre 1.25 y 1.5 veces el sismo de diseño (Duarte, Martinez & Santamaria, 2017).

Luego de seleccionar el espectro de respuesta sísmica se transforma la curva de capacidad del edificio a un gráfico de aceleración espectral ( $S_a$ ) vs desplazamiento espectral ( $S_d$ ), de modo que al intersecar ambos espectros se obtiene el punto de desempeño de la estructura ante el evento sísmico.

Se obtiene el desplazamiento de demanda sobre la estructura mediante el cual se puede obtener el estado operacional sobre la estructura mediante la sectorización de la curva de capacidad.

### Capítulo 3: Casos de Estudio

#### 3.1. Comparación de los parámetros de las normas sismorresistentes

En este inciso se desarrollará una comparación entre las metodologías de análisis sísmico según las normas E.030 y ASCE/SEI 7-16, así como el uso de secciones efectivas según la norma E.030 y ACI 318-19. Se diferenciarán las clasificaciones y definiciones de algunos parámetros, además de los procedimientos de análisis mediante cuadros comparativos. En primer lugar, se presenta en la Tabla N°21 los diferentes criterios de comparación entre las normas E.030 y ASCE/SEI 7-16.

**Tabla 18**

*Tabla de comparación entre las normas E.030 y ASCE/SEI 7-16*

Criterio	Norma E.030	Norma ASCE/SEI 7-16
Categoría de las edificaciones y Factor de importancia	A – Edificaciones esenciales, $U=1.5$ B – Edificaciones importantes, $U=1.3$ C – Edificaciones comunes, $U=1.0$ D – Edificaciones temporales	I – Estructuras inhabitadas, $I=1.0$ II – Estructuras ordinarias, $I=1.0$ III – Estructuras importantes y de gran aforo, $I=1.25$ IV – Estructuras esenciales, $I=1.5$
Zonificación sísmica	Existen 4 zonas sísmicas	No existe división de zonas sísmicas
Aceleración del sismo de diseño	Zona 4 – $Z=0.45g$ Zona 3 – $Z=0.35g$ Zona 2 – $Z=0.25g$ Zona 1 – $Z=0.10g$	Se define mapas de contornos de aceleración $MCE_R$ lo cual incluye:  SS: aceleración de respuesta espectral para periodos cortos  S1: aceleración de respuesta espectral para periodo de 1 segundo
Tipo de suelo y clasificación de sitio	$S_0$ – Roca dura $S_1$ – Roca o suelo muy rígido $S_2$ – Suelo intermedio $S_3$ – Suelos blandos $S_4$ – Condiciones excepcionales	A – Roca dura B – Roca C – Suelo muy denso y roca blanda D – Suelo rígido E – Suelo arcilloso suave F – Suelos que requieren análisis de respuesta del sitio

Sistemas estructurales de concreto armado	Pórticos Duales Muros	Muros de corte Pórticos Pórticos resistentes a momentos Duales con capacidades especiales de resistencia
Parámetros de diseño que dependen del sistema estructural	$R_0$ – Coeficiente básico de reducción de reducción de fuerza sísmica $I_a$ – Factor de irregularidad en altura $I_p$ – Factor de irregularidad en planta $R$ – Coeficiente de reducción de fuerza sísmica	$R$ – Coeficiente de modificación de respuesta $C_d$ – Factor de amplificación de deflexión $\Omega_0$ - Factor de <u>sobrerresistencia</u>
Límites de deriva de entrepiso para concreto armado	Límite de deriva de entrepiso es 0.007	0.020 – Categoría de riesgo I o II 0.015 – Categoría de riesgo III 0.010 – Categoría de riesgo IV
Procedimiento para análisis estático		
Limitaciones	Estructuras regulares o irregulares en la zona sísmica 1. Estructuras regulares con altura máxima de 30 metros para cualquier zona sísmica. Estructuras regulares o irregulares de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada con altura máxima de 15 metros para cualquier zona sísmica.	Estructuras con categoría de diseño sísmico D, E y F, las cuales no presenten irregularidades y su altura estructural sea menor o igual a 160 pies (48.8 m). Estructuras con categoría de diseño sísmico D, E y F con altura estructural mayor a 160 pies (48.8 m) y periodo menor a $3.5 \cdot T_s$ .
Ecuaciones para fuerza cortante basal	$V = \frac{(Z \cdot U \cdot C \cdot S)}{R} \cdot P$ $T < T_p \quad C = 2.5$ $T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T}\right)$ $T > T_L \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$	$V = C_s \cdot W$ $C_s = \frac{S_{DS}}{(R/I_e)}$ $T \leq T_L \quad C_s = \frac{S_{D1}}{T(R/I_e)}$ $T > T_L \quad C_s = \frac{S_{D1} \cdot T_L}{T^2(R/I_e)}$ $C_{smin} = 0.044 \cdot S_{DS} \cdot I_e \geq 0.01$ $S_1 > 0.6g \quad C_{smin} = 0.5 \cdot S_1 / (R/I_e)$
Distribución vertical de fuerzas	$F_i = \alpha_i \cdot V$ $\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$	$F_x = C_{vx} \cdot V$

	$T \leq 0.5 \quad k = 1$ $T > 0.5 \quad k = (0.75 + 0.5T) \leq 2$	$C_{vx} = \frac{w_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i^k}$ $T \leq 0.5 \quad k = 1$ $T > 0.5 \quad k = (0.75 + 0.5T) \leq 2$
Torsión accidental	Excentricidad igual a 5% de la dimensión perpendicular a la dirección de análisis	Excentricidad igual a 5% de la dimensión perpendicular a la dirección de análisis
Direcciones ortogonales de análisis	Cada dirección se analiza de manera independiente para estructuras regulares	Cada dirección se analiza de manera independiente para estructuras regulares
Procedimiento para análisis dinámico modal espectral		
Aceleración espectral de diseño	$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$ $T < T_p \quad C = 2.5$ $T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \left( \frac{T_p}{T} \right)$ $T > T_L \quad C = 2.5 \left( \frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right)$	$T < T_0 \quad S_a = S_{DS} \left( 0.4 + 0.6 \cdot \frac{T}{T_0} \right)$ $T_0 < T < T_S \quad S_a = S_{DS}$ $T_S < T < T_L \quad S_a = \frac{S_{D1}}{T}$ $T_L > T \quad S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2}$
Combinaciones modales	CQC 75% de CQC más 25% de sumatoria de valores absolutos	SRSS CQC CQC-4
Fuerza cortante mínima	80% de la fuerza cortante estática	100% de la fuerza cortantes estática
Torsión accidental	Excentricidad igual a 5% de la dimensión perpendicular a la dirección de análisis	Excentricidad igual a 5% de la dimensión perpendicular a la dirección de análisis
Direcciones ortogonales de análisis	Cada dirección se analiza de manera independiente para estructuras regulares	Cada dirección se analiza de manera independiente para estructuras regulares

*Nota: Adaptado de "Comparison of US and Chilean building code requirements and seismic design practice 1985-2010" de Hamburger, R., Bonelli, P., Lagos, R., & Wyllie Jr, L., 2012.*

Por un lado, se puede observar que ambas normas presentan los mismos criterios para calcular la torsión accidental y establecer las consideraciones de las direcciones de análisis. Además, presentan clasificaciones similares para las categorías de edificaciones, tipos de suelo y

sistemas estructurales de concreto armado, aunque con diferentes valores de sus respectivos coeficientes.

Por otro lado, se establecen distintos factores para el análisis sísmico, tales como el factor de irregularidad en planta y altura definidos por la E.030 y los factores de amplificación de deflexión y de sobrerresistencia definidos por la ASCE/SEI 7-16. Asimismo, se plantean diferentes limitaciones para realizar el análisis estático y límites para los valores de deriva de entrepiso.

Adicionalmente, plantean procedimientos similares para el estudio sísmico de una estructura, aunque con ecuaciones distintas las cuales se adecúan a los respectivos parámetros sísmicos de cada una de las normas.

En segundo lugar, se presenta en la Tabla N°22 los criterios de comparación para secciones efectivas y combinaciones de cargas a partir de las normas peruanas (E.030 y E.060) y estadounidenses (ACI 318-19 y ASCE/SEI 7-16).

**Tabla 19**

*Tabla de comparación entre las normas E.030 vs. ACI 318-19 y E.060 vs. ASCE/SEI 7-16.*

Criterio	Norma E.030, E.060	Norma ACI 318-19, ASCE/SEI 7-16
Secciones efectivas	Se utilizan secciones brutas	Se utilizan secciones fisuradas Inercias para placas y columnas: $\left(0.80 + 25 \frac{A_{st}}{A_g}\right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_o}\right) I_g$ Inercias para vigas y losas: $(0.10 + 25\rho)(1.2 - 0.2 \frac{b_w}{d}) I_g$
Combinaciones de carga de resistencia para estructuras de concreto armado	$U = 1.4CM + 1.7CV$ $U = 1.25(CM + CV) + S$ $U = 1.25(CM + CV) - S$ $U = 0.9CM + S$ $U = 0.9CM - S$	$1.2D + Ev + Eh + L + 0.2S$ $1.2D + Ev + Emh + L + 0.2S$ $0.9D - Ev + Eh + L + 0.2S$ $0.9D - Ev + Emh + L + 0.2S$

Fuente: Elaboración propia

Mientras que la E.030, no considera para el análisis sísmico los efectos de las fisuras en las secciones transversales de los elementos estructurales generadas por los movimientos de sismos, la Norma ACI 318-19 si lo toma en consideración mediante las ecuaciones mostradas en la tabla, esto con la finalidad de obtener respuestas más reales a partir del análisis.

### **3.2. Análisis sísmico de una edificación de mediana altura con el software ETABS**

#### **3.2.1. Descripción del edificio a analizar**

El edificio que se propone analizar se ubica en la costa peruana, en un tipo de suelo intermedio, cuenta con 6 pisos y 2 sótanos de 3.1 metros de altura cada uno, presentando una altura estructural total de 18.6 metros. La edificación está destinada al uso oficinas, por lo que se clasifica como común. Debido a la presencia significativa de muros, se considera inicialmente un sistema resistente conformado por muros de concreto armado concreto armado ( $f_c$  de 210 kg/cm<sup>2</sup>) en ambas orientaciones de evaluación sísmica, esta asunción será validada posteriormente mediante el porcentaje de cortante basal soportado por los elementos resistentes durante el análisis sísmico.

#### **3.2.2. Consideraciones para el modelamiento**

En las siguientes secciones se describen los principales criterios considerados durante el modelado del edificio con el software ETABS.

En primer lugar, cada tipo de elemento estructural se le modela con un determinado tipo de sección en el programa de tal modo que simule presentar las mismas características y cumplir las mismas funciones a las que está sometido en la realidad. Las asignaciones correspondientes se detallan a continuación:

**Tabla 20**

*Definición secciones para los elementos estructurales en ETABS*

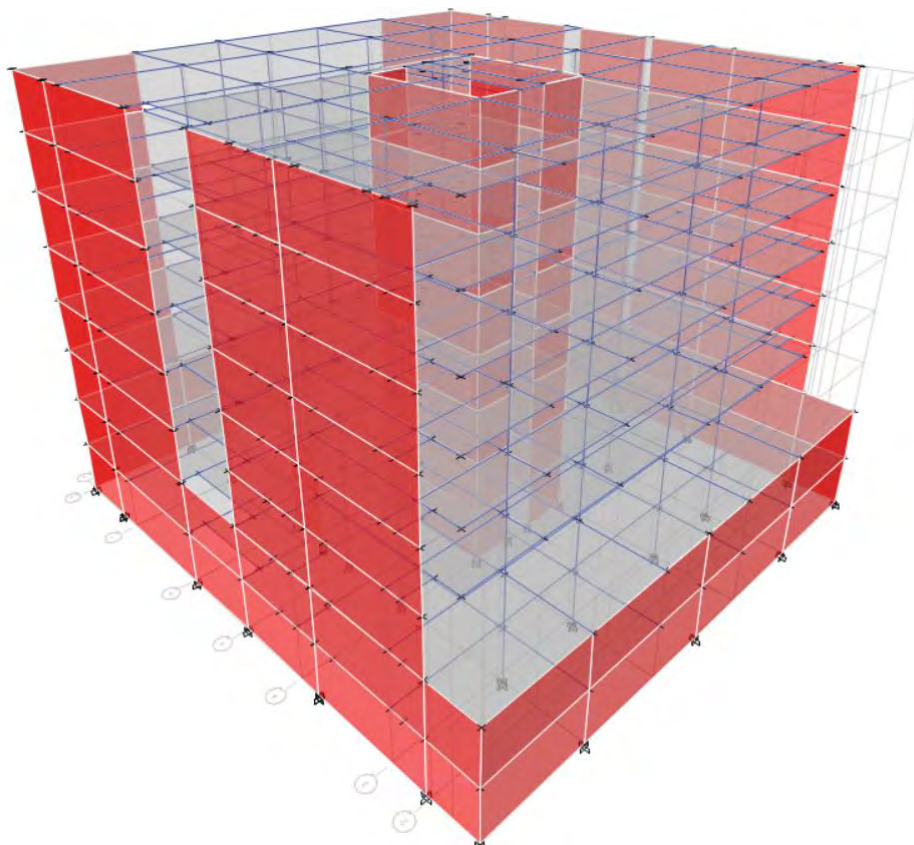
Elemento estructural	Sección definida
Vigas y columnas	Frame section
Placas	Wall section
Losas	Slab section

Fuente: Elaboración propia

Asimismo, se colocarán todos los elementos estructurales verticales como empotrados al suelo y se le asigna *End Length Offset* a todas las uniones entre columnas y vigas. Esto implica asumir una unión completamente rígida y puede asumirse debido a que estas están diseñadas para transferir tanto fuerzas como momentos entre los elementos sin rotación relativa significativa. No obstante, existen conexiones articuladas donde no se transmiten momentos, como por ejemplo donde la viga se conecta a una placa perpendicularmente. Esto se debe a que la longitud de anclaje del acero de la viga es mayor al espesor de la placa. En estos casos a la conexión se le asigna en ETABS la herramienta *Release*.

Además, se le asignará un diafragma rígido a cada nivel. Se adopta esta asunción, dado que la conducta de una losa de concreto armado se interpreta como el de un bloque rígido que no experimenta deformaciones locales ante una carga. Esto implica que la losa presente los mismos desplazamientos en todos sus puntos y que distribuya las cargas de manera uniforme a cada elemento estructural vertical dependiendo solo de la rigidez de estos, con ello se simplifican los cálculos y se acelera el análisis estructural.

A continuación, se muestra una imagen tridimensional de la estructura modelada en ETABS.



**Figura 1.** Modelado de la estructura en vista tridimensional.

Fuente: Elaboración propia

### **3.2.3. Parámetros y consideraciones para el análisis sísmico según la Norma E.030**

#### **3.2.3.1. Parámetros sísmicos**

Como la edificación se encuentra en la costa del Perú le corresponde el parámetro de zonificación  $Z_4$ , el cual presenta una aceleración en suelo rígido igual a  $0.45g$ . Asimismo, el tipo de suelo intermedio, donde se encuentra el edificio, se categoriza como un perfil de suelo tipo  $S_2$ . Este presenta una velocidad de ondas de corte entre 180 y 500 m/s. A este suelo le corresponde un periodo  $T_P$  de 0.6 y  $T_L$  de 2.0, así como un factor de suelo  $S$  de 1.05, que también depende de la zonificación. Además, como se trata de una edificación común se le clasifica con una categoría tipo C, a la cual se le asigna un factor de importancia  $U$  igual a 1.0.

Por tratarse de una estructura clasificada como tipo C y localizada dentro de la zona sísmica Z4, el diseño puede realizarse empleando cualquiera de los sistemas estructurales aprobados por la normativa vigente. En este caso, al disponer de muros de concreto armado como principal elemento resistente, el valor asignado al coeficiente  $R_0$  es de 6.

Se detalla una tabla resumen con los parámetros sísmicos para el diseño de la estructura analizada:

**Tabla 21**

*Parámetros sísmicos de diseño Norma E.030*

Z	0.45g
U	1.0
S	1.05
R	6.0
$T_P$	0.6 s
$T_L$	2.0 s

Fuente: Elaboración propia

### 3.2.3.2. Consideraciones para el análisis sísmico

Al tratarse de un edificio clasificado como tipo C, el peso sísmico se determina considerando la sumatoria del total de la carga muerta más un cuarto de la carga viva. Inicialmente, se asume una edificación sin irregularidades, por lo que el parámetro de reducción de fuerzas sísmicas  $R_0$  se adopta igual a R, es decir, 6. Asimismo, se contempla la excentricidad accidental equivalente al 5 % de la longitud del edificio en la dirección perpendicular al análisis.

Por un lado, para el análisis estático se determina el factor de amplificación sísmica C mediante el cálculo aproximado del periodo de la edificación, el cual será verificado posteriormente con el estudio sísmico desarrollado en ETABS. A partir de la altura estructural total de 18.6 metros y del sistema estructural de muros, al cual le corresponde un valor de  $C_T$  de 60, se calcula el periodo estructural con la *Ecuación 5*:

$$T = \frac{18.6}{60} = 0.31 \text{ s}$$

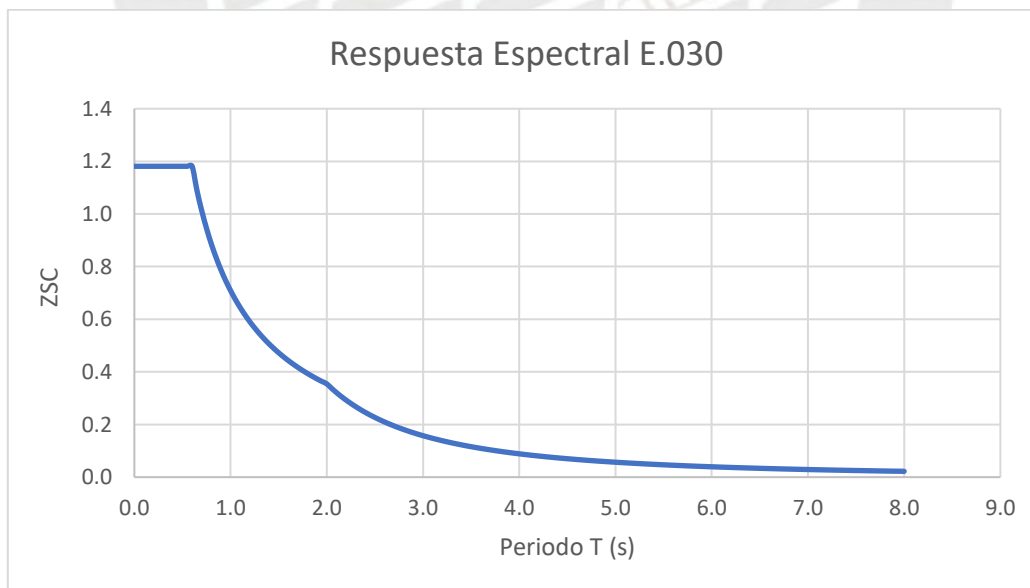
Como es 0.31 s es un valor menor al periodo  $T_P$  de 0.6 segundos, le corresponde un factor  $C$  igual a 2.5.

Se determinará la cortante basal multiplicando el peso sísmico  $P$  (resultado del programa) por el factor  $ZUCS/R$ :

$$V = 0.197 * P \quad \text{Ecuación 37}$$

Por otro lado, para el análisis dinámico modal espectral se determina la respuesta espectral que contiene a las ecuaciones de  $C$  con relación a  $T$ , multiplicadas por los factores  $Z$  y  $S$ . A continuación, se muestra la variación de  $C$  en función al periodo y el gráfico correspondiente al espectro mencionado:

$$\begin{aligned} T < 0.6 & \quad C = 2.5 \\ 0.6 < T < 2 & \quad C = 2.5\left(\frac{0.6}{T}\right) \\ T > 2 & \quad C = 2.5\left(\frac{0.6 * 2}{T^2}\right) \end{aligned}$$



**Figura 8.** Respuesta espectral de la Norma E.030.

Fuente: Elaboración propia.

Para calcular la aceleración espectral se introduce la función presentada anteriormente y el factor  $ZUS \cdot g/R$  al software ETABS. Se presenta una tabla con el cálculo del factor mencionado.

**Tabla 22**

Factor de aceleración espectral para fuerzas

Dirección	Z	U	S	g	R	Factor $ZUS \cdot g/R$
X	0.45	1	1.05	9.81	6	0.773
Y	0.45	1	1.05	9.81	6	0.773

Fuente: Elaboración propia

Para este análisis se empleará el criterio de combinación cuadrática completa para obtener la respuesta máxima elástica. Además, la cortante basal de diseño será el mayor valor entre la cortante basal dinámica, el 80% de la estática y la mínima. Esta última mencionada se calcula otorgándole un valor de 0.11 para el factor C/R. En caso la cortante basal dinámica no sea la mayor, debe determinarse un factor de amplificación resultado de dividir la cortante de diseño entre la dinámica e introducir dicho factor al programa ETABS.

Cabe mencionar, que como se asume una estructura de carácter regular, es necesario multiplicar los desplazamientos elásticos obtenidos por  $0.75 R$  para obtener los desplazamientos inelásticos con los cuales se determinan las derivas máximas de entrepiso.

### **3.2.4. Parámetros y consideraciones para el análisis sísmico según la Norma ASCE/SEI 7-16.**

#### **3.2.4.1. Parámetros sísmicos**

Para la norma estadounidense se busca trabajar con un parámetro de aceleración máxima de la respuesta espectral ( $S_{DS}$ ) que coincida con el valor de la norma peruana ( $ZSC$ ). De este modo, se tiene un  $S_{DS}$  de 1.18, el cual se reemplaza en la *Ecuación 12* para obtener el valor de  $S_{MS}$ :

$$1.18 = \frac{2}{3} \cdot S_{MS} \rightarrow S_{MS} = 1.77g$$

Enseguida, se calcula el valor de  $S_S$ , para lo cual es necesario establecer la clase de suelo del terreno sobre el cual se ubica la estructura. Se le asigna una clasificación de sitio tipo D, el cual corresponde a una velocidad de corte (200 a 350 m/s) similar al suelo  $S_2$  seleccionado en la Norma E.030. Una vez elegido este parámetro se utiliza la Tabla 2.10 para obtener el valor de  $F_a$  y la *Ecuación 10*:

$$1.77g = 1 * S_S \rightarrow S_S = 1.77g$$

Luego, para obtener  $S_1$  es necesario ubicar el valor de 1.77g correspondiente al parámetro  $S_S$  en la Figura 22-1 de la Norma. Este se encuentra en la longitud  $90^\circ$  y latitud  $35^\circ$ , coordenadas que corresponden a un valor de 0.6g en la Figura 22-2 para el  $S_1$ . A partir de dicho valor, se determina el coeficiente de sitio  $F_v$  con la Tabla 2.11 el cual resulta en un valor de 1.7. Se calcula el parámetro  $S_{M1}$  a partir de la *Ecuación 11*:

$$S_{M1} = 1.7 * 0.6g = 1.02g$$

Con este valor se determina  $S_{D1}$  a partir de la *Ecuación 13*:

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \cdot 1.02g = 0.68g$$

Seguidamente se calcula los valores de  $T_0$  y  $T_S$  con las ecuaciones 14 y 15:

$$T_0 = 0.2 \left( \frac{0.68g}{1.18g} \right) = 0.12 s$$

$$T_S = \frac{0.68g}{1.18g} = 0.58 s$$

Además, se elige un periodo  $T_L$ , similar al calculado en la Norma E.030 y dentro del rango de los valores establecido en la Figura 22-14 de la Norma ASCE/SEI 7-16:

$$T_L = 4 s$$

Como se trata de un edificio destinado a oficinas, el cual, su colapso no implicaría un riesgo sustancial a la vida humana, se clasifica con una categoría de riesgo tipo II. A esta le corresponde un factor de importancia  $I_e$  de 1.0. Se obtiene una categoría de diseño sísmico E

a partir del SDS, el S1 y la categoría de diseño sísmico II. Adicionalmente, debido a que el edificio presenta un sistema estructural de muros de concreto armado, le corresponde un coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas  $R$  igual a 5, un factor de sobrerresistencia  $\Omega_0$  de 2.5 y un coeficiente  $C_d$  de 5. Finalmente, el factor de redundancia  $\rho$  es igual a 1.0 por tratarse de una estructura con categoría de diseño sísmico C.

En la tabla siguiente, se muestran un resumen de los parámetros sísmicos para la edificación en estudio.

**Tabla 23**

*Parámetros sísmicos de diseño Norma ASCE/SEI 7-16*

$S_s$	1.77g
$S_1$	0.6g
$F_a$	1.00
$F_v$	1.7
$S_{DS}$	1.18g
$S_{D1}$	0.68g
$T_0$	0.12 s
$T_s$	0.58 s
$T_L$	4 s
$I_e$	1.0
$R$	5.0
$\Omega_0$	2.5
$C_d$	5.0
$\rho$	1.0

Fuente: Elaboración propia

#### **3.2.4.2. Consideraciones para el análisis sísmico**

Según la Norma, la estructura debe ser modelada con un peso sísmico efectivo ( $W$ ) de carga muerta y 25% de la carga viva. Adicionalmente, se debe considerar una excentricidad accidental equivalente al 5% de la longitud del edificio medida en el eje perpendicular a la dirección de análisis.

Por un lado, para el procedimiento de fuerza lateral equivalente, se determina el coeficiente de respuesta sísmica  $C_s$  con la *Ecuación 29*:

$$C_s = \frac{1.18}{\left(\frac{5}{1.0}\right)} = 0.236$$

Asimismo, se determinan los valores máximo y mínimo de dicho parámetro con para lo cual primero es necesario calcular el periodo aproximado del edificio con la *Ecuación 34*:

$$T_a = 0.0488 \cdot 18.6^{0.75} = 0.4371 \text{ s}$$

Como el periodo aproximado (0.43 s) es menor al  $T_L$  (12 s) se emplea la *Ecuación 30* para calcular el valor máximo de  $C_s$ :

$$C_s = \frac{0.68}{0.4371 \left(\frac{5}{1.0}\right)} = 0.311$$

Del mismo modo, como  $S_1$  es mayor a 0.6g se emplea la *Ecuación 33* para determinar el mínimo valor de  $C_s$ :

$$C_s = 0.5 \cdot 0.6 / \left(\frac{5}{1}\right) = 0.06$$

El valor final de  $C_s$  es, 0.236

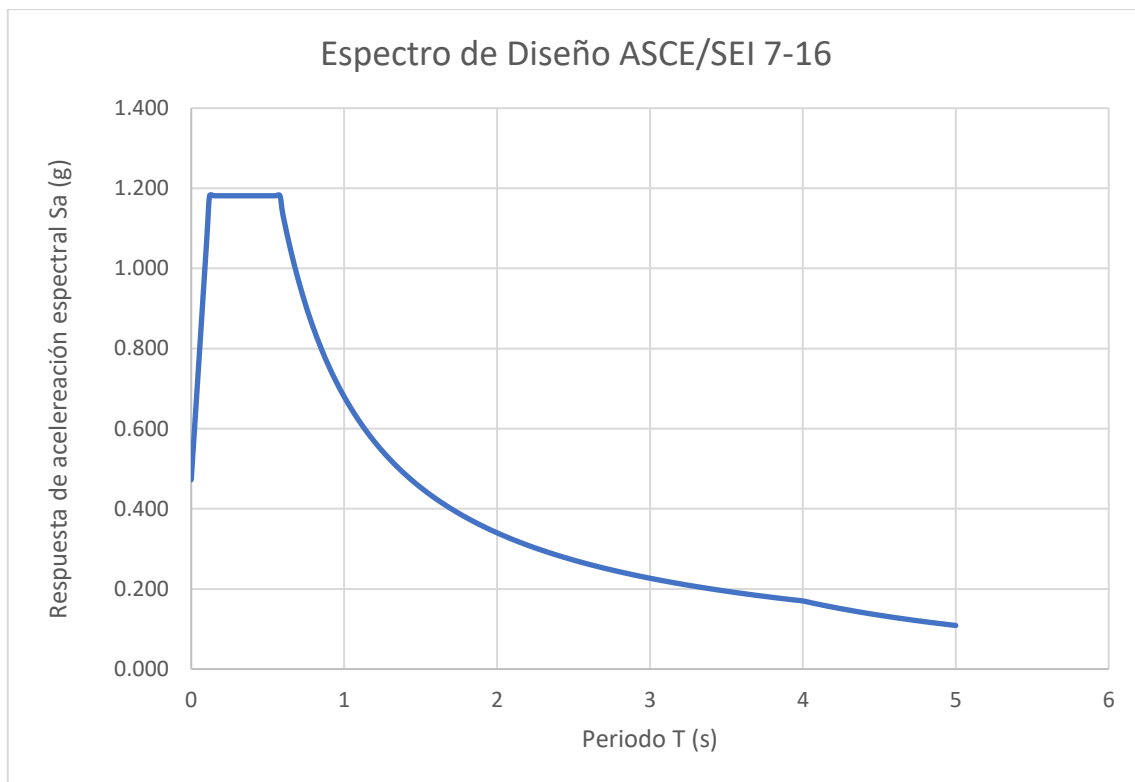
Con  $C_s$  y el peso sísmico se determina la fuerza cortante en la base ( $V$ ) con la *Ecuación 28*:

$$V = 0.236 * W$$

Por otro lado, para el análisis de respuestas modal espectral es necesario determinar el espectro de diseño de la Norma, para ello se emplean las ecuaciones 16, 17, 18 y 19:

- $T < 0.12$        $S_a = 1.18(0.4 + 0.6 \cdot \frac{T}{0.12})$
- $0.12 < T < 0.58$        $S_a = 1.18$
- $0.58 < T < 4$        $S_a = \frac{0.68}{T}$
- $T > 4$        $S_a = \frac{0.68*4}{T^2}$

Se muestra el espectro de diseño de la Norma a continuación:



**Figura 9.** Espectro de diseño de la Norma ASCE/SEI 7-16.

Fuente: Elaboración propia

### 3.3. Análisis Estático No Lineal (Pushover)

El procedimiento por seguir para realizar el Análisis Pushover en el software ETABS para la estructura en estudio se describirá a continuación:

#### 3.3.1. Asignación de las propiedades no lineales de los materiales

Para la curva esfuerzo-deformación del concreto se le asigna el modelo Mander y para el acero el modelo Park tal como se puede ver en la imagen a continuación del programa Etabs.

The dialog box 'Nonlinear Material Data' is shown for material 'CONC210'. It is configured for 'Concrete, Isotropic' with a 'Concrete' hysteresis type. The 'Acceptance Criteria Strains' table is as follows:

	Tension	Compression	
IO	0.01	-0.003	m/m
LS	0.02	-0.006	m/m
CP	0.05	-0.015	m/m

The 'Stress Strain Curve Definition Options' are set to 'Parametric' with the 'Mander' model selected. The 'Parametric Strain Data' section includes:

- Strain at Unconfined Compressive Strength,  $f_c$ : 0.002219
- Ultimate Unconfined Strain Capacity: 0.005
- Final Compression Slope (Multiplier on E): -0.1

**Figura 2.** Propiedades no lineales del concreto

Fuente: Elaboración propia

The dialog box 'Nonlinear Material Data' is shown for material 'A615Gr60'. It is configured for 'Rebar, Uniaxial' with a 'Takeda' hysteresis type. The 'Acceptance Criteria Strains' table is as follows:

	Tension	Compression	
IO	0.01	-0.005	m/m
LS	0.02	-0.01	m/m
CP	0.05	-0.02	m/m

The 'Stress Strain Curve Definition Options' are set to 'Parametric' with the 'Park' model selected. The 'Parametric Strain Data' section includes:

- Strain at Onset of Strain Hardening: 0.01
- Ultimate Strain Capacity: 0.09
- Final Slope (Multiplier on E): -0.1

**Figura 11.** Propiedades no lineales del concreto

Fuente: Elaboración propia

### **3.3.2. Asignación de factores de reducción de rigidez**

Una vez realizado el modelamiento de la estructura en ETABS, se procede a modificar la rigidez de las vigas, columnas y placas según la *Tabla 10-5* de la Norma ASCE 41-17. En vigas se empleará un factor de reducción de 0.3 para la rigidez a la flexión y 0.4 para la rigidez al corte. En columnas un factor de 0.7 para la flexión y 0.4 para el corte. Finalmente, en placas fisuradas se indica un factor de 0.35 para la rigidez a la flexión y 0.4 para la rigidez al corte. Sin embargo, para nuestro caso de estudio se asume un factor de 0.8 para el momento flector, ya que las placas no sufrirán fisuras o agrietamientos de gran escala, pues primero fallarán las vigas y columnas.

### **3.3.3. Asignación de acero de refuerzo a elementos estructurales**

Se debe asignar el acero de refuerzo a los elementos estructurales, los cuales son: vigas, columnas y placas, de modo que se considere correctamente sus capacidades estructurales para el análisis. Esta información se obtiene de los planos de estructuras (Anexo 1). A continuación, se muestra el detalle de cómo se realizó esta configuración en el programa Etabs.

The dialog box 'Frame Section Property Reinforcement Data' is used for defining reinforcement for columns. It includes the following sections and settings:

- Design Type:**
  - P-M2-M3 Design (Column)
  - M3 Design Only (Beam)
- Rebar Material:**
  - Longitudinal Bars: A615Gr60
  - Confinement Bars (Ties): A615Gr60
- Reinforcement Configuration:**
  - Rectangular
  - Circular
- Confinement Bars:**
  - Ties
  - Spirals
- Check/Design:**
  - Reinforcement to be Checked
  - Reinforcement to be Designed
- Longitudinal Bars:**
  - Clear Cover for Confinement Bars: 0.04 m
  - Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 2
  - Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 7
  - Longitudinal Bar Size and Area: #5, 0.0002 m<sup>2</sup>
  - Corner Bar Size and Area: #5, 0.0002 m<sup>2</sup>
- Confinement Bars:**
  - Confinement Bar Size and Area: User, 0.00005 m<sup>2</sup>
  - Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 0.3 m
  - Number of Confinement Bars in 3-dir: 3
  - Number of Confinement Bars in 2-dir: 3

**Figura 3.** Definición de acero de refuerzo en columnas

Fuente: Elaboración propia

The dialog box 'Frame Section Property Reinforcement Data' is used for defining reinforcement for beams. It includes the following sections and settings:

- Design Type:**
  - P-M2-M3 Design (Column)
  - M3 Design Only (Beam)
- Rebar Material:**
  - Longitudinal Bars: A615Gr60
  - Confinement Bars (Ties): A615Gr60
- Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid:**
  - Top Bars: 0.04 m
  - Bottom Bars: 0.04 m
- Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams:**
  - Top Bars at I-End: 0.0006 m<sup>2</sup>
  - Top Bars at J-End: 0.0006 m<sup>2</sup>
  - Bottom Bars at I-End: 0.0006 m<sup>2</sup>
  - Bottom Bars at J-End: 0.0006 m<sup>2</sup>

**Figura 4.** Definición de acero de refuerzo en vigas

Fuente: Elaboración propia

ET Wall Hinge Reinforcement

Rebar Material

Material Flexure: A615Gr60

Material Shear: A615Gr60

Bar Clear Cover: 0.04 m

Layout

Geometry

Start X (m)	Start Y (m)	End X (m)	End Y (m)	Length (m)	Thickness (m)	Start Zone Size (m)	End Zone Size (m)
17.5	18.8	17.5	11.35	7.45	0.3	0.298	0.20115

Reinforcement

Flexural Detail - Each Face

Station	Bar Size	Bar Spacing (m)	Number of Bars
Start	#5		2
Center	#3	0.175	40
End	#5		2

Flexural Detail (Additional Individual Bars)

Material	Distance (m)	Area (m <sup>2</sup> )

Shear/Confinement Detail

Station	Bar Size	Bar Spacing (m)	Confined
Start	#3	0.175	Yes
Center	#3	0.175	No
End	#3	0.175	Yes

OK Cancel

**Figura 5.** Definición de acero de refuerzo en placas

Fuente: Elaboración propia

### 3.3.4. Asignación de caso de carga no lineal gravitacional

Se configura una condición de carga no lineal asociado a los efectos de gravedad, esta representa las cargas permanentes y variables a las cuales estará sometido el sistema estructural. En este caso de estudio, se considera la totalidad de las cargas permanentes (100%) y una fracción (25%) de la carga variable.

**General**

Load Case Name: GRAVX Design...

Load Case Type: Nonlinear Static Notes...

Mass Source: MASA

Analysis Model: Default

**Initial Conditions**

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: \_\_\_\_\_

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	Live	0.25

+ Add - Delete

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load Modify/Show...

Results Saved: Final State Only Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

OK Cancel

**Figura 6.** Definición de caso de carga no lineal gravitacional en XX

Fuente: Elaboración propia

**General**

Load Case Name: GRAVY Design...

Load Case Type: Nonlinear Static Notes...

Mass Source: MASA

Analysis Model: Default

**Initial Conditions**

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: \_\_\_\_\_

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	Live	0.25

+ Add - Delete

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load Modify/Show...

Results Saved: Final State Only Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

OK Cancel

**Figura 7.** Definición de caso de carga no lineal gravitacional en YY

Fuente: Elaboración propia

### 3.3.5. Asignación de caso de carga no lineal lateral

Se establece un escenario de carga no lineal, el cual representa las acciones laterales con una distribución en altura dependiente de la forma del modal correspondiente al modo fundamental de vibración en la dirección evaluada. Estas cargas se incrementan progresivamente, se registran los resultados de la edificación y a medida que se incurre en el rango inelástico se inicia la formación las rótulas plásticas en los elementos estructurales.

Se asigna un punto de control en el último nivel de la estructura, ubicado lo más próximo posible a su centro de gravedad, con el propósito de registrar los desplazamientos máximos experimentados por la estructura durante el incremento gradual de las cargas. Asimismo, se define el desplazamiento máximo hasta el cual se realizará el análisis Pushover, en este caso se le asignará como desplazamiento máximo 30 cm para ambas direcciones evaluadas.

ET Load Case Data

**General**

Load Case Name: PUSHX [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Mass Source: MASA

Analysis Model: Default

**Initial Conditions**

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: GRAVX

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	1	1

[Add] [Delete]

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control [Modify/Show...]

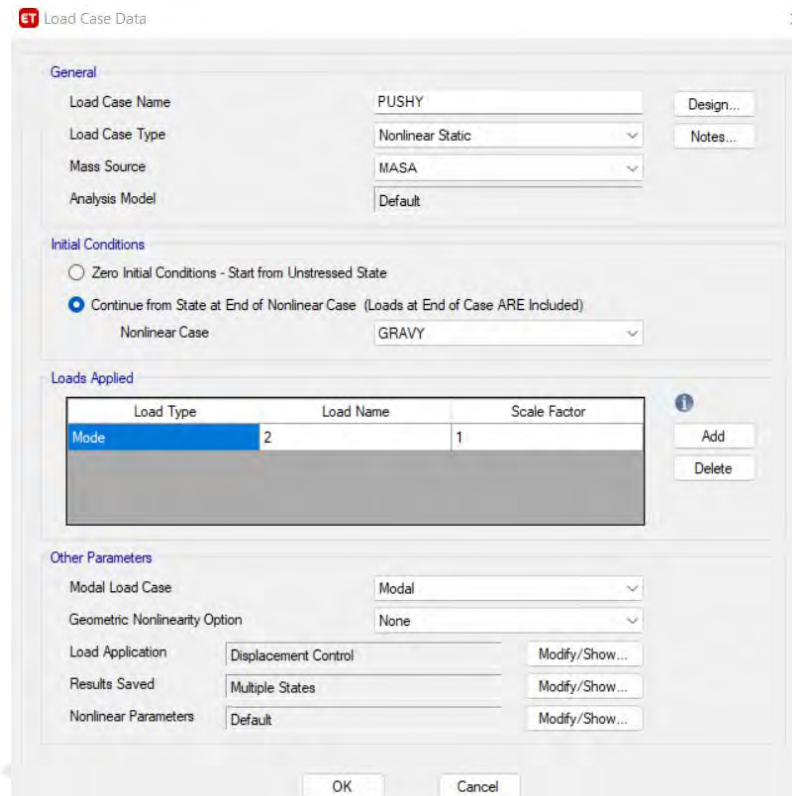
Results Saved: Multiple States [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

**Figura 8.** Definición de caso de carga no lineal lateral en XX

Fuente: Elaboración propia



**Figura 9.** Definición de caso de carga no lineal lateral en YY

Fuente: Elaboración propia

### 3.3.6. Asignación de rótulas plásticas

Se definen las rótulas plásticas en los elementos estructurales. En las columnas y vigas se definen dos rótulas a una determinada distancia a partir de sus extremos, en este caso se empleará el 10% de la longitud del elemento. La secuencia de rótulas plásticas se define según la curva de capacidad de cada elemento estructural, la cual se construye a partir de la *Tabla 10-7* para vigas y la *Tabla 10-8* para columnas de la ASCE 41-17. En el caso de las placas, debido a que su plasticidad se distribuye de forma más compleja a lo largo de su sección, se asignaron rótulas tipo fibra, con la intención de modelar un comportamiento más adecuado del elemento. Con la definición de rótulas plásticas se introducen los parámetros no lineales del análisis Pushover, pues es donde los elementos estructurales dejan de comportarse como elásticos e incurrir en el rango inelástico. A continuación, se muestran las tablas mencionadas, así como la asignación en el Etabs.

**Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams**

Conditions	Modeling Parameters <sup>a</sup>			Acceptance Criteria <sup>a</sup>				
	Plastic Rotation Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle (radians)				
	a	b		c	Performance Level			
			IO		LS	CP		
Condition i. Beams controlled by flexure <sup>b</sup>	$\frac{V_{max}}{V_{ave}}$	Transverse reinforcement <sup>c</sup>	$\frac{V_{max}}{d_w d \sqrt{f_{cE}}}$					
$\leq 0.0$	C	$\leq 3$ (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
$\leq 0.0$	C	$\geq 6$ (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
$\geq 0.5$	C	$\leq 3$ (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
$\geq 0.5$	C	$\geq 6$ (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
$\leq 0.0$	NC	$\leq 3$ (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
$\leq 0.0$	NC	$\geq 6$ (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
$\geq 0.5$	NC	$\leq 3$ (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
$\geq 0.5$	NC	$\geq 6$ (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear <sup>b</sup>								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span <sup>b</sup>								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint <sup>b</sup>								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

**Figura 10.** Parámetros de modelado y criterios numéricos de aceptación para procedimientos no lineales en vigas de concreto armado

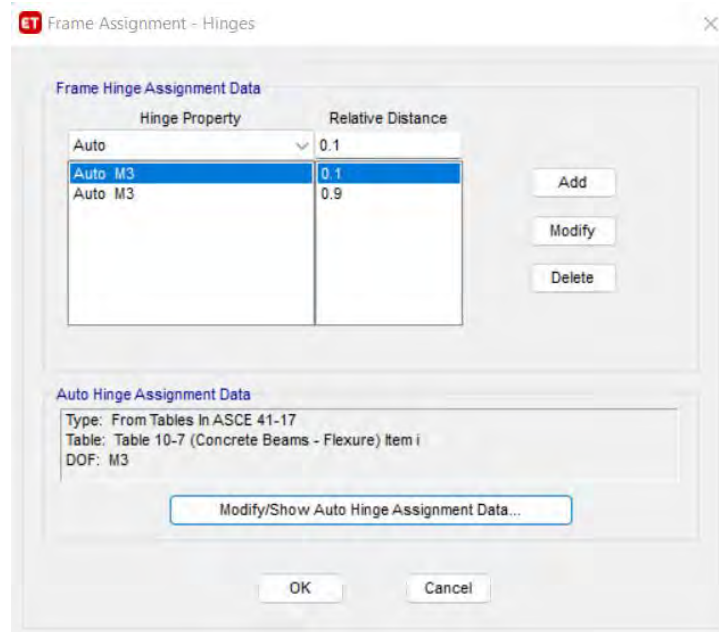
Fuente: ASCE/SEI 41-17, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, Table 10-7

**Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns Other Than Circular with Spiral Reinforcement or Seismic Hoops as Defined in ACI 318**

Modeling Parameters	Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle (radians)		
	Performance Level		
	IO	LS	CP
Plastic Rotation Angles, <i>a</i> and <i>b</i> (radians)			
Residual Strength Ratio, <i>c</i>			
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height <sup>a</sup>			
$a = \left( 0.042 - 0.043 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 0.63 \rho_t - 0.023 \frac{V_{YE}}{V_{CoIOE}} \right) \geq 0.0$	0.15 <i>a</i>	0.5 <i>b<sup>b</sup></i>	0.7 <i>b<sup>b</sup></i>
$\leq 0.005$			
For $\frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \leq 0.5$ $\left\{ b = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 A_g f'_{cE}} \frac{1}{\rho_t} \frac{f'_{cE}}{f_{yIE}}} - 0.01 \geq a^a \right.$			
$c = 0.24 - 0.4 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \geq 0.0$			
Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height <sup>c</sup>			
$a = \left( \frac{1}{8} \rho_t \frac{f_{yIE}}{f_{yIE}} \right) \geq 0.0$	0.0	0.5 <i>b</i>	0.7 <i>b</i>
$\leq 0.025^d$			
$b = \left( 0.012 - 0.085 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 12 \rho_t^e \right) \geq a$			
$\leq 0.06$			
$c = 0.15 + 36 \rho_t \leq 0.4$			

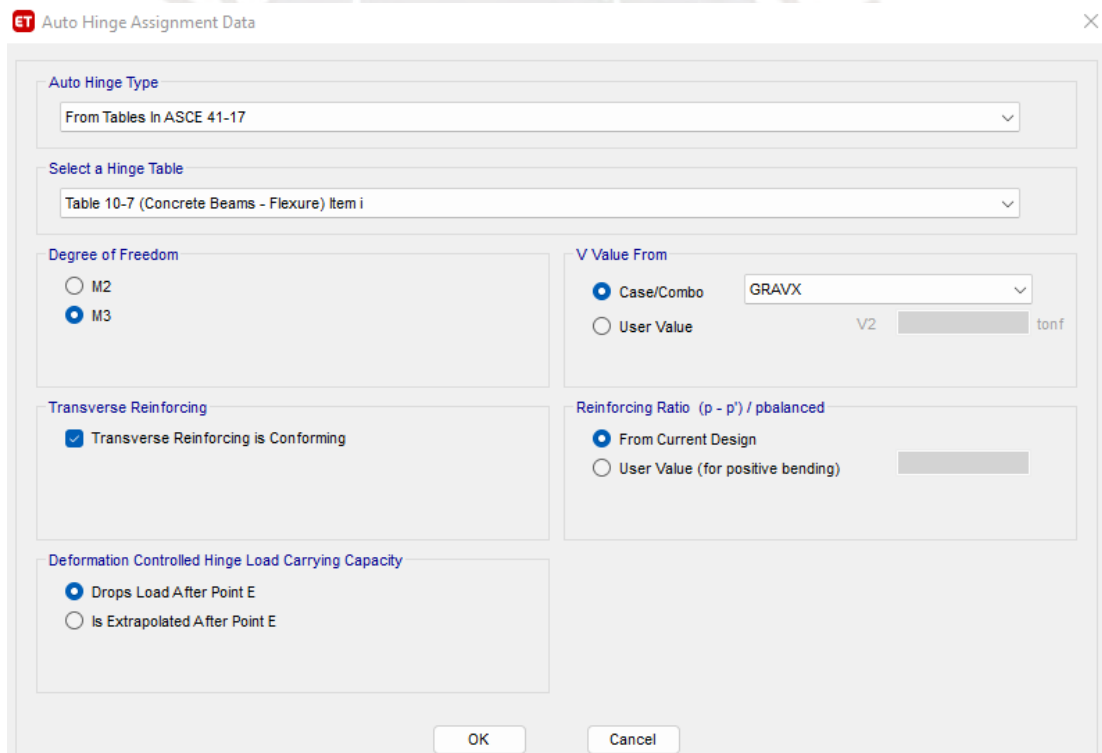
**Figura 11.** Parámetros de modelado y criterios numéricos de aceptación para procedimientos no lineales en columnas de concreto armado

Fuente: ASCE/SEI 41-17, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, Table 10-8



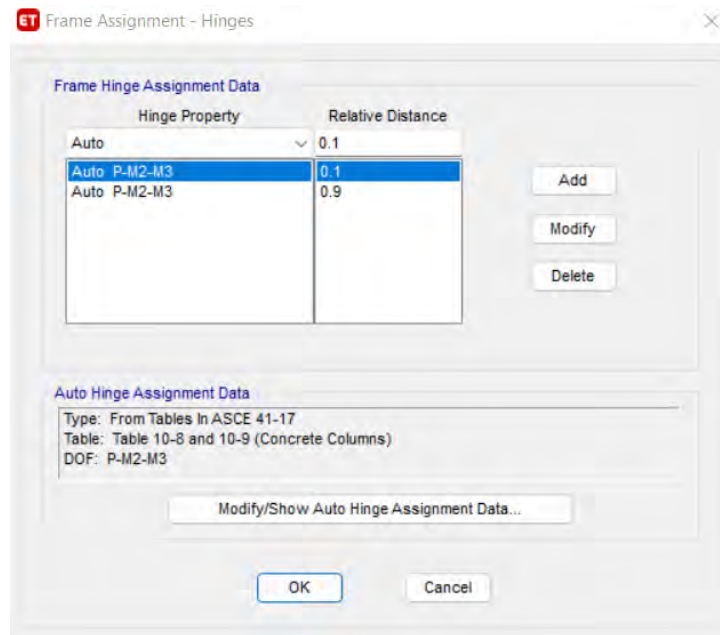
**Figura 12.** Posición de rótulas plásticas en vigas

Fuente: Elaboración propia



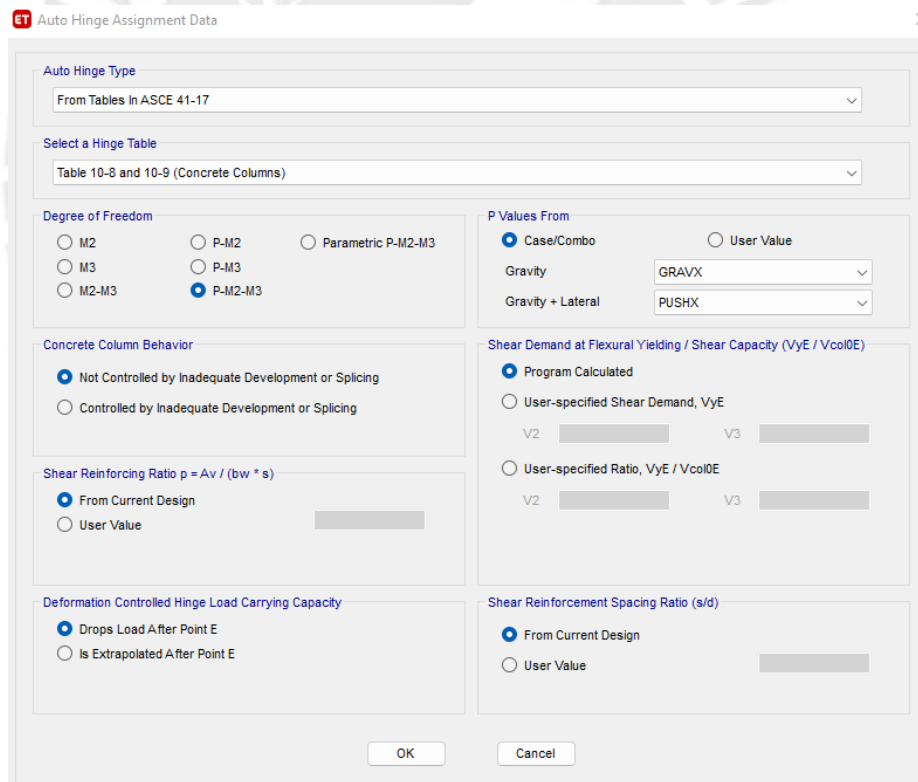
**Figura 13.** Definición de rótulas plásticas en vigas

Fuente: Elaboración propia



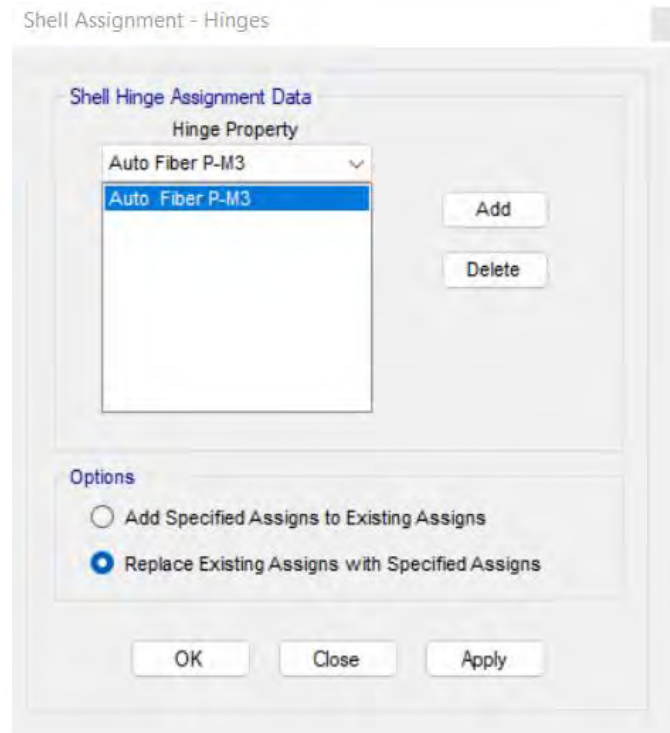
**Figura 14.** Posición de rótulas plásticas en columnas

Fuente: Elaboración propia



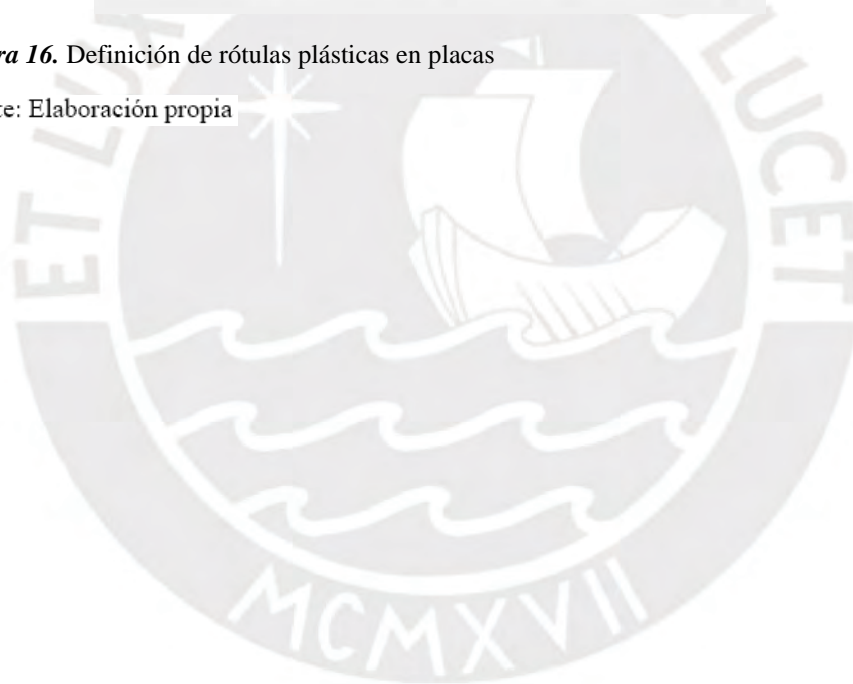
**Figura 15.** Definición de rótulas plásticas en columnas

Fuente: Elaboración propia



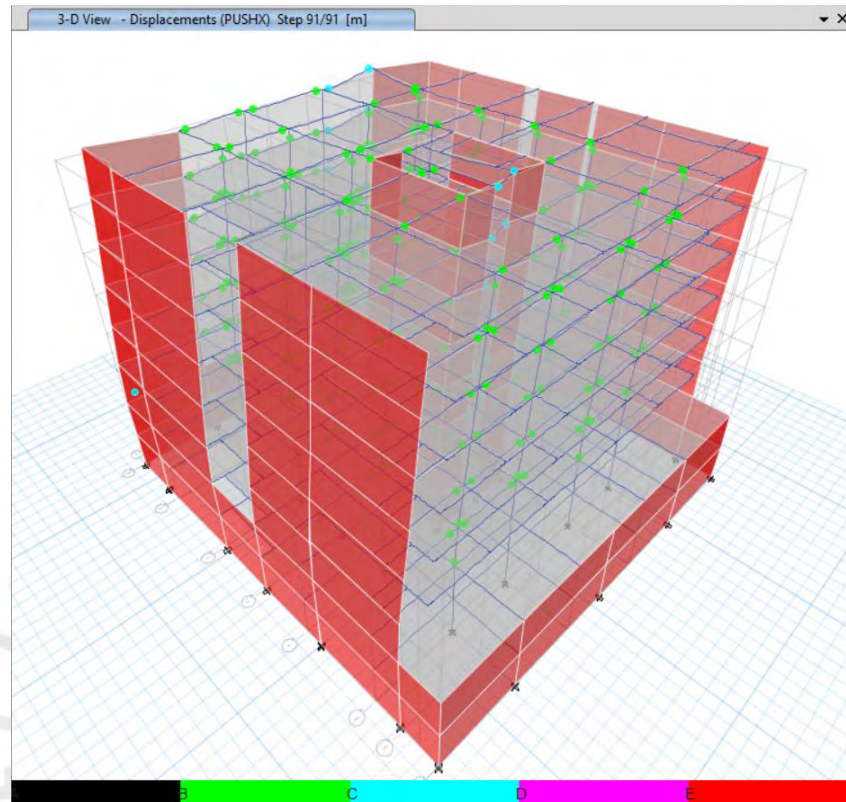
**Figura 16.** Definición de rótulas plásticas en placas

Fuente: Elaboración propia



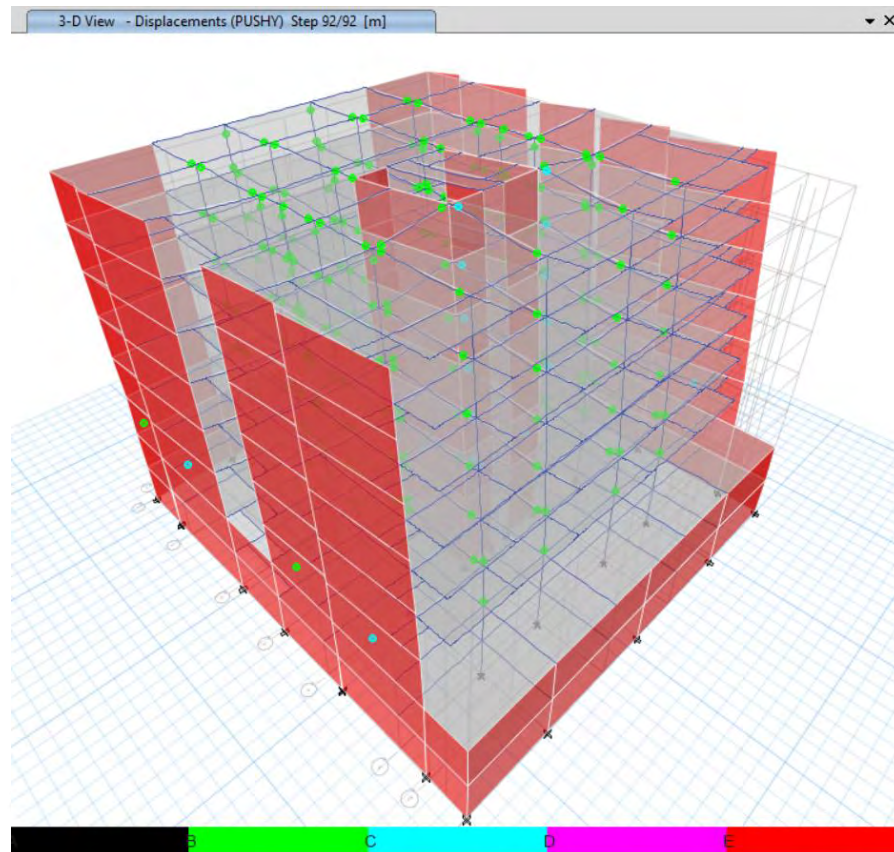
### 3.3.7. Secuencia de formación de rótulas plásticas

Se ejecuta el análisis Pushover en el programa ETABS. Luego, se debe obtener la secuencia de rótulas plásticas y la curva de capacidad de la estructura.



*Figura 17.* Secuencia de rótulas plásticas, dirección X-X

Fuente: Elaboración propia



**Figura 18.** Secuencia de rótulas plásticas, dirección Y-Y

Fuente: Elaboración propia

### 3.3.8. Curva de capacidad

Finalmente, se interseca la curva de capacidad con el espectro del sismo elegido, el cual, en este caso es el sismo de diseño de la E.030 que se utilizó para el análisis sísmico. De este modo, se obtiene el desempeño de la estructura.

## Capítulo 4: Análisis de Resultados

### 4.1. Evaluación de análisis sísmico a partir de la Norma E.030

Realizado el análisis sísmico en el programa, se obtienen los periodos y porcentajes de participación en cada dirección de los 24 modos de vibración de la estructura (3 modos por piso).

**Tabla 24**

*Periodos y porcentajes de participación de cada modo de vibración con Norma E.030*

Modo	Periodo (s)	Participación en X (%)	Participación en Y (%)
1	0.535	52.94	0.01
2	0.351	0.00	59.65
3	0.303	3.13	0.00
4	0.136	15.57	0.00
5	0.084	0.00	24.73
6	0.072	6.01	0.03
7	0.065	5.15	0.00
8	0.045	10.22	0.02
9	0.042	0.02	9.66
10	0.036	2.93	0.01
11	0.035	1.39	0.02
12	0.029	0.86	0.00
13	0.027	0.00	3.18
14	0.025	0.15	0.00
15	0.024	0.02	0.00
16	0.02	0.00	1.27
17	0.018	0.20	0.01
18	0.017	1.39	0.00
19	0.016	0.00	0.75
20	0.015	0.00	0.07
21	0.014	0.00	0.41
22	0.013	0.00	0.15
23	0.013	0.00	0.01
24	0.012	0.00	0.00

Fuente: Elaboración propia

Se observa que, para el sismo en X, el modo de vibración predominante es el número 1; mientras que, para el sismo en Y, predomina el modo de vibración número 2.

Además, se obtienen los porcentajes de cortante dinámica que resisten las placas en relación con la cortante basal en cada dirección. Este análisis se realizó solo para los pisos por encima del terreno, es decir, no se consideraron los sótanos.

**Tabla 25**

*Porcentaje de esfuerzos cortantes en las placas con la E.030*

Dirección del sismo	Porcentaje de cortante de las placas		
	Excentricidad Positiva (%)	Excentricidad Negativa (%)	Promedio (%)
X	94.8	95.3	95.1
Y	94.8	95.1	95.0

Fuente: Elaboración propia

Debido a que estos valores superan el 70%, se verifica el sistema estructural del edificio que se asumió inicialmente; es decir, muros de corte.

Asimismo, se determinan las derivas máximas de entrepiso para cada dirección de análisis, para las cuales se verifican que no superen el valor de 0.007, valor máximo de deriva permitido en estructuras de concreto armado.

**Tabla 26**

*Derivas de entrepiso con la E.030, dirección X*

Piso	Deriva	¿Menor a 0.007?
Piso 6	0.0057	Cumple
Piso 5	0.0062	Cumple
Piso 4	0.0065	Cumple
Piso 3	0.0064	Cumple
Piso 2	0.0056	Cumple
Piso 1	0.0038	Cumple

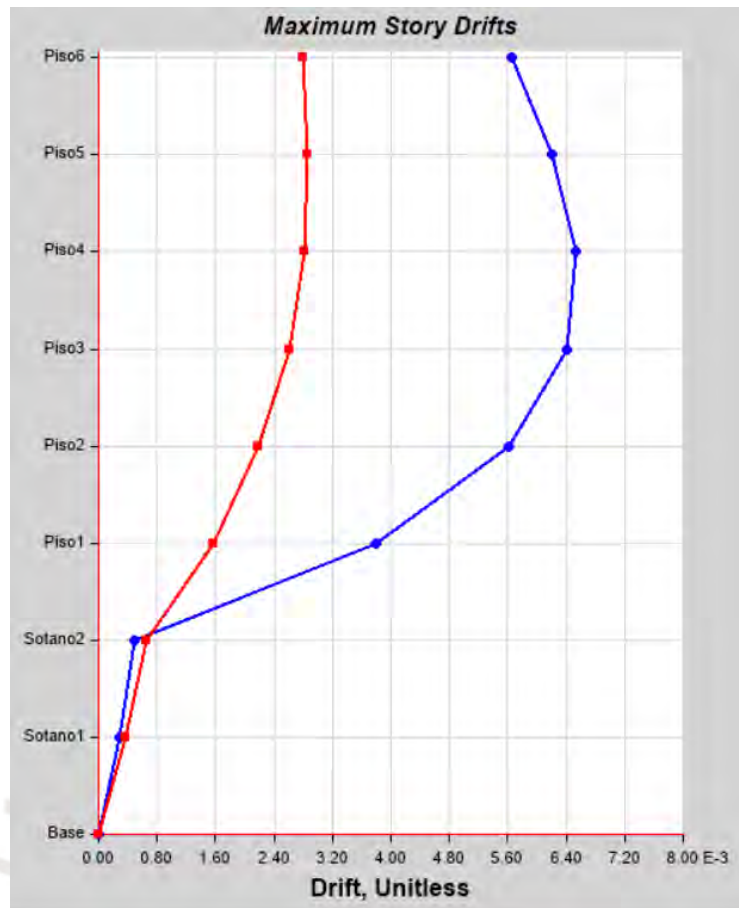
Fuente: Elaboración propia

**Tabla 27***Derivas de entrepiso con la E.030, dirección Y*

Piso	Deriva	¿Menor a 0.007?
Piso 6	0.0028	Cumple
Piso 5	0.0029	Cumple
Piso 4	0.0028	Cumple
Piso 3	0.0026	Cumple
Piso 2	0.0022	Cumple
Piso 1	0.0016	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Se verifica que las máximas derivas de cada piso son menores al límite de 0.007 que permite la E.030. Además, para el sismo en X, el mayor valor de deriva alcanza el 93% del límite mencionado; mientras que, para el sismo en Y alcanza un valor de 41%. Se presenta el gráfico con las máximas derivas de cada piso para cada dirección de análisis obtenida del software ETABS.



**Figura 19.** Máximas derivas de entropiso para cada dirección (X y Y) con la E.030.

Fuente: Elaboración propia

Además, se presentan las tablas y el gráfico correspondientes a los desplazamientos inelásticos máximos obtenidos en cada piso para cada dirección de análisis:

**Tabla 28**

Desplazamientos inelásticos máximos de cada piso con la E.030, dirección X

Piso	Desplazamiento (cm)
Piso 6	10.8
Piso 5	9.0
Piso 4	7.1
Piso 3	5.1
Piso 2	3.1
Piso 1	1.4

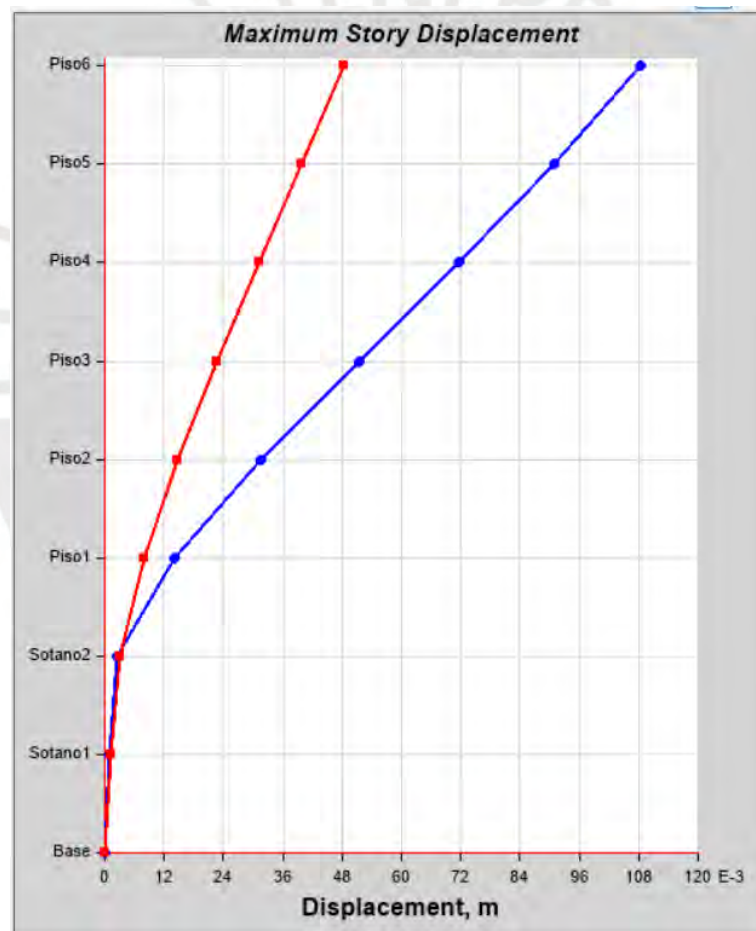
Fuente: Elaboración propia

**Tabla 29**

*Desplazamientos inelásticos máximos en cada piso con la Norma E.030, dirección Y*

Piso	Desplazamiento (cm)
Piso 6	4.8
Piso 5	4.0
Piso 4	3.1
Piso 3	2.3
Piso 2	1.5
Piso 1	0.8

Fuente: Elaboración propia



**Figura 20.** Máximos desplazamientos inelásticos para cada dirección (X y Y) con la E.030.

Fuente: Elaboración propia

Donde la curva de color azul representa los desplazamientos en la dirección X y la curva de color roja en la dirección Y.

Como se mencionó anteriormente, se asumió que la estructura no presenta ningún tipo de irregularidad, lo cual debe ser sustentado.

Por un lado, se verifican las irregularidades en planta. Primero, se asegura que no existan las procedentes por discontinuidad de diafragma, esquinas entrantes y sistemas no paralelos; puesto que, la planta en cada piso es rectangular, sin grandes aberturas y los sistemas resistentes; es decir, las placas son ortogonales entre sí.

En segundo lugar, se determina si existe irregularidad torsional analizando la relación entre la deriva máxima y la deriva promedio. Se presentan las tablas con los resultados obtenidos para cada dirección de análisis.

**Tabla 30**

*Factor de Deriva máxima / deriva promedio, sismo en X*

Piso	Máx. deriva	Deriva prom.	Factor	¿Menor a 1.3?
Piso 6	0.0175	0.0140	1.25	Cumple
Piso 5	0.0192	0.0154	1.25	Cumple
Piso 4	0.0202	0.0161	1.26	Cumple
Piso 3	0.0198	0.0158	1.26	Cumple
Piso 2	0.0174	0.0138	1.26	Cumple
Piso 1	0.0118	0.0095	1.24	Cumple
Sótano 1	0.0015	0.0014	1.08	Cumple
Sótano 2	0.0009	0.0008	1.04	Cumple

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 31**

*Factor de deriva máxima / deriva promedio, sismo en Y*

Piso	Máx. deriva	Deriva prom.	Factor	¿Menor a 1.3?
Piso 5	0.0089	0.0071	1.26	Cumple
Piso 4	0.0087	0.0070	1.26	Cumple
Piso 3	0.0081	0.0065	1.25	Cumple
Piso 2	0.0068	0.0055	1.23	Cumple
Piso 1	0.0049	0.0039	1.25	Cumple
Sótano 1	0.0020	0.0018	1.11	Cumple
Sótano 2	0.0011	0.0010	1.14	Cumple
Piso 6	0.0087	0.0069	1.26	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Debido a que todos los factores son menores a 1.3, tanto para la deriva en dirección X como en Y, se verifica que no existe irregularidad por torsión. Con este último análisis se concluye que no existen irregularidades en planta.

Por otro lado, se comprueban la ausencia de irregularidades en altura. Las de geometría vertical no se aplican en sótanos, por lo que, debido a que el resto de los pisos son típicos, se verifica que no existe este tipo de irregularidad.

Seguidamente, se determina la existencia de irregularidad de masa, esta se presenta si el peso de un piso es 1.5 veces más que el de uno adyacente. A continuación, se muestra la tabla para el análisis mencionado:

**Tabla 32**

*Relación entre masas de cada piso*

Piso	Masa (tonf.s <sup>2</sup> /m)	$M_i/M_{i\pm 1}$	¿Menor a 1.5?
Piso 6	68.5	-	Cumple
Piso 5	90.9	1.3	Cumple
Piso 4	91.6	1.0	Cumple
Piso 3	91.6	1.0	Cumple
Piso 2	91.6	1.0	Cumple
Piso 1	91.6	1.0	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Los factores obtenidos presentan valores inferiores a 1.5, de modo que no presenta irregularidad por masa.

Asimismo, se procede a comprobar la irregularidad de piso blando, para ello, la rigidez lateral de cada piso debe ser menor o igual al 70% del inmediato superior.

**Tabla 33**

*Análisis por piso blando, sismo en X*

Piso	Rigidez (tonf/m)	Ki/Ki+1 (%)	¿Mayor a 70%?
Piso 6	66982	-	-
Piso 5	117157	175	Cumple
Piso 4	153217	131	Cumple
Piso 3	187981	123	Cumple
Piso 2	239983	128	Cumple
Piso 1	373336	156	Cumple
Sótano 1	2581711	692	Cumple
Sótano 2	4543823	176	Cumple

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 34**

*Análisis por piso blando, sismo en Y*

Piso	Rigidez (tonf/m)	Ki/Ki+1 (%)	¿Mayor a 70%?
Piso 6	142000	-	-
Piso 5	266318	188	Cumple
Piso 4	363555	137	Cumple
Piso 3	467023	128	Cumple
Piso 2	617835	132	Cumple
Piso 1	949113	154	Cumple
Sótano 1	2146571	226	Cumple
Sótano 2	4089615	191	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Según se aprecia en los cuadros anteriores, los porcentajes de rigidez son todos mayores al 70%, por ello, se comprueba que no existe piso blando en ningún nivel.

Finalmente, se determina que no existe irregularidad de piso débil, si se cumple que la fuerza cortante en un piso sea mayor al 80% de la fuerza cortante del inmediato superior.

**Tabla 35**

Análisis por piso débil, sismo en X

Piso	Cortante (tonf)	Fi/Fi+1 (%)	¿Mayor a 80%?
Piso 6	209.0	-	-
Piso 5	401.1	192	Cumple
Piso 4	550.1	137	Cumple
Piso 3	659.7	120	Cumple
Piso 2	739.4	112	Cumple
Piso 1	786.7	106	Cumple
Sótano 1	811.5	103	Cumple
Sótano 2	835.8	103	Cumple

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 36**

Análisis por piso débil, sismo en Y

Piso	Cortante (tonf)	Fi/Fi+1 (%)	¿Mayor a 80%?
Piso 6	216.4	-	-
Piso 5	416.9	193	Cumple
Piso 4	562.4	135	Cumple
Piso 3	674.0	120	Cumple
Piso 2	759.9	113	Cumple
Piso 1	822.3	108	Cumple
Sótano 1	871.4	106	Cumple
Sótano 2	903.0	104	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Se identifica que los porcentajes de fuerza cortante obtenidos en cada piso son todos mayores al valor mínimo mencionado, por lo que, se verifica que no existe piso débil. De este modo queda comprobado que no existen irregularidades en altura, de modo que se concluye que la estructura es regular.

En la tabla siguiente se presenta el periodo de la estructura obtenido con el programa, correspondiente para ambas direcciones del sismo.

**Tabla 37**

Periodo de la estructura para las direcciones de análisis

Dirección del sismo	Periodo (s)
XX	0.5
YY	0.347

Fuente: Elaboración propia

Como se obtuvieron valores de periodo menores al  $T_p$  en ambas direcciones de estudio del sismo, se verifica que el coeficiente de amplificación sísmica es de 2.5.

Con el fin de obtener la cortante estática, primero se determina el peso total del edificio, el cual se sustituye en la *Ecuación 42*.

**Tabla 38**

Masa de cada piso

Piso	Masa (ton.s <sup>2</sup> /m)
Piso 6	68.5
Piso 5	90.9
Piso 4	91.6
Piso 3	91.6
Piso 2	91.6
Piso 1	91.6
Masa total (ton.s <sup>2</sup> /m)	525.8
Peso total (ton)	5157.7

Fuente: Elaboración propia

$$V_{estático} = ZUCS * P/R = 0.45 * 1 * 2.5 * 1.05 * 5157.7/6 = 1015.4 \text{ ton}$$

Con el programa se determinó la fuerza cortante dinámica basal que genera para ambas direcciones (X y Y).

**Tabla 39***Cortante dinámica par cada caso de sismo*

Dirección del sismo	Excentricidad	Cortante dinámica (ton)
X	Positiva	788.6
X	Negativa	786.7
Y	Positiva	817.9
Y	Negativa	822.3

Fuente: Elaboración propia

A fin de definir la cortante de diseño se elige el mayor valor entre la cortante dinámica y el 80% de la cortante estática. Estos valores se muestran en la siguiente tabla:

**Tabla 40***Fuerza cortante de diseño*

Dirección del sismo	Excentricidad	V estática (ton)	V dinámica (ton)	80% V estática (ton)	V diseño (ton)
X	Positiva	1015.4	788.6	812.3	812.33
X	Negativa	1015.4	786.7	812.3	812.33
Y	Positiva	1015.4	817.9	812.3	817.95
Y	Negativa	1015.4	822.3	812.3	822.29

Fuente: Elaboración propia

Se determinó el coeficiente de amplificación dividiendo la cortante de diseño entre la cortante dinámica. Para cada dirección del sismo se creó una envolvente considerando un factor para cada excentricidad: positiva y negativa.

**Tabla 41***Factor de amplificación del sismo*

Dirección del sismo	V dinámica (ton)	V diseño (ton)	Factor
X	788.6	812.33	1.030
X	786.7	812.33	1.033
Y	817.9	817.95	1.000
Y	822.3	822.29	1.000

Fuente: Elaboración propia

## 4.2. Evaluación de análisis sísmico a partir de la Norma ASCE/SEI 7-16

Luego de ejecutar el análisis en el programa, se identificaron los periodos naturales y los porcentajes de participación en cada dirección de los 24 modos vibratorios de la estructura.

**Tabla 42**

*Periodos y porcentajes de participación de cada modo de vibración con la ASCE/SEI 7-16*

Modo	Periodo (s)	Participación en X (%)	Participación en Y (%)
1	0.788	51.47%	0.00%
2	0.491	0.03%	54.58%
3	0.449	2.66%	0.89%
4	0.195	13.96%	0.00%
5	0.111	0.00%	21.84%
6	0.098	2.94%	0.07%
7	0.089	4.40%	0.00%
8	0.057	6.16%	0.01%
9	0.053	0.00%	11.40%
10	0.046	5.68%	0.00%
11	0.044	1.79%	0.00%
12	0.04	8.98%	0.00%
13	0.036	0.00%	6.99%
14	0.032	0.01%	0.00%
15	0.031	0.00%	0.00%
16	0.027	0.00%	1.83%
17	0.025	0.02%	0.00%
18	0.023	0.00%	0.26%
19	0.022	0.01%	0.01%
20	0.018	1.89%	0.00%
21	0.018	0.00%	0.00%
22	0.017	0.00%	0.00%
23	0.016	0.00%	2.10%
24	0.012	0.00%	0.00%

Fuente: Elaboración propia

Se observa que, para el sismo en X, el modo de vibración predominante es el número 1; mientras que, para el sismo en Y, predomina el modo de vibración número 2.

Además, se obtienen los porcentajes de cortante dinámica que resisten las placas en relación con la cortante basal en cada dirección. De manera similar al análisis realizado con la Norma E.030, solo se considera los pisos encima del terreno.

**Tabla 43**

Porcentaje de esfuerzos cortantes en las placas con la ASCE/SEI 7-16

Dirección del sismo	Porcentaje de cortante de las placas		
	Excentricidad positiva (%)	Excentricidad negativa (%)	Promedio (%)
X	94.40%	93.9%	94.2%
Y	93.8%	94.0%	93.9%

Fuente: Elaboración propia

En este caso, también se comprueba que el porcentaje calculado de esfuerzos cortantes que resisten las placas es superior al 70%, de modo que se demuestra que el sistema estructural es efectivamente de muros de corte.

Seguidamente, se determinan los valores máximos de las derivas de entrepiso en cada dirección de estudio, para las cuales se verifican que no superen 0.020, valor máximo de deriva permitido en estructuras de concreto armado y de categoría de riesgo II.

**Tabla 44**

Derivas de entrepiso con la ASCE/SEI 7-16, dirección X

Piso	Deriva	¿Cumple?
Piso 6	0.0121	Cumple
Piso 5	0.0130	Cumple
Piso 4	0.0135	Cumple
Piso 3	0.0142	Cumple
Piso 2	0.0123	Cumple
Piso 1	0.0074	Cumple

Fuente: Elaboración propia

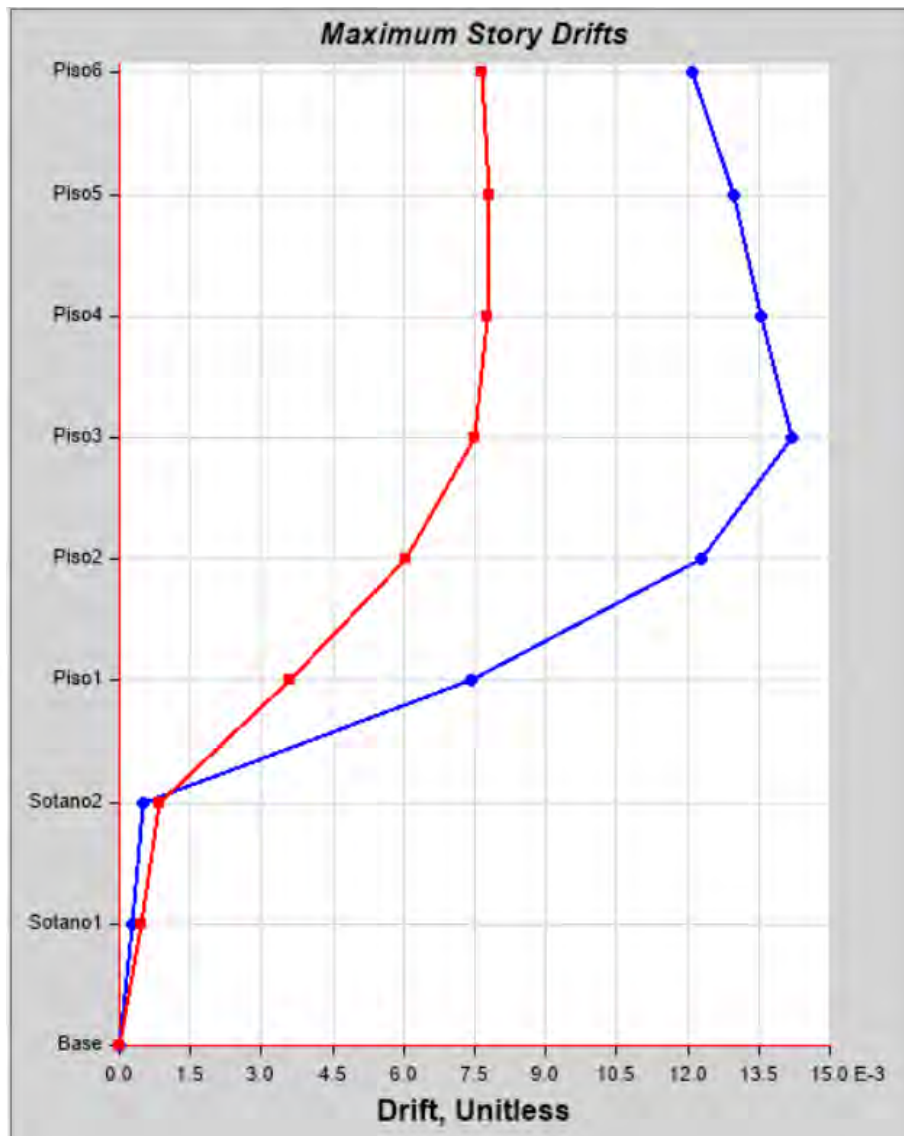
**Tabla 45**

Derivas de entrepiso con la ASCE/SEI 7-16, dirección Y

Piso	Deriva	¿Cumple?
Piso 6	0.0077	Cumple
Piso 5	0.0078	Cumple
Piso 4	0.0078	Cumple
Piso 3	0.0075	Cumple
Piso 2	0.0060	Cumple
Piso 1	0.0036	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Se aprecia que las derivas máximas de cada piso cumplen con el máximo valor permitido de 0.02 de la ASCE/SEI 7-16. Asimismo, para el sismo en X, la deriva máxima alcanza el 71% del límite mencionado; mientras que, para el sismo en Y alcanza un valor de 39%. Se muestra el gráfico con las derivas máximas de cada piso para cada dirección (X y Y):



**Figura 21.** Máximas derivas de entrapiso para cada dirección (X y Y) con la ASCE/SEI 7-16.

Fuente: Elaboración propia

Asimismo, se muestran las tablas y el gráfico correspondientes a los desplazamientos inelásticos máximos obtenidos en cada piso para cada dirección de estudio.

**Tabla 46**

*Desplazamientos inelásticos máximos de cada piso con la ASCE/SEI 7-16, dirección X*

Piso	Desplazamiento (cm)
Piso 6	22.5
Piso 5	18.7
Piso 4	14.7
Piso 3	10.5
Piso 2	6.1
Piso 1	2.3

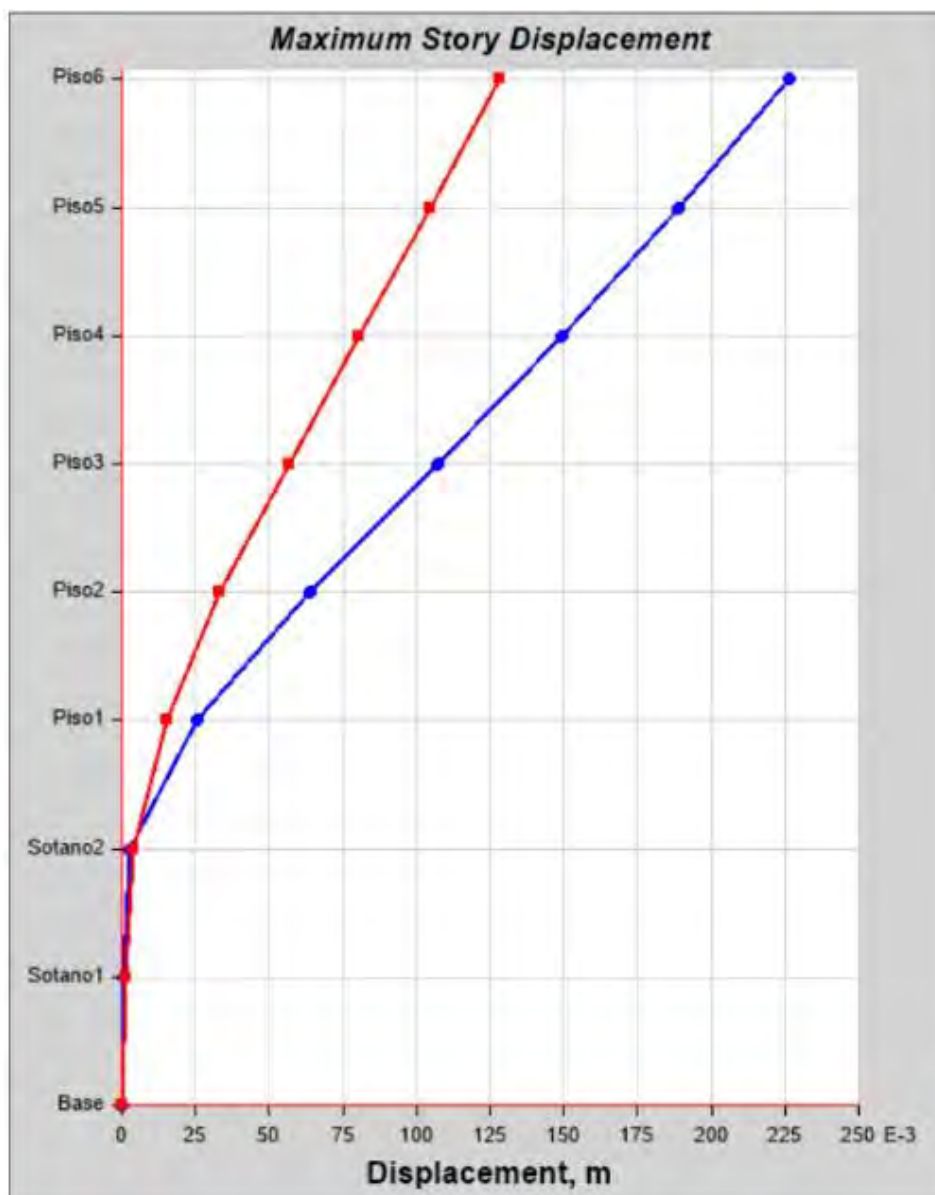
Fuente: Elaboración propia

**Tabla 47**

*Desplazamientos inelásticos máximos en cada piso con la ASCE/SEI 7-16, dirección Y*

Piso	Desplazamiento (cm)
Piso 6	12.5
Piso 5	10.1
Piso 4	7.7
Piso 3	5.3
Piso 2	3.0
Piso 1	1.1

Fuente: Elaboración propia



**Figura 22.** Máximos desplazamientos inelásticos para cada dirección (X y Y) con la ASCE/SEI 7-16.

Fuente: Elaboración propia

Anteriormente, se asumió que la estructura de estudio no presenta irregularidades. Esto se comprobará a continuación.

Por un lado, se verifican las irregularidades en planta. Primero, se asegura que no existan las procedentes por discontinuidad de diafragma, esquinas entrantes y sistemas no paralelos tal como se definió para la Norma E.030, ya que, estos presentan los mismos de criterios de evaluación.

En esta etapa, se verifica si la estructura presenta irregularidad torsional, para lo cual se compara la deriva más alta con el valor promedio registrado. Seguidamente, se incluyen las tablas con los resultados correspondientes a cada dirección de estudio.

**Tabla 48**

*Factor de Deriva máxima / deriva promedio, sismo en X*

Piso	Máx. deriva	Deriva prom.	Factor	$\zeta < 1.2?$
Piso 6	0.0375	0.0304	1.23	No cumple
Piso 5	0.0402	0.0325	1.24	No cumple
Piso 4	0.0420	0.0338	1.24	No cumple
Piso 3	0.0440	0.0353	1.24	No cumple
Piso 2	0.0381	0.0306	1.25	No cumple
Piso 1	0.0230	0.0186	1.24	No cumple
Sótano 1	0.0015	0.0014	1.07	Cumple
Sótano 2	0.0008	0.0008	1.03	Cumple

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 49**

*Factor de Deriva máxima / deriva promedio, sismo en Y*

Piso	Máx. deriva	Deriva prom.	Factor	$\zeta < 1.2?$
Piso 6	0.0238	0.0205	1.16	Cumple
Piso 5	0.0242	0.0209	1.16	Cumple
Piso 4	0.0240	0.0208	1.16	Cumple
Piso 3	0.0233	0.0202	1.15	Cumple
Piso 2	0.0187	0.0164	1.14	Cumple
Piso 1	0.0111	0.0099	1.13	Cumple
Sótano 1	0.0026	0.0024	1.06	Cumple
Sótano 2	0.0014	0.0013	1.07	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Al analizar el sismo en la dirección Y-Y, se parecía que todos los factores son menores a 1.2, con ello se verifica que para este caso no existe irregularidad por torsión. Sin embargo, en el eje X existen factores que superan el máximo, por tanto, se presenta irregularidad por torsión. A partir de ello, según el código norteamericano se debe amplificar la torsión

accidental multiplicándola por el factor  $A_x$ , el cual se calcula con la *Ecuación 38* y se presentan sus valores en la siguiente tabla:

**Tabla 50**

*Factores de amplificación para la torsión accidental, sismo en X*

Piso	$\delta_{\text{máx}}$	$\delta_{\text{avg}}$	$A_x$	$A_x * e$
Piso 6	0.225	0.182	1.06	5.3%
Piso 5	0.188	0.152	1.06	5.3%
Piso 4	0.148	0.120	1.06	5.3%
Piso 3	0.107	0.086	1.07	5.4%
Piso 2	0.063	0.051	1.06	5.3%
Piso 1	0.025	0.021	0.98	4.9%
Sótano 1	0.002	0.002	0.69	3.5%
Sótano 2	0.001	0.001	0.69	3.5%

Fuente: Elaboración propia

Debido a que el programa ETABS solo permite introducir un porcentaje de excentricidad constante para toda la estructura la cual genera la torsión accidental, se decide escoger el mayor factor de amplificación, 1.06, de modo que se analice el caso más crítico. De esta manera, se utiliza un porcentaje de excentricidad igual a 5.3%.

Se realiza el análisis sísmico con la excentricidad anteriormente mencionada y se obtiene resultados sumamente similares, por lo que se continua el análisis sin realizar variaciones en los resultados mostrados anteriormente. De este modo, quedan evaluadas todas las posibles irregularidades en planta.

Por otro lado, se comprueban la ausencia de irregularidades en altura. Todos los criterios para determinar las irregularidades de este tipo según la ASCE/SEI 7-16 son igualmente válidos para la E.030. Así, se concluye que no existen irregularidades por geometría vertical o masas, ya que la forma del edificio no varía con un análisis u otro.

Posteriormente, se procede con la verificación de irregularidad por piso blando. Se presentan las tablas correspondientes a las rigideces de cada piso.

**Tabla 51***Análisis por piso blando, sismo en X*

Piso	Rigidez (tonf/m)	$K_i/K_{i+1}$ (%)	¿Mayor a 70%?
Piso 6	31 192	-	-
Piso 5	55 046	176	Cumple
Piso 4	70 949	129	Cumple
Piso 3	81 114	114	Cumple
Piso 2	105 925	131	Cumple
Piso 1	186 628	176	Cumple
Sótano 1	2 524 320	1353	Cumple
Sótano 2	4 523 306	179	Cumple

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 52***Análisis por piso blando, sismo en Y*

Piso	Rigidez (tonf/m)	$K_i/K_{i+1}$ (%)	¿Mayor a 70%?
Piso 6	65 427	-	-
Piso 5	126 112	193	Cumple
Piso 4	172 049	136	Cumple
Piso 3	210 475	122	Cumple
Piso 2	288 447	137	Cumple
Piso 1	507 648	176	Cumple
Sótano 1	2 024 503	399	Cumple
Sótano 2	3 950 463	195	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Se aprecia que los valores porcentuales de rigidez son todos mayores al valor mínimo establecido, de este modo, se valida que no se presenta piso blando en ningún nivel.

Finalmente, se verifica que no existe irregularidad de piso débil.

**Tabla 53***Análisis por piso débil, sismo en X*

Piso	Fuerza cortante (tonf)	$F_i/F_{i+1}$ (%)	¿Mayor a 80%?
Piso 6	190.1	-	-
Piso 5	358.4	189%	Cumple
Piso 4	480.6	134%	Cumple
Piso 3	574.3	120%	Cumple
Piso 2	648.8	113%	Cumple
Piso 1	695.2	107%	Cumple
Sótano 1	711.5	102%	Cumple
Sótano 2	730.6	103%	Cumple

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 54***Análisis por piso débil, sismo en Y*

Piso	Fuerza cortante (tonf)	$F_i/F_{i+1}$ (%)	¿Mayor a 80%?
Piso 6	241.5	-	-
Piso 5	474.8	197%	Cumple
Piso 4	644.8	136%	Cumple
Piso 3	771.9	120%	Cumple
Piso 2	864.2	112%	Cumple
Piso 1	923.7	107%	Cumple
Sótano 1	955.6	103%	Cumple
Sótano 2	974.6	102%	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Se aprecia que los porcentajes de fuerza cortante obtenidos en cada piso son todos mayores al valor mínimo requerido, por lo que, se verifica que no existe piso débil. De este modo queda comprobado que no existen irregularidades en altura.

Seguidamente, se presenta el periodo de la estructura en cada dirección (X y Y):

**Tabla 55**

Periodo de la estructura para las direcciones de análisis

Sismo	Periodo (s)
XX	0.788
YY	0.491

Fuente: Elaboración propia

Como se determinó para el análisis con la E.030, el peso de la edificación es igual a 5157.7 ton, este valor se introduce en la Ecuación 28 para calcular la cortante basal (V):

$$V = 0.236 * 5157.7 = 1217.2 \text{ ton}$$

Mediante el programa Etabs, se obtuvo la cortante basal dinámica que el evento sísmico genera para cada dirección de estudio.

**Tabla 56**

Fuerza de cortante dinámica para cada caso de sismo con la ASCE/SEI 7-16

Dirección del sismo	Excentricidad	Cortante dinámica (ton)
X	Positiva	695.9
X	Negativa	695.2
Y	Positiva	872.9
Y	Negativa	923.7

Fuente: Elaboración propia

La fuerza para el diseño será equivalente al máximo valor entre la cortante dinámica y el 100% de la estática. Todos los valores se muestran en el siguiente cuadro:

**Tabla 57**

Fuerza cortante de diseño

Dirección del sismo	Excentricidad	V estática	V dinámica	V diseño
X	Positiva	1217.2	695.9	1217.21
X	Negativa	1217.2	695.2	1217.21
Y	Positiva	1217.2	872.9	1217.21
Y	Negativa	1217.2	923.7	1217.21

Fuente: Elaboración propia

Finalmente, se obtiene el coeficiente de amplificación de la división entre la cortante de diseño y la cortante dinámica. Este factor se introduce al ETABS de modo que el análisis sísmico de la edificación de los resultados asociados a la fuerza de diseño.

**Tabla 58**

*Factor de amplificación del sismo*

Dirección del sismo	V dinámica	V diseño	Factor
X	695.9	1217.21	1.749
X	695.2	1217.21	1.751
Y	872.9	1217.21	1.394
Y	923.7	1217.21	1.318

Fuente: Elaboración propia

### 4.3. Evaluación de análisis estático no lineal

#### 4.3.1. Verificación de falla por cortante

Al finalizar el Pushover, se procede a la verificación de falla por cortante, debido a que el programa no captura esta falla. A modo de ejemplo, se verifica si la placa PL-10 en la dirección Y falla por cortante.

En primer lugar, se muestran los datos de la placa que serán necesarios para realizar los cálculos:

- $f'c$  (esfuerzo máximo a compresión del concreto) = 210 kg/cm<sup>2</sup>
- $d$  (peralte efectivo) = 0.8 \* L
- $L$  (longitud de la sección transversal de la placa) = 780 cm
- $b$  (ancho de la sección transversal de la placa) = 30 cm
- $f_y$  (esfuerzo máximo a tracción del acero) = 4200 kg/cm<sup>2</sup>
- $A_s$  (área de la sección transversal de acero) = 0.71 \* 2 cm<sup>2</sup> (en este caso, para estribo de 3/8")
- $s$  (separación entre estribos del elemento) = 17.5 cm

En segundo lugar, se determina la cortante del concreto  $V_c$  con la siguiente ecuación:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * d * b$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} * (0.8 * 780 \text{ cm}) * 30 \text{ cm}$$

$$V_c = 143\,777.64 \text{ kg}$$

$$V_c = 143.8 \text{ ton}$$

En tercer lugar, se determina la fuerza cortante del acero  $V_s$  con la siguiente ecuación:

$$V_s = f_y * A_s * d/s$$

$$\phi V_s = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * (0.71 \text{ cm}^2 * 2) * \frac{0.8 * 780 \text{ cm}}{17.5 \text{ cm}}$$

$$V_s = 212\,659.2 \text{ kg}$$

$$V_s = 212.7 \text{ ton}$$

Para poder calcular la fuerza cortante nominal se suma el valor de las dos cortantes antes calculadas ( $V_c$  y  $V_s$ ):

$$V_n = V_c + V_s = 356.5 \text{ ton}$$

$$V_n = 143.8 + 212.7$$

$$V_n = 356.5 \text{ ton}$$

Para que no falle por cortante es necesario que la fuerza cortante nominal resulte mayor o igual a la cortante última obtenida del programa ETABS.

$$V_n \geq V_u$$

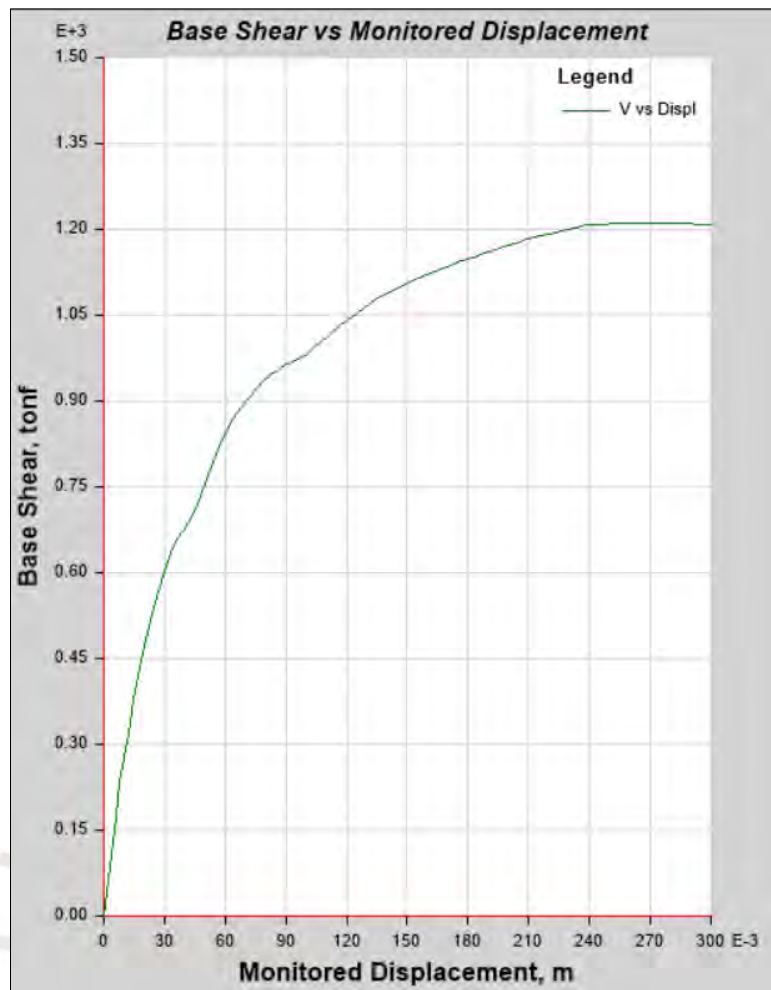
Para este caso se tiene lo siguiente:

$$356.5 \text{ ton} \geq 313.5 \text{ ton}$$

De este modo se verifica que la placa no falla por cortante.

#### 4.3.2. Curva de capacidad

Desarrollado el análisis Pushover en la dirección X, se obtiene la curva de capacidad de la edificación en dicha dirección. A continuación, se muestra dicho gráfico, así como una tabla con los resultados principales.



*Figura 23.* Curva de capacidad de la estructura, dirección X-X.

Fuente: Elaboración propia

Tabla 59

Fuerza y desplazamiento máximo de la curva de capacidad, dirección X-X

Dirección del sismo	X-X
Fuerza cortante máxima (ton)	1208
Desplazamiento máximo (cm)	29.7

Fuente: Elaboración propia

Al realizar el análisis en la dirección Y-Y, se obtiene la curva de capacidad para dicho eje, de manera similar se muestra su gráfico y una tabla resumen con los principales resultados.

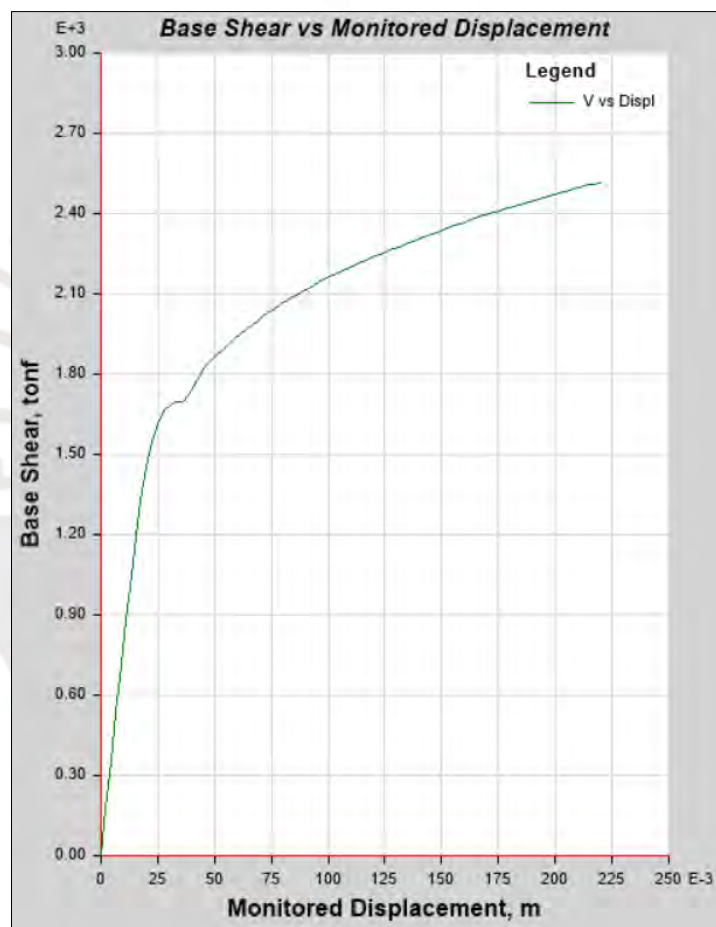


Figura 24. Curva de capacidad de la estructura, dirección Y-Y.

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 60**

*Fuerza y desplazamiento máximo de la curva de capacidad, dirección Y-Y*

Dirección del sismo	Y-Y
Fuerza cortante máxima (ton)	2616
Desplazamiento máximo (cm)	22.0

Fuente: Elaboración propia

Adicionalmente, se calcula la sobrerresistencia como la división de fuerza cortante máxima obtenida del Pushover entre la cortante de diseño del análisis lineal a partir de la E.030.

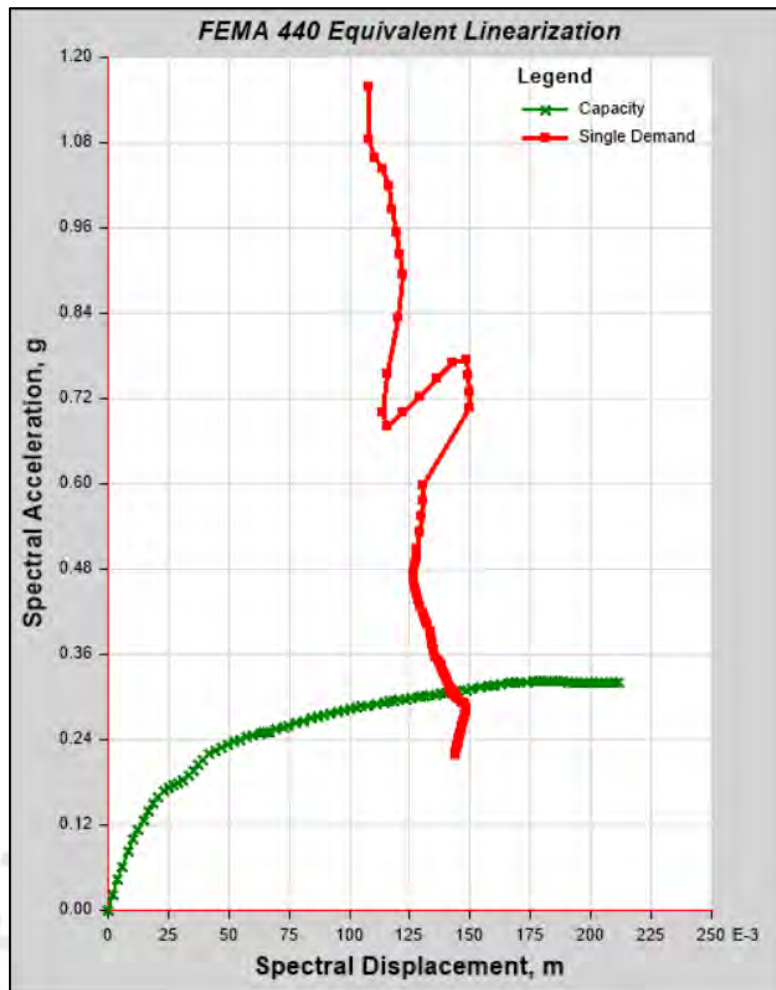
Se calcula el parámetro en ambas direcciones:

$$R_x = \frac{1210}{812} = 1.49$$

$$R_y = \frac{2616}{822} = 3.18$$

#### **4.3.3. Desempeño de la estructura**

Se determinó el punto de desempeño de la edificación para las dos direcciones de análisis, al intersecar en un gráfico de desplazamiento espectral vs. aceleración espectral, la curva de capacidad obtenida con el espectro del sismo de diseño de la E.030. Dicho punto de intersección se muestra en los siguientes gráficos obtenidos del software ETABS y se presentan cuadros resumen con los resultados principales.



**Figura 25.** Respuesta de desempeño de la edificación para el sismo definido con la E.030, dirección X-X.

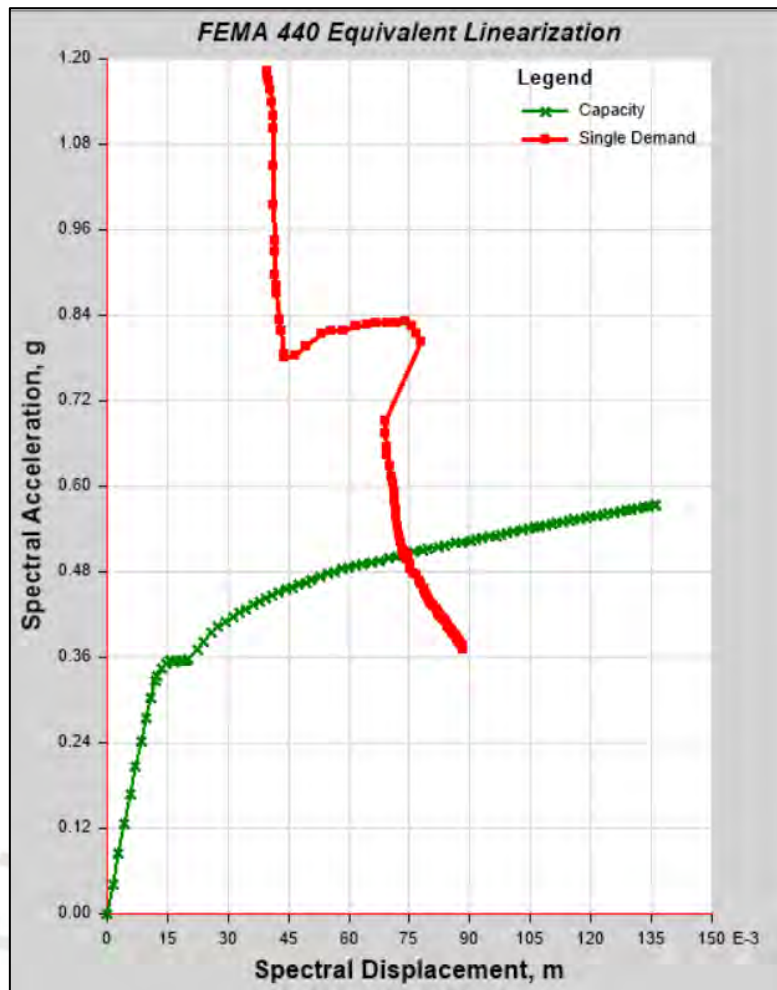
Fuente: Elaboración propia

**Tabla 61**

*Resultados del desempeño de la estructura mediante el Pushover, dirección X-X*

Dirección del sismo	X-X
Fuerza cortante (ton)	1176
Desplazamiento (cm)	20.4

Fuente: Elaboración propia



**Figura 26.** Respuesta de desempeño de la edificación para el sismo definido con la E.030, dirección Y-Y.

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 62**

*Resultados del desempeño de la estructura mediante el Pushover, dirección Y-Y*

Dirección del sismo	Y-Y
Fuerza cortante (ton)	2245
Desplazamiento (cm)	12.2

Fuente: Elaboración propia

## Capítulo 5: Comentarios

- A partir del estudio de las normas E.030 y ASCE/SEI 7-16 (capítulos 11 y 12 referentes al diseño sismorresistente), se observa que algunos parámetros sísmicos presentan evidentes similitudes. En primer lugar, en ambos casos existen 4 categorías en las cuales se clasifican las edificaciones según su función, donde 3 de estas son las mismas para ambas normas: esenciales, importantes y ordinarias. Además, los valores de los factores según su categoría de importancia son muy similares. En segundo lugar, tanto la Norma E.030 como la ASCE/SEI 7-16 presentan clasificaciones similares para los tipos de suelo, asimismo, los factores que dependen del suelo y zona sísmica varían entre los mismos rangos de valores.
- También se identifican diferencias notables entre otros parámetros considerados en ambas normas. En el caso de la normativa peruana, el parámetro empleado para expresar el nivel de amenaza sísmica de una región es la aceleración pico del terreno ( $Z$ ), cuyos valores varían entre 0.1 y 0.45 g. Estos valores se modifican mediante un coeficiente de amplificación sísmica ( $C$ ), el cual depende del periodo fundamental de la edificación, con el fin de estimar las aceleraciones que actúan sobre la estructura. En contraste, la norma estadounidense representa el peligro sísmico de una zona mediante aceleraciones espectrales correspondientes a periodos de 0.2 s (SS) y 1.0 s (S1).
- Otra diferencia entre los parámetros de las normas sismorresistentes es la aplicación del parámetro de amplificación de desplazamientos ( $C_d$ ) y el factor de Sobrerresistencia  $\Omega$ . Por un lado, la ASCE/SEI 7-16 especifica los valores de cada factor, dependiendo del sistema estructural y los materiales de construcción utilizados. Por otro lado, la E.030 considera los efectos de dichos parámetros dentro del coeficiente de reducción de fuerza sísmica ( $R$ ), simplificando la aplicación de estos en el análisis.
- Asimismo, existe una importante diferencia en la categorización de los sistemas estructurales a partir del parámetro  $R$ ; puesto que, la norma estadounidense presenta una clasificación más extensa diferenciando mayor cantidad de sistemas estructurales en comparación al código peruano.
- En lo que concierne al espectro de diseño, ambas normas muestran ecuaciones similares para su desarrollo que dependen del rango en el que se encuentre el periodo fundamental de la estructura. Sin embargo, el espectro de la ASCE/SEI 7-16 empieza

con una pendiente positiva desde el periodo cero para luego continuar con una plataforma; mientras que, el de la E.030 inicia con la plataforma, prescindiendo de la pendiente.

- Por un lado, en lo que concierne al análisis sísmico, ambas normas requieren la consideración de los efectos de una excentricidad accidental equivalente al 5% en las dos direcciones ortogonales consideradas. Por otro lado, en el análisis dinámico, la cortante basal resultante debe representar al menos el 80% de la obtenida mediante el procedimiento estático para la normativa peruana, y el 100% en el caso de la estadounidense.



## Capítulo 6: Conclusiones

### 6.1. Sobrerresistencia

A continuación, en la tabla 71, se aprecia que el resultado obtenido de sobrerresistencia es mayor para la dirección de análisis Y-Y.

**Tabla 63**

*Análisis de sobrerresistencia para la estructura a partir de la norma E.030, direcciones X- X y Y-Y*

Dirección del Sismo	X-X	Y-Y
Sobrerresistencia	1.49	3.18

Fuente: Elaboración propia

Conforme a lo indicado en la *Tabla 12.2-1* de la ASCE/SEI 7-16, un sistema estructural conformado primordialmente por muros tiene un valor de sobrerresistencia de 2.5. En la dirección Y-Y se obtuvo un valor mayor a 2.5; mientras que, en la dirección X-X el resultado fue menor. Esto se explica por el mayor número de muros estructurales que se encuentran en la dirección Y-Y, así como la presencia de vigas más cortas en la dirección X-X, las cuales afectan negativamente la resistencia de la estructura en dicha dirección. Otros puntos influyentes en la variación de la resistencia estructural son el criterio del diseñador y el valor establecido para la fuerza de diseño, la cual dependerá de la norma con la que se desarrolla el análisis.

### 6.2. Derivas

A partir de los resultados de derivas para la dirección de análisis más crítica, se presenta un cuadro con las derivas máximas obtenidas, así como las permitidas por cada norma y su relación porcentual entre ellas.

**Tabla 64**

*Comparativo de resultado de derivas para las normativas E.030 y ASCE/SEI 7-16*

Norma	Máxima deriva obtenida ( $\Delta$ )	Máxima deriva permitida ( $\Delta_{\text{máx}}$ )	$\Delta/\Delta_{\text{máx}}$
E.030	0.0065	0.007	93%
ASCE/SEI 7-16	0.0142	0.02	71%

Fuente: Elaboración propia

Por un lado, comparando la máxima deriva permitida entre ambas normas, aparentemente la E.030 es más exigente que la ASCE/SEI 7-16, debido a que el valor permitido por la primera es considerablemente menor a la otra. Sin embargo, no se puede realizar una conclusión solamente a partir de comparar las máximas derivas permitidas, debido a que la norma E.030 no considera los efectos de las inercias agrietadas en el análisis estructural, por lo que siempre se obtendrán valores de desplazamientos menores, respecto a los de la ASCE/SEI 7-16.

Por otro lado, la norma americana es más rigurosa en el cálculo de sus derivas, ya que como se mencionó previamente, considera los efectos de las inercias agrietadas; no obstante, esto no implica que sea más exigente en el diseño de las derivas permitidas.

Finalmente, para poder concluir cual norma es más exigente, es necesario analizar tanto el valor de deriva máxima obtenido, así como el valor máximo permitido. Dicho esto, se concluye que la Norma E.030 es más restrictiva, pues la máxima deriva obtenida representa un mayor porcentaje respecto al valor a máximo permitido (93%) en comparación al mismo parámetro obtenido con la ASCE-SEI 7.16 (71%).

### **6.3. Periodos**

El periodo fundamental obtenido de cada dirección de análisis con la ASCE/SEI 7-16 es mayor en comparación con los resultados de la E.030. Esto ocurre debido a que la ASCE/SEI 7/16 incluye los efectos de las secciones agrietadas, lo cual reduce la rigidez lateral de la edificación y aumenta su flexibilidad. En contraste, la E.030 no especifica esta reducción de rigidez, lo que resulta en periodos menores. Cabe mencionar que esta diferencia puede influir

en la demanda sísmica de la estructura; puesto que, un período mayor tiende a generar menores aceleraciones sísmicas según el espectro de respuesta.

**Tabla 65**

*Comparativo de periodos para las normativas E.030 y ASCE/SEI 7-16*

Dirección del sismo	Periodo (s)	
	Norma E.030	Norma ASCE/SEI 7-16
XX	0.5	0.788
YY	0.347	0.491

Fuente: Elaboración propia

#### 6.4. Desplazamientos

La tabla 74 muestra los desplazamientos inelásticos calculados para la estructura mediante ambas normas y con el análisis no lineal.

**Tabla 66**

*Cuadro comparativo de desplazamientos de la estructura obtenidos a partir de los distintos análisis, direcciones X- X y Y-Y*

Desplazamiento de la estructura	X-X	Y-Y
E.030 (cm)	10.8	4.8
ASCE/SEI 7-16 (cm)	22.5	12.5
PUSHOVER (cm)	20.4	12.2

Fuente: Elaboración propia

Según lo esperado, los desplazamientos de los análisis lineales resultaron menores a los del no lineal (Pushover), esto debido a que este último considera los efectos de que la estructura ingrese al rango inelástico.

Comparando los resultados del análisis Pushover y los obtenidos a partir de las normas, se evidencia que el desplazamiento del análisis no lineal (20 cm) presenta una gran similitud al desplazamiento máximo del análisis con la norma estadounidense (22.5 cm), a diferencia del resultado de la norma peruana (11 cm). Esto se debe a que el ASCE/SEI 7-16, en conjunto con los lineamientos proporcionados por la Norma ACI 318-19, considera solo un porcentaje de la

inercia de los elementos estructurales debido a la pérdida de rigidez por el agrietamiento. Por otro lado, la E.030 considera que la rigidez de los elementos estructurales se mantiene constante durante el sismo.

El análisis Pushover somete a la estructura a desplazamientos inelásticos, los cuales son los que presentan las estructuras ante la venida de grandes sollicitaciones sísmicas. Debido a que los resultados con el análisis Pushover presentan mayor similitud a los obtenidos con la ASCE/SEI 7-16, se concluye que este último asemeja un comportamiento más real de la estructura ante la venida de un sismo.

A partir de la conclusión previamente mencionada, se recomienda considerar factores de agrietamiento en el cálculo de desplazamientos en el análisis sísmico, de este modo la edificación en estudio presenta resultados con mayor similitud a los que presentaría ante un sismo real. Además, con esta variación en los resultados de los desplazamientos, también variaría tanto la junta de diseño entre edificios, así como la junta entre elementos estructurales y tabiquería dentro del mismo.

### 6.5. Fuerza Cortante

A continuación, en la siguiente tabla se indica el porcentaje que representa la fuerza cortante basal respecto al peso total (5157.7 ton) para cada dirección de análisis.

**Tabla 67**

*Cuadro comparativo de porcentaje de cortante basal de la estructura respecto al peso, direcciones X-X y Y-Y*

Norma	Variable	X-X	Y-Y
E.030	Fuerza Cortante (ton)	812.3	822.29
	Porcentaje	15.7%	15.9%
ASCE/SEI 7-16	Fuerza Cortante (ton)	1217.21	1217.21
	Porcentaje	23.6%	23.6%

Fuente: Elaboración propia

Con la E.030 la cortante basal del edificio representa un 16% del peso; siendo este un valor menor al obtenido con la ASCE/SEI 7-16, que representa un 24%.

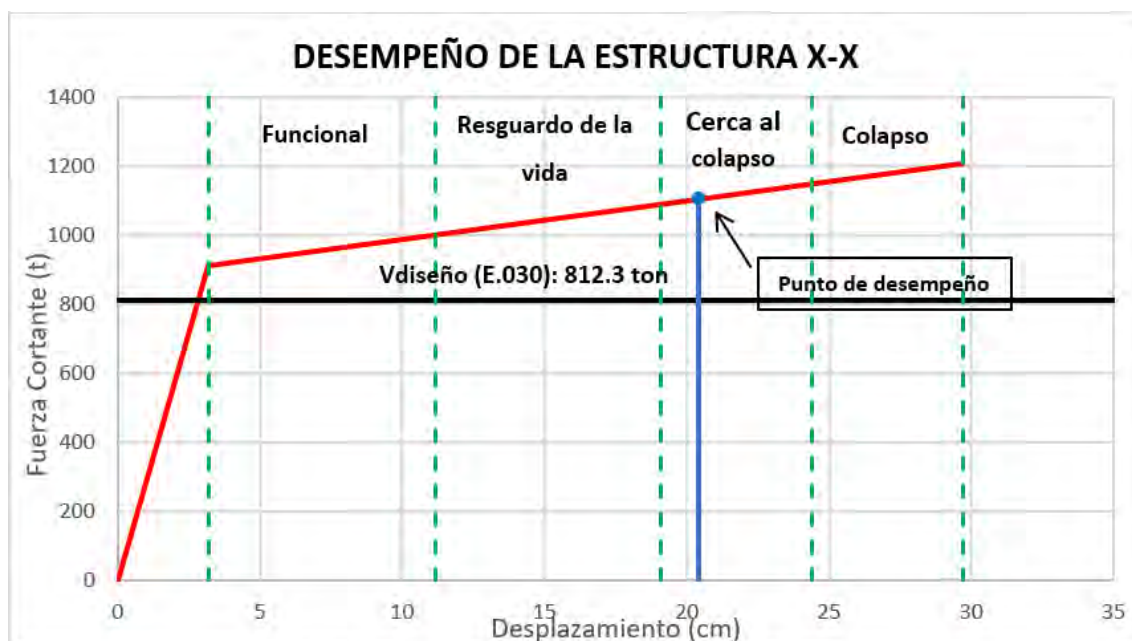
Estos resultados no eran los inicialmente esperados; puesto que, al analizar el espectro de respuesta de diseño y los criterios de la ASCE/SEI 7-16 es lógico asumir que esta será diseñada con un menor valor de fuerza cortante respecto a la E.030. Esto debido a que, al utilizar las inercias fisuradas, la estructura disminuirá su rigidez, la cual presenta una relación inversa al periodo. De este modo, al obtener un mayor valor de periodo, le corresponderá una menor aceleración y fuerza cortante, según el espectro de diseño.

Lo mencionado anteriormente no se cumplió, ya que la estructura en análisis presenta periodos cortos, los cuales se ubican en la zona denominada “plataforma” del espectro de diseño, de modo que, aunque aumenten los periodos ligeramente al utilizar las inercias fisuradas, se mantendrá constante el resultado de la aceleración y fuerza cortante de diseño.

Finalmente, es importante señalar que la variación entre el resultado de fuerzas cortantes entre ambas normas se debe principalmente a que la ASCE/SEI 7-16, indica que se utilice el 100% de la cortante estática obtenida, a diferencia de la E-030, la cual indica que sea solo el 80%.

#### **6.6. Nivel de desempeño de la estructura**

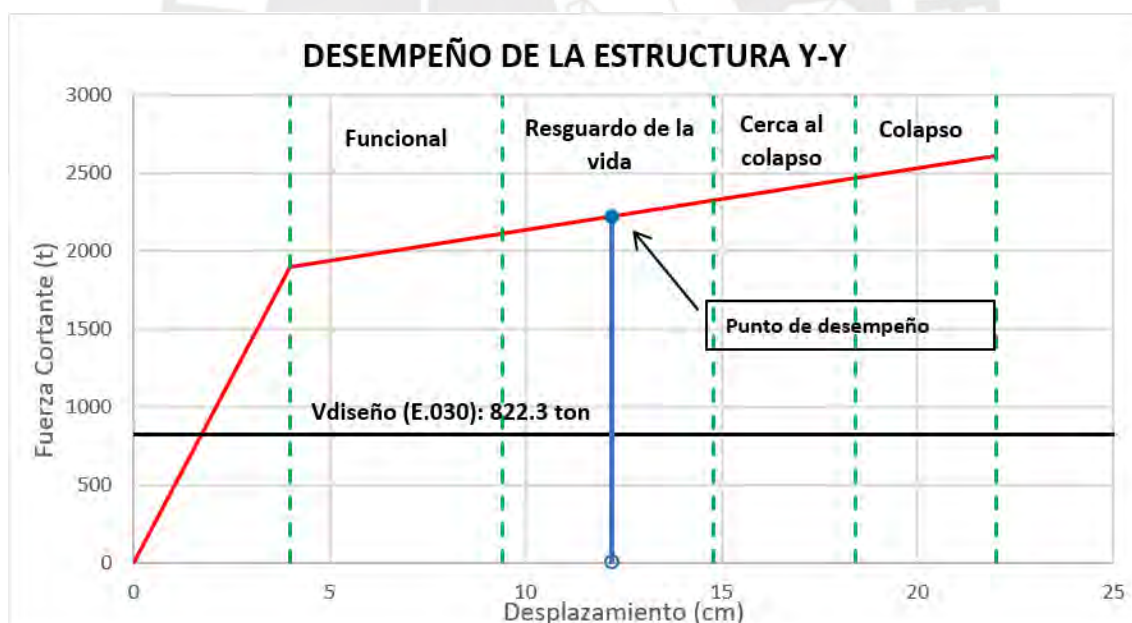
A continuación, se muestra el desempeño para ambas direcciones de análisis en la estructura obtenido mediante el método, Espectro de Capacidad. Se utiliza el sismo generado con el espectro de la E.030.



**Figura 27.** Desempeño de la estructura, dirección X-X.

Fuente: Elaboración propia

Una vez realizado el análisis del desempeño, se determina que en la dirección de análisis X-X el edificio se encontrará en el estado de servicio cerca al colapso.



**Figura 28.** Desempeño de la estructura, dirección Y-Y.

Fuente: Elaboración propia

De manera similar, para la dirección Y-Y, se determina que después del movimiento sísmico, el punto de desempeño de la estructura se ubica en la zona de resguardo de vida.

Estos resultados son coherentes con el modelo desarrollado, puesto que en la dirección X-X, se presentaban vigas de acople muy cortas, las cuales eran las primeras en fallar. Por otro lado, la dirección Y-Y presenta una mayor cantidad de placas, lo que influye directamente en su resistencia y contribuye a un mejor un mejor desempeño estructural.



## Bibliografía

- ACI Committee, & International Organization for Standardization. (2019). Building code requirements for structural concrete (ACI 318-19) and commentary. American Concrete Institute.
- ASCE/SEI (American Society of Civil Engineers). (2017). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. *ASCE/SEI standard ASCE/SEI 7-16*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
- Duarte, C., Martinez, M., & Santamaria, J. (2017). Análisis Estático No Lineal (PUSH OVER) del Cuerpo Central del Edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador. Ciudad Universitaria: Universidad De El Salvador.
- Hamburger, R., Bonelli, P., Lagos, R., & Wyllie Jr, L. (2012). Comparison of US and Chilean building code requirements and seismic design practice 1985-2010.
- Hamburger, R., et al. (2017). Recommended Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Analysis in Support of Seismic Evaluation, Retrofit, and Design. Rep. No. NIST GCR, 17-917.
- Mora, M. A., Villalba, J. D., & Maldonado, E. (2006). Deficiencias, Limitaciones, Ventajas y Desventajas de las Metodologías de Análisis Sísmico No Lineal. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 5(9), 59-74.
- Muñoz, J. (2008). Apuntes sobre la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente NTE-030-2003. Facultad de Ciencias e Ingeniería. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Reglamento Nacional de Edificaciones (2018). Norma E.030. Diseño Sismorresistente. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. SENCICO, 2018.
- Santos, S. H. D. C., Zanaica, L., Bucur, C., & Lima, S. D. S. (2013). Comparative Study of Codes for Seismic Design of Structures. *Mathematical Modelling in Civil Engineering*, 9(1), 1-12.
- Santos, S. H., Giarlelis, C., Traykova, M., Bucur, C., Zanaica, L., & Lima, S. S. (2017). Comparative Study of a Set of Codes for the Seismic Design of Buildings. In *IABSE Symposium Report* (Vol. 109, No. 70, pp. 136-143). International Association for Bridge and Structural Engineering

SEAOC Vision 2000 Committee. (1995). Performance-Based Seismic Engineering. California: Structural Engineers Association of California.



### Anexos

- **E-1: CUADRO DE COLUMNAS**
- **E-2: CUADRO DE PLACAS**
- **E-3: CUADRO DE PLACAS**
- **E-4: CUADRO DE PLACAS**
- **E-5: ENCOFRADO DE LOSA**
- **E-6: VIGAS DE PISO TÍPICO**



CUADRO DE COLUMNAS					
COL. URBANA	E-01	E-02	E-03	E-04	E-05
5071A0 7 # 5071A0 1 <i>f<sub>cd</sub> = 279 kg/cm<sup>2</sup></i>	 • 4Ø12" 2000 x 2000 (Ø 12) Ø 12 @ 100 (Ø 12) (Ø 12)	 • 4Ø12" 2000 x 2000 (Ø 12) Ø 12 @ 100 (Ø 12) (Ø 12)	 • 4Ø12" 2000 x 2000 (Ø 12) Ø 12 @ 100 (Ø 12) (Ø 12)		
3er. PISO # 2do. PISO <i>f<sub>cd</sub> = 279 kg/cm<sup>2</sup></i>	 • 4Ø12" 2000 x 2000 (Ø 12) Ø 12 @ 100 (Ø 12) (Ø 12)	 • 4Ø12" 2000 x 2000 (Ø 12) Ø 12 @ 100 (Ø 12) (Ø 12)	 • 4Ø12" 2000 x 2000 (Ø 12) Ø 12 @ 100 (Ø 12) (Ø 12)	 • 4Ø12" 2000 x 2000 (Ø 12) Ø 12 @ 100 (Ø 12) (Ø 12) <i>Para nivel 2do. en altura (Ø 12)</i>	
3er. PISO # 4to. PISO <i>f<sub>cd</sub> = 279 kg/cm<sup>2</sup></i>	 • 4Ø12" 2000 x 2000 (Ø 12) Ø 12 @ 100 (Ø 12) (Ø 12)	 • 4Ø12" 2000 x 2000 (Ø 12) Ø 12 @ 100 (Ø 12) (Ø 12)	 • 4Ø12" 2000 x 2000 (Ø 12) Ø 12 @ 100 (Ø 12) (Ø 12)	 • 4Ø12" 2000 x 2000 (Ø 12) Ø 12 @ 100 (Ø 12) (Ø 12)	
5to. PISO # 6to. PISO <i>f<sub>cd</sub> = 279 kg/cm<sup>2</sup></i>	 • 4Ø12" 2000 x 2000 (Ø 12) Ø 12 @ 100 (Ø 12) (Ø 12)	 • 4Ø12" 2000 x 2000 (Ø 12) Ø 12 @ 100 (Ø 12) (Ø 12)	 • 4Ø12" 2000 x 2000 (Ø 12) Ø 12 @ 100 (Ø 12) (Ø 12)	 • 4Ø12" 2000 x 2000 (Ø 12) Ø 12 @ 100 (Ø 12) (Ø 12)	
AZOTEA <i>f<sub>cd</sub> = 279 kg/cm<sup>2</sup></i>					 • 4Ø12" 2000 x 2000 (Ø 12) Ø 12 @ 100 (Ø 12) (Ø 12) <i>Para nivel 5to. en altura</i>

PROYECTO:  
ANÁLISIS COMPARATIVO DEL  
ENTRE LA NORMAS PERUANA  
Y LAS DE LOS ESTADOS UNIDOS  
PARA EL DISEÑO Y LA REALIZACIÓN  
DE LA EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD  
DE LOS EDIFICIOS DE MÚLTIPLES  
NIVELES

PROYECTO:  
CENTRO EMPRESARIAL  
"TORRE TANGUAY"

UNIVERSIDAD:  
UNIVERSIDAD NACIONAL DE  
INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
"JOSÉ GARCÍA RIVERA"

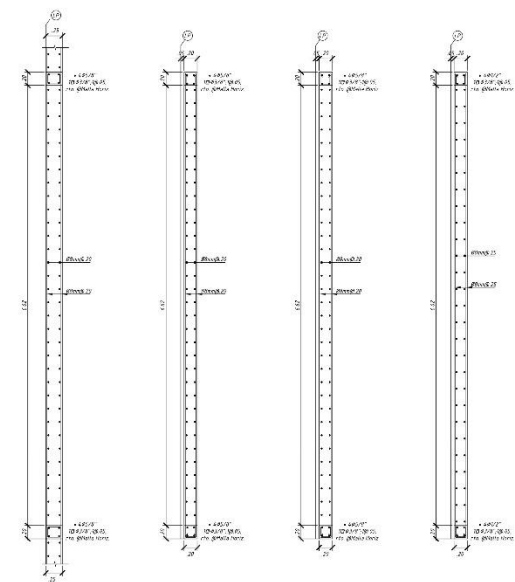
**ESTRUCTURAS**  
JUAN

CUADRO DE COLUMNAS

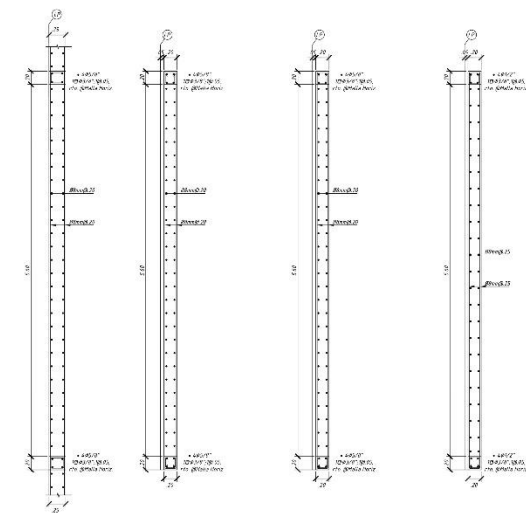
LÁMINA:  
**E-1**

FECHA:  
MAYO 2022

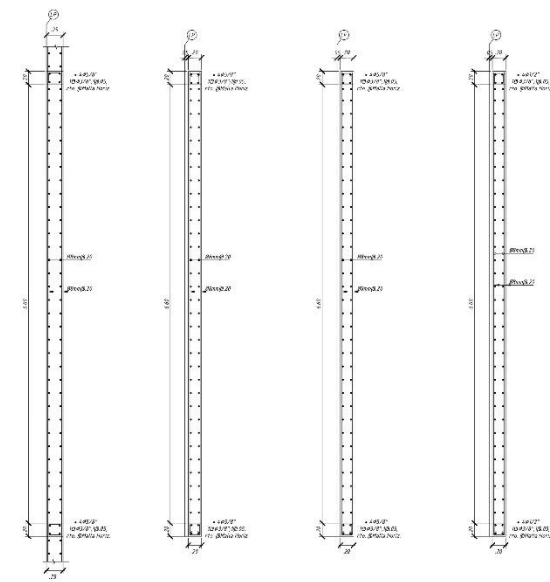
ESCALA:  
1:5000



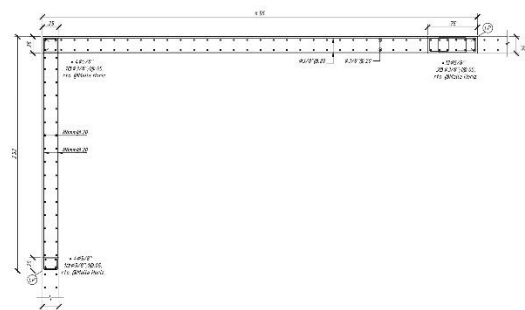
PL-01 (2do. A 1er. Sotano) PL-02 (1er. A 2do. Piso) PL-03 (1er. A 1to. Piso) PL-04 (1to. A 1to. Piso)



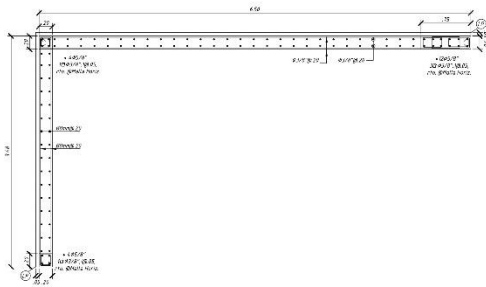
PL-05 (2do. A 1er. Sotano) PL-06 (1er. A 2do. Piso) PL-07 (1er. A 4to. Piso) PL-08 (1to. A 4to. Piso)



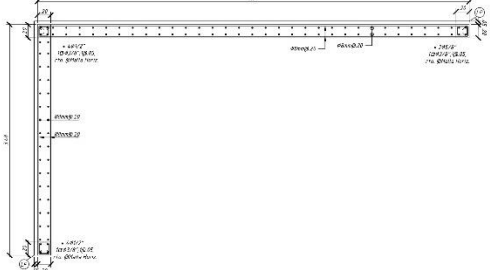
PL-09 (2do. A 1er. Sotano) PL-10 (1er. A 2do. Piso) PL-11 (1er. A 4to. Piso) PL-12 (1to. A 4to. Piso)



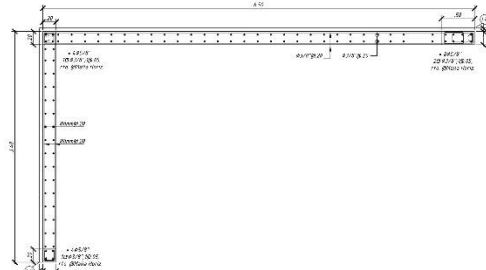
PL-05 (2do. A 1er. Sotano)



PL-06 (1er. A 2do. Piso)

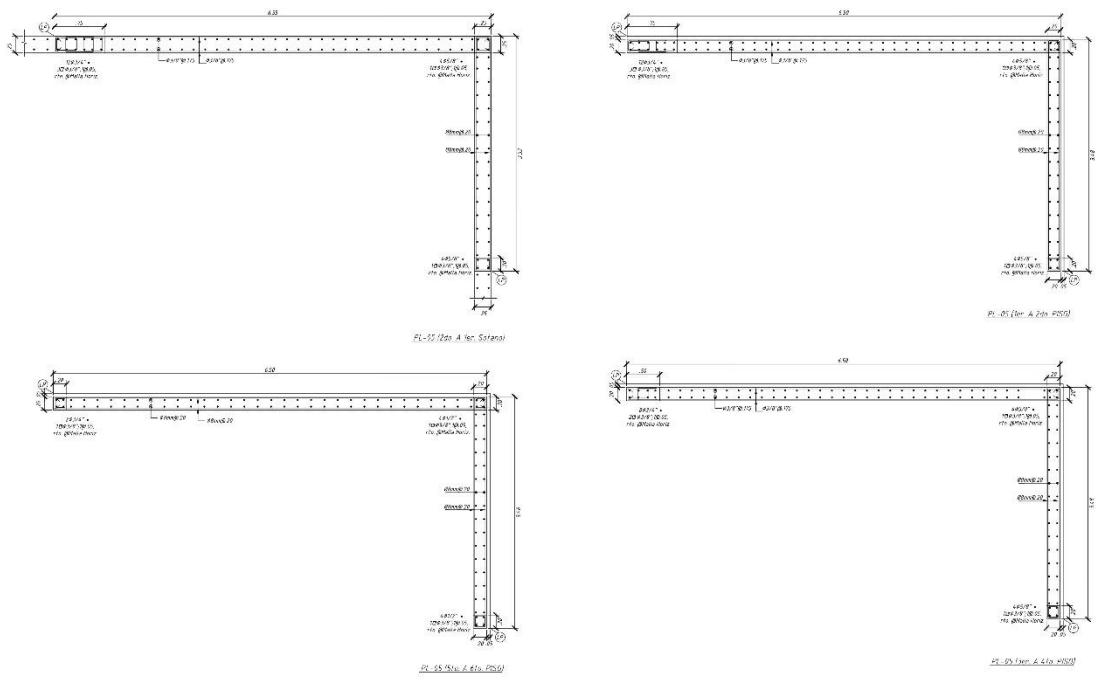
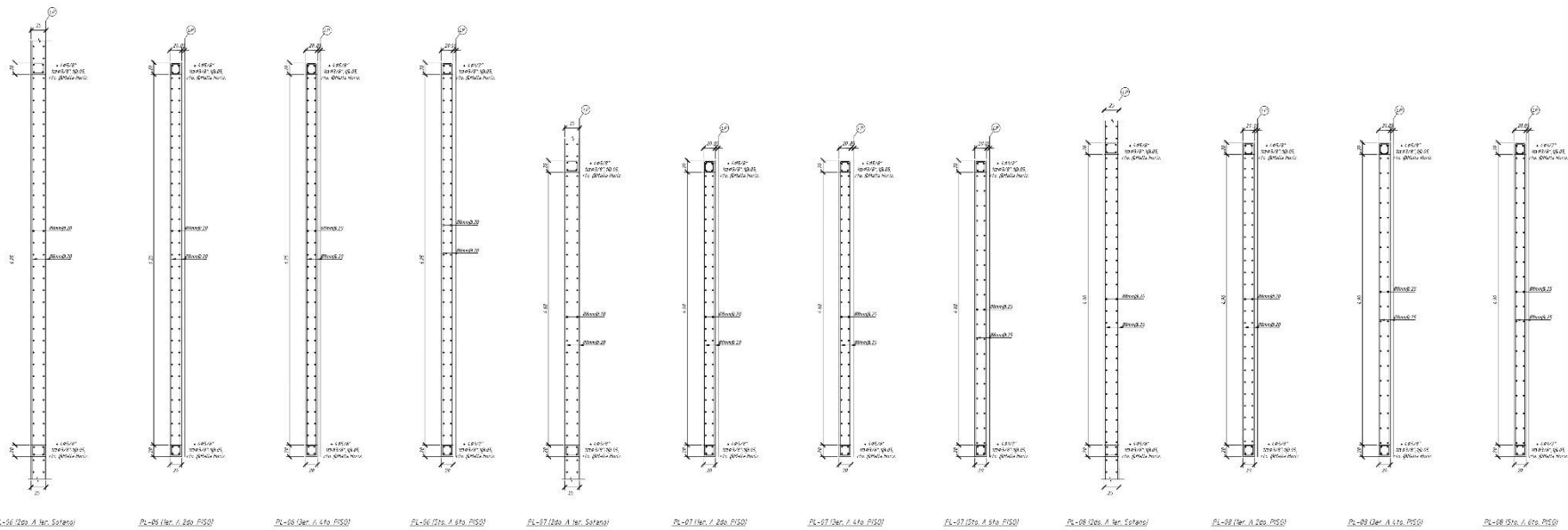


PL-07 (1to. A 6to. Piso)

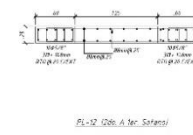
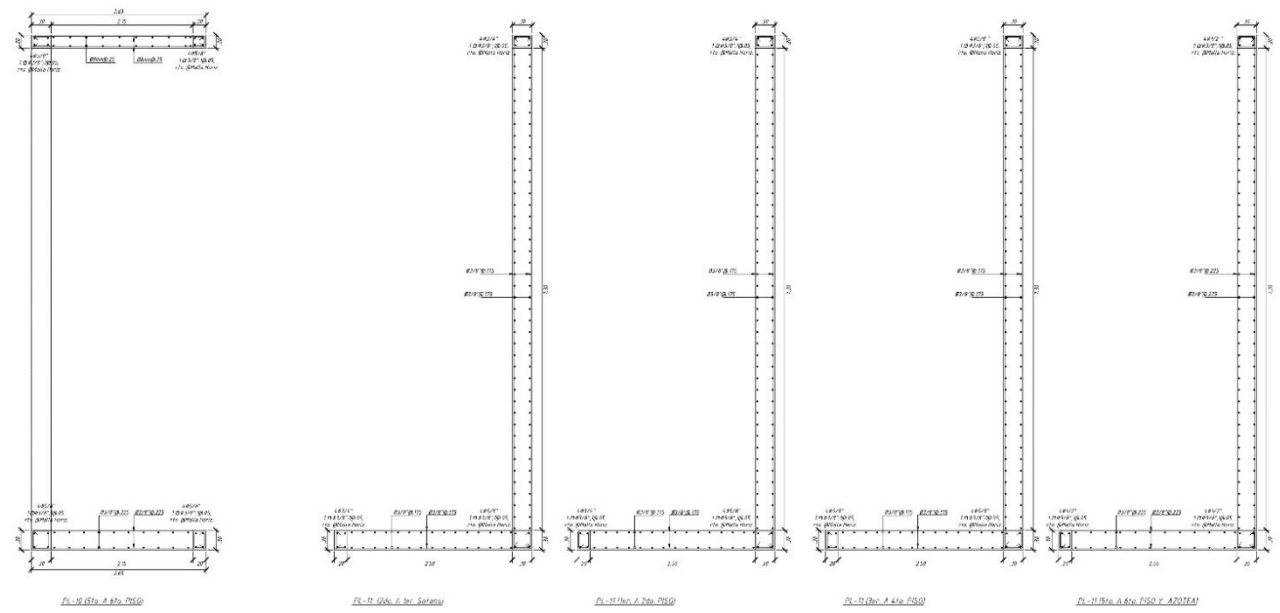
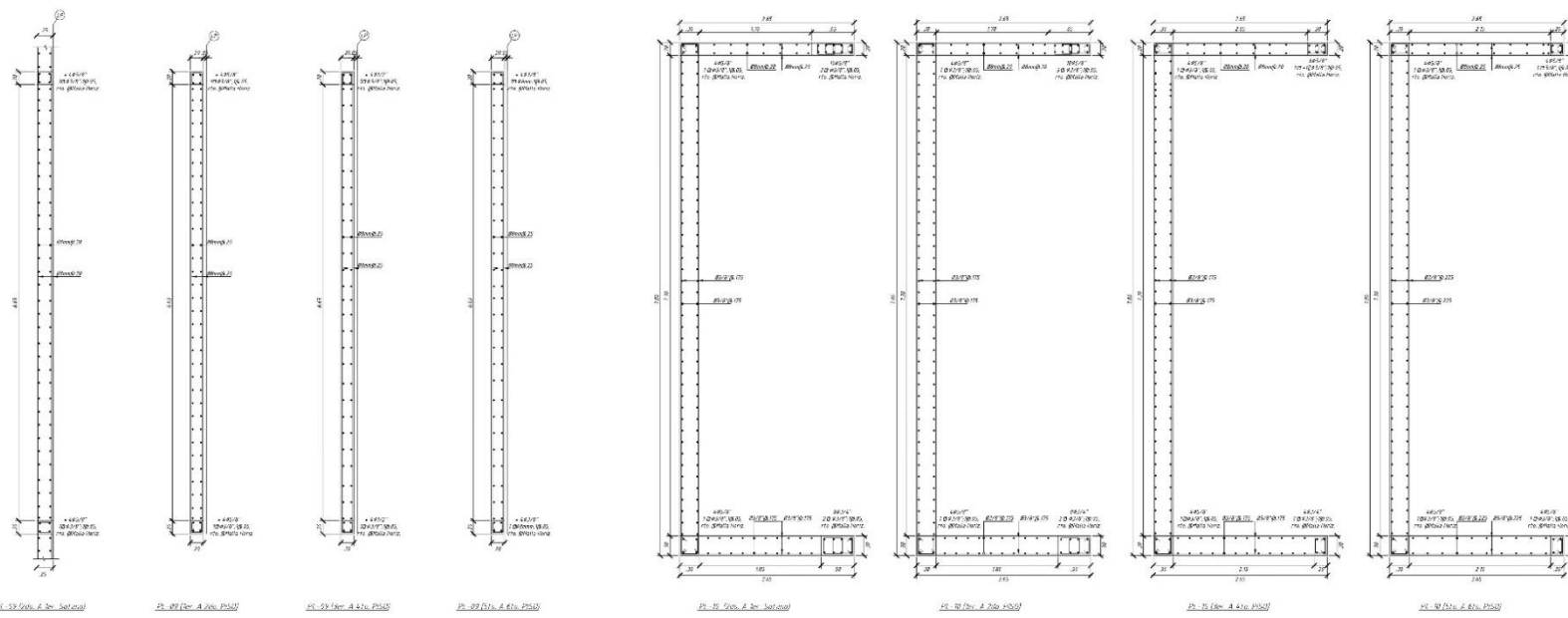


PL-08 (1to. A 4to. Piso)

PROYECTO:  
ANÁLISIS CONSTRUCTIVO  
FORTEF LLA ANDINA PERUANA  
FRENTE VESTIBULAR  
PROYECTO DE PASADIZO  
PUNTA HUAYCAYANITA  
ESTRUCTURAS  
ESTRUCTURAS  
PLANO  
CUADRO DE PLACAS  
LÍNEA:  
E-2  
FECHA:  
MAYO 2023

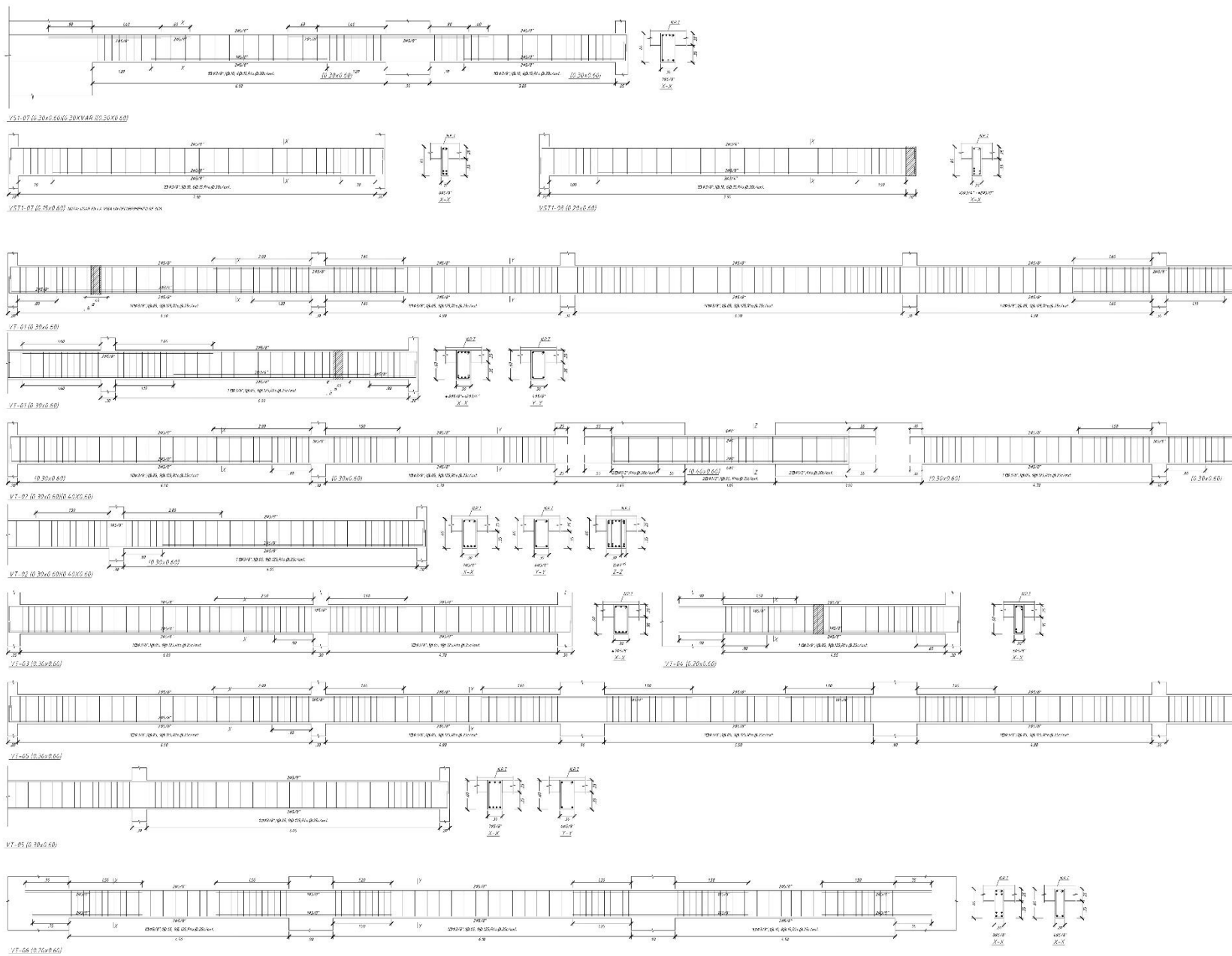


PROYECTO: ANALISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO Y DE ACERO REFORZADO EN UN EDIFICIO DE OFICINAS DE EVALUACION DE RIESGO DE EDIFICACIONES PERMANENTES DE 6 NIVELES	
PROYECTO: ESTRUCTURAS "LONDE - JARDINES"	
CLIENTE: INGENIERIA INGENIERIA INGENIERIA	
ESTRUCTURAS CUADRO DE PLACAS	
LONDE E-3	
ESCALA: 1/50	FECHA: 15/10/2024
DISEÑADO: 5/308MF	



PROYECTO:	ANÁLISIS COMPLETIVO ENTRE LA RED MA PRINCIPAL Y DE SECUNDARIAS ASOCIADAS PARA LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES RESIDENCIALES DE 6 NIVELES
PROYECTISTA:	CENTRO EMPRESARIAL "TORRE TANGUL"
UBICACIÓN:	Barrio: ... Calle: ... Código Postal: ...
ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS
PLANO:	CUADRO DE PLACAS
CADENA:	E-4
FECHA:	15/06/2011
PROYECTISTA:	15/06/2011





PROYECTO: PLAN DE CONSERVACION EN LA VIVIENDA PERIFERICA DE LOS ESTADIANOS AGUAS CALIENTES PARA LA EVALUACION DE SU ESTADO DE PLACAS PERFORADAS DE 40x40x12	
PROYECTISTA: INGENIERIA EMPRESARIAL "LIDREY Y ASSOCIADOS"	
LOCALIDAD: BOGOTA NOMBRE: PLAN DE CONSERVACION DE LA VIVIENDA PERIFERICA DE LOS ESTADIANOS	
<b>ESTRUCTURAS</b>	
PLANO: VIDAS	
CANTON: <b>E-6</b>	
FECHA: MARZO 2022	ESCALA: 1:50