

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE JAÉN**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**



**UNIVERSIDAD NACIONAL  
DE JAÉN**

**CARRERA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**INFLUENCIA DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN  
UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE JAÉN, 2024**

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE  
INGENIERO CIVIL**

**Autor : Bach. José Hitler Julca Tarrillo**

**Asesor : Dr. José Luis Piedra Tineo**

**Línea de investigación: LI\_IC\_01 Estructuras.**

**JAÉN – PERÚ**

**2025**

# José Hitler Julca Tarrillo

## INFLUENCIA DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE JAÉN, 2024

 Quick Submit

 Quick Submit

 Universidad Nacional de Jaen

### Detalles del documento

Identificador de la entrega

trn:oid:::1:3537367556

119 páginas

Fecha de entrega

14 abr 2026, 10:54 a.m. GMT-5

19.266 palabras

108.127 caracteres

Fecha de descarga

14 abr 2026, 10:58 a.m. GMT-5

Nombre del archivo

JULCA\_TARRILLO\_INFORME\_FINAL\_-\_JOS\_HITLER\_JULCA\_TARRILLO\_1.pdf

Tamaño del archivo

3.3 MB

 UNIVERSIDAD NACIONAL DE JAÉN  
  
-----  
*Dr. Alexander Huamán Mera*  
Responsable de la Unidad de Investigación  
de la Facultad de Ingeniería




## 16% Similitud general

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para ca...

### Filtrado desde el informe

- Bibliografía
- Texto citado
- Coincidencias menores (menos de 15 palabras)

### Fuentes principales

- 13%  Fuentes de Internet
- 2%  Publicaciones
- 11%  Trabajos entregados (trabajos del estudiante)

### Marcas de integridad

#### N.º de alertas de integridad para revisión

No se han detectado manipulaciones de texto sospechosas.

Los algoritmos de nuestro sistema analizan un documento en profundidad para buscar inconsistencias que permitirían distinguirlo de una entrega normal. Si advertimos algo extraño, lo marcamos como una alerta para que pueda revisarlo.

Una marca de alerta no es necesariamente un indicador de problemas. Sin embargo, recomendamos que preste atención y la revise.

 UNIVERSIDAD NACIONAL DE JAÉN  
*Dr. Alexander Huamán Mera*  
Responsable de la Unidad de Investigación  
de la Facultad de Ingeniería



## FORMATO 03: ACTA DE SUSTENTACIÓN

En la ciudad de Jaén, el día 17 de abril de 2026, siendo las 11:00 horas, se reunieron los integrantes del Jurado:

Presidente: Dr. Manuel Emilio Milla Pino

Secretario: M. Sc. Marcos Antonio Gonzales Santisteban

Vocal: Mg. Edinson Viamney Llamo Goicochea, para evaluar la Sustentación del Informe Final:

( ) Trabajo de Investigación

( X ) Tesis

( ) Trabajo de Suficiencia Profesional

Titulado:

**INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA DE UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE JAÉN, 2024**, presentado por el egresado: **José Hitler Julca Tarrillo**, de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Jaén.

Después de la sustentación y defensa, el Jurado acuerda:

( X ) Aprobar ( ) Desaprobar ( X ) Unanimidad ( ) Mayoría

Con la siguiente mención:

- |                |            |        |
|----------------|------------|--------|
| a) Excelente   | 18, 19, 20 | ( )    |
| b) Muy bueno   | 16, 17     | ( )    |
| c) Bueno       | 14, 15     | ( 15 ) |
| d) Regular     | 13         | ( )    |
| e) Desaprobado | 12 ó menos | ( )    |

Siendo las 12:00 horas del mismo día, el Jurado concluye el acto de sustentación confirmando su participación con la suscripción de la presente.

Dr. Manuel Emilio Milla Pino  
Presidente

M. Sc. Marcos Antonio Gonzales Santisteban  
Secretario

Mg. Edinson Viamney Llamo Goicochea  
Vocal

**“Año de la Esperanza y el Fortalecimiento de la Democracia”**

**DECLARACIÓN JURADA DE AUTENTICIDAD Y DE NO PLAGIO**

**DE LA TESIS O TRABAJO DE INVESTIGACIÓN (PREGRADO)**

Yo, José Hitler Julca Tarrillo, egresado de la carrera Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de ingeniería de la Universidad Nacional de Jaén, identificado con DNI 71514263.

Declaro bajo juramento que:

1. Soy Autor del trabajo titulado:

“INFLUENCIA DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE JAÉN, 2024”.

Asesorado por el Dr. José Luis Piedra Tineo.

El mismo que presento bajo la modalidad de Bachiller para optar; el Título Profesional/Grado Académico de Ingeniero Civil.

2. El texto de mi trabajo final respeta y no vulnera los derechos de terceros, incluidos los derechos de propiedad intelectual. En el sentido, el texto de mi trabajo final no ha sido plagiado total ni parcialmente, para la cual he respetado las normas internacionales de citas y referencias de las fuentes consultadas.
3. El texto del trabajo final que presento no ha sido publicado ni presentado antes en cualquier medio electrónico o físico.
4. La investigación, los resultados, datos, conclusiones y demás información presentada que atribuyo a mi autoría son veraces.
5. Declaro que mi trabajo final cumple con todas las normas de la Universidad Nacional de Jaén.
6. Soy consciente de que el hecho de no respetar los derechos de autor y hacer plagio, es objeto de sanciones universitarias y/o legales.

El incumplimiento de lo declarado da lugar a responsabilidad del declarante, en consecuencia; a través del presente documento asumo frente a terceros, la Universidad Nacional de Jaén y/o la Administración Pública toda responsabilidad que pueda derivarse por el trabajo final presentado. Lo señalado incluye responsabilidad pecuniaria incluido el pago de multas u otros por los daños y perjuicios que se ocasionen.

Fecha: Jaén, 01 de mayo del 2026.

71514263



JOSÉ HITLER JULCA TARRILLO.

## ÍNDICE GENERAL

<b>ÍNDICE GENERAL .....</b>	<b>II</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS.....</b>	<b>V</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS.....</b>	<b>VII</b>
<b>RESUMEN.....</b>	<b>X</b>
<b>ABSTRACT:.....</b>	<b>XI</b>
<b>I. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
2.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	2
2.2. JUSTIFICACIÓN .....	3
2.3. HIPÓTESIS .....	4
2.4. OBJETIVOS .....	4
2.5. ANTECEDENTES .....	5
<b>II. MATERIALES Y METODOS .....</b>	<b>12</b>
2.1. METODOLOGÍA .....	1212
2.1.1. POBLACIÓN, MUESTRA Y MUESTREO .....	12
2.1.2. MATERIALES .....	12
2.1.3. MÉTODOS.....	13
2.1.4. ANÁLISIS DE DATOS .....	13
2.1.5. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES .....	14
2.2. PROCESO METODOLÓGICO.....	17
2.2.1. IDENTIFICACIÓN DE PARÁMETROS ARQUITECTÓNICOS, ESTRUCTURALES Y SISMOS GEOTÉCNICOS DE LA EDIFICACIÓN.....	17
2.2.1.1 PARÁMETROS ARQUITECTÓNICOS Y ESTRUCTURALES. ....	17
2.2.1.2 PARÁMETROS SÍSMICOS. ....	19
2.2.1.3 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS. ....	31

2.2.2.	DESARROLLO DE LOS MODELOS DINÁMICOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA...	33
2.2.2.1	MODELO DINÁMICO NIST GCR 12-917-21. ....	33
2.2.1.2	MODELO DINÁMICO NORMA RUSA SNIP 02.02.05-87 .....	47
2.2.3.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL USANDO EL SOFTWARE ETABS V 22 .....	53
<b>III.</b>	<b>RESULTADOS.....</b>	<b>73</b>
3.1	DIAGNOSTICAR LOS PARÁMETROS ESTRUCTURALES EXISTENTES EN EL EDIFICIO, ASÍ COMO LAS CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS Y PARÁMETROS SÍSMICOS DEL LUGAR.....	73
3.1.1	PARÁMETROS ESTRUCTURALES.....	73
3.1.2	PARÁMETROS SÍSMICOS .....	73
3.1.3	PARÁMETROS GEOTÉCNICOS .....	75
3.2	ANALIZAR LOS MODELOS DINÁMICOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA ESTABLECIDOS EN LA NORMA AMERICANA NIST GCR 12-917-21 (2012), Y LA NORMA RUSA SNIP 02.02.05-87.....	76
3.2.1	MODELO NORMA AMERICANA NIST GCR 12-917-21 .....	76
3.2.2	MODELO NORMA RUSA SNIP 02.02.05-87 .....	77
3.3	RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE 8 NIVELES. ....	77
3.3.1	PERIODOS.....	77
3.3.2	DESPLAZAMIENTOS. ....	79
3.3.3	DISTORSIONES DE ENTREPISO.....	81
3.3.4	FUERZA CORTANTE DE BASE .....	84
3.3.5	FUERZAS DE ENTREPISO .....	84
3.3.6	REACCIONES EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES .....	87
3.4	COMPARACIÓN DE LA VARIACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL AL UTILIZAR LOS MÉTODOS DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA Y EL DISEÑO PROPUESTO EN LA RNE E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE. ....	90

3.4.1 VARIACIÓN DE LOS PERIODOS.....	90
3.4.2 VARIACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS .....	91
3.4.3 VARIACIÓN EN LAS DISTORSIONES DE ENTREPISO .....	92
3.4.4 VARIACIÓN EN LA FUERZA CORTANTE DE BASE. ....	93
3.4.5 VARIACIÓN EN LAS FUERZAS CORTANTES DE ENTREPISO.....	93
3.4.6 VARIACIÓN REACCIONES EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	94
<b>IV. DISCUSION.....</b>	<b>96</b>
<b>V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>99</b>
CONCLUSIONES .....	99
RECOMENDACIONES.....	101
<b>VI. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS .....</b>	<b>102</b>
<b>AGRADECIMIENTO .....</b>	<b>106</b>
<b>DEDICATORIA .....</b>	<b>107</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1</b> Definición y parametrización de la variable independiente de la investigación. ....	15
<b>Tabla 2</b> Definición y parametrización de la variable dependiente de la investigación. ....	16
<b>Tabla 3</b> Parámetros arquitectónicos básicos para el diseño .....	17
<b>Tabla 4</b> Parámetros estructurales básicos del edificio.....	17
<b>Tabla 5</b> Valores para el factor de zona “Z” .....	20
<b>Tabla 6</b> Valores para el factor de suelo “S” .....	22
<b>Tabla 7</b> Valores de periodo corto y largo en función del perfil del suelo.....	22
<b>Tabla 8</b> Evaluación de irregularidad de piso blando en la dirección X.....	24
<b>Tabla 9</b> Evaluación de la irregularidad de piso débil en la dirección Y .....	24
<b>Tabla 10</b> Evaluación de la irregularidad piso débil de la estructura en ambas direcciones ....	25
<b>Tabla 11</b> Evaluación de la irregularidad de masa o peso en ambas direcciones de análisis ...	26
<b>Tabla 12</b> Evaluación de la irregularidad geométrica vertical de la estructura en ambas direcciones .....	26
<b>Tabla 13</b> Evaluación de la irregularidad torsional en ambas direcciones de análisis.....	27
<b>Tabla 14</b> Parámetros sísmicos identificados .....	29
<b>Tabla 15</b> Resumen de las características del suelo de fundación identificados .....	32
<b>Tabla 16</b> Valores referenciales de parámetros elásticos del suelo.....	32
<b>Tabla 17</b> Factor de reducción de módulo de corte .....	36
<b>Tabla 18</b> Resumen de parámetros estructurales del edificio .....	73
<b>Tabla 19</b> Parámetros sísmicos de diseño identificados en la edificación.....	74
<b>Tabla 20</b> Resumen de las condiciones geotécnicas .....	75
<b>Tabla 21</b> Valores de rigidez y amortiguamiento modelo NIST GCR 12-917-21 .....	76
<b>Tabla 22</b> Valores de rigidez y amortiguamiento modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87.....	77
<b>Tabla 23</b> Resultados del periodo fundamental de vibración .....	78

<b>Tabla 24</b>	Resultados para el desplazamiento debido al efecto sísmico en la dirección X-X ..	79
<b>Tabla 25</b>	Resultados para el desplazamiento debido al efecto sísmico en la dirección Y-Y ...	80
<b>Tabla 26</b>	Resultados de las distorsiones de entrepiso en la dirección X-X.....	82
<b>Tabla 27</b>	Resultados para las distorsiones de entrepiso en la dirección Y-Y .....	83
<b>Tabla 28</b>	Resultados para la fuerza cortante de base en la dirección X-X .....	84
<b>Tabla 29</b>	Resultados para la fuerza cortante de base en la dirección Y-Y.....	84
<b>Tabla 30</b>	Resultados para fuerzas cortantes de entrepiso en la dirección X-X .....	85
<b>Tabla 31</b>	Resultados para las fuerzas cortantes de entrepiso en la dirección Y-Y .....	86
<b>Tabla 32</b>	Resultado y variaciones de la fuerza cortante en columnas .....	87
<b>Tabla 33</b>	Resultados para los momentos flectores máximos en columnas.....	88
<b>Tabla 34</b>	Resultados para la fuerza cortante máxima en vigas.....	89
<b>Tabla 35</b>	Resultados para el momento flector máximo en vigas.....	89

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1</b> Planta de arquitectura del edificio. (Ver plano a escala técnica en Anexo N° 01) ..	18
<b>Figura 2</b> Mapa de zonificación sísmica del Perú .....	20
<b>Figura 3</b> Mapa de zonificación de suelos de la ciudad de Jaén (Ver mapa a escala técnica en Anexo N°02).....	21
<b>Figura 4</b> Espectro de respuesta sísmico para la dirección X-X .....	30
<b>Figura 5</b> Espectro de respuesta sísmico para la dirección Y-Y .....	31
<b>Figura 6</b> Representación gráfica de la flexibilidad del suelo para el modelo NIST GCR 12-917-21 .....	38
<b>Figura 7</b> Representación gráfica de los valores de rigides y amortiguamiento para el modelo dinámico SNIP 02.02.05-87.....	48
<b>Figura 8</b> Vista 3D del edificio de 8 niveles a ser analizado .....	54
<b>Figura 9</b> Definición de grilla en planta y elevación.....	55
<b>Figura 10</b> Definición de materiales en el software ETABS V 22 .....	56
<b>Figura 11</b> Definición de elementos tipo columna .....	58
<b>Figura 12</b> Definición de elementos tipo viga.....	60
<b>Figura 13</b> Definición de elementos tipo Shell (losa aligerada).....	63
<b>Figura 14</b> Definición de patrones de carga y casos de carga .....	64
<b>Figura 15</b> Definición de cargas a aplicar en losas (Carga viva y muerta) .....	65
<b>Figura 16</b> Definición de espectros de respuesta para la dirección X y dirección Y .....	66
<b>Figura 17</b> Configuración de sismos dinámico modal espectral y métodos de análisis CQC.....	67
<b>Figura 18</b> Combinación para verificación de derivas y desplazamientos.....	68
<b>Figura 19</b> Definición de combinaciones de carga.....	69
<b>Figura 20</b> Asignación de restricciones en la base para el modelo de base empotrada .....	70

<b>Figura 21</b> Designación de restricciones tipo Link Suport Propietes y Spring Propietes para el modelo dinamico NIST GCR 12-917-21 .....	71
<b>Figura 22</b> Designación de restricciones tipo Link Suport Propietes y Spring Propietes para el modelo dinámico SNIP 02.02.05-87 .....	72
<b>Figura 23</b> Representación gráfica de los resultados para los periodos de vibración de la estructura.....	78
<b>Figura 24</b> Representación grafica de los desplazamientos dirección X-X .....	80
<b>Figura 25</b> Representación gráfica de los desplazamientos en la dirección Y-Y .....	81
<b>Figura 26</b> Representación gráfica de las distorsiones de entrepiso en la dirección X-X.....	82
<b>Figura 27</b> Representación gráfica de la distorción de entrepiso en la dirección Y-Y .....	83
<b>Figura 28</b> Representación de los resultados para la fuerza cortante de entrepiso en la dirección X-X.....	85
<b>Figura 29</b> Representación gráfica de los resultados de la fuerza cortante de entrepiso en la dirección Y-Y .....	86
<b>Figura 30</b> Representación de los resultados de la fuerza cortante en columnas .....	88
<b>Figura 31</b> Resultados para el momento flector maximo en columnas .....	89
<b>Figura 32</b> Representación de la variación porcentual de los periodos de la estructura .....	90
<b>Figura 33</b> Representación de la variación de los desplazamientos en la dirección X-X Representación de la variación de los desplazamientos en la dirección X-X.....	91
<b>Figura 34</b> Representación de la variación de los desplazamientos en la dirección Y-Y.....	91
<b>Figura 35</b> Representación de la variación porcentual de las distorsiones de entrepiso en la dirección X.....	92
<b>Figura 36</b> Representación de la variación porcentual de las distorsiones de entrepiso en la dirección Y-Y .....	92
<b>Figura 37</b> Representación de la variación de la cortante basal en ambas direcciones.....	93

<b>Figura 38</b>	Representación de la variación de fuerzas de entrepiso para la dirección X .....	93
<b>Figura 39</b>	Representación de la variación de fuerzas de entrepiso para la dirección Y.....	94
<b>Figura 40</b>	Representación de la variación de la fuerza cortante máxima en columnas .....	94
<b>Figura 41</b>	Representación de la variación del momento flector máximo en columnas .....	95
<b>Figura 42</b>	Representación de la variación de las fuerzas internas en vigas .....	95

## RESUMEN

En la presente investigación se busca determinar la variación del comportamiento sísmico-estructural de un edificio de 8 niveles de la ciudad de Jaén, al aplicar los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura establecidos en la norma americana NIST GCR 12-917-21 y el de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87, en ambos métodos se logra calcular la flexibilidad del suelo de fundación representadas mediante 6 rigideces (3 traslacionales y 3 rotacionales) y sus respectivos valores de amortiguamiento. El análisis sísmico se desarrolló en base a los criterios establecidos en la norma E030 y utilizando el Software ETABS V22. Dentro de los resultados más importantes se obtuvo la variación del periodo fundamental de vibración en 6.39 % al aplicar el modelo NIST GCR 12-917-21, mientras que al aplicar el modelo Norma Rusa SNIP 02.02.05-87 la variación fue de 7.27 %, por otro lado, la mayor variación en los desplazamientos se dio en la dirección Y presentando 14.30% y 16.56% para ambos modelos respectivamente, por su parte las distorsiones de entrepiso en la dirección X aunque presentaron variaciones de 1.02% y 4.19%, fueron suficientes para superar el 0.007 límite máximo para estructuras de concreto armado. Se concluye que es importante incluir la ISE en el análisis sísmico estructural de las edificaciones sobre todo en suelos flexibles donde los efectos son más notorios.

Palabras Clave:

Diseño sismorresistente, Interacción suelo-estructura, Estructuras con base fija.

**ABSTRACT:**

This research aims to determine the variation in the seismic-structural behavior of an 8-story building in the city of Jaén, using the dynamic models established in the American standard NIST GCR 12-917-21 and the Russian standard SNIP 2.02.05-87. Both methods calculate the flexibility of the foundation soil, represented by six stiffnesses (three translational and three rotational), and their respective damping values. The seismic analysis was performed based on the criteria established in the E030 standard and using ETABS V22 software. Among the most important results, the fundamental period variation was 6.39% when applying the NIST GCR 12-917-21 model, while the variation was 7.27% when applying the Russian Standard SNIP 02.02.05-87 model. Furthermore, the greatest variation in displacements occurred in the Y direction, showing 14.30% and 16.56% for both models, respectively. Meanwhile, interstory drifts in the X direction, although showing variations of 1.02% and 4.19%, were sufficient to exceed the 0.007 maximum limit for reinforced concrete structures. It is concluded that it is important to include the ISE in the seismic structural analysis of buildings, especially on flexible soils where the effects are more pronounced.

Keywords:

Earthquake-resistant design, Soil-structure interaction, Fixed-base structures.

## I. INTRODUCCIÓN

### 2.1. Planteamiento del problema

Al diseñar una edificación se debe tener en cuenta diferentes parámetros como los materiales, dimensiones de elementos estructurales, cargas que soportara, tipo de uso que se le dará, los agentes externos a los que estará sometida, como los sismos y un parámetro muy importante, el suelo donde se asentara. Relacionar el diseño sísmico con el suelo de fundación es un campo reciente de investigación que ha despertado el interés de los ingenieros geotécnicos y estructuralistas desde mediados del siglo pasado.

La tierra desde su formación es un sistema dinámico donde a cada minuto ocurren diversos fenómenos geológicos internos que producen la vibración de corteza terrestre que es transmitida hasta niveles superficiales en forma de movimientos sísmicos que ponen en peligro las edificaciones y con ello gran cantidad de vidas humanas, registros indican que durante los últimos 50 años (1970-2020) los terremotos han causado más de un millón de muertes en países como Armenia, China, Ecuador, Guatemala, Haití, Irán, India, Indonesia, Japón, México, Pakistán, Perú y Turquía, además, según registros de organismos geofísicos internacionales a nivel mundial, ocurren más de un millón de sismos anualmente, por otra parte, un terremoto de gran magnitud en una zona urbana tiene efectos catastróficos, afectando la vida, la salud, la economía y en algunos casos el medio ambiente como en accidente en los reactores nucleares de Fukushima en Japón . (Organización Mundial de la Salud ,2023)

En el Perú, los terremotos se originan a partir de tres fuentes sismogénicas principales: (1) la interfaz entre las placas de Nazca y Sudamericana, (2) la deformación de la corteza continental y, (3) la deformación de la corteza oceánica con focos a profundidades mayores a 61 km. Un ejemplo de la primera fuente sismogénica es el terremoto de Pisco del 15 de agosto de 2007 (8.0 Mw), que generó intensidades de VII-VIII (MM), teniendo

como consecuencias el deceso de más de 500 personas, miles de damnificados y daños significativos en las viviendas. El sismo de Moyobamba del 5 de abril de 1991 (M6.0) es un ejemplo de la segunda fuente sismogénica generó intensidades de VII (MM) en la superficie, provocando daños considerables en la zona oriental del Perú. Un ejemplo de la tercera fuente es el terremoto del 24 de agosto de 2011 en la ciudad de Contamana en Loreto (M7.0), que se sintió en la superficie con intensidades de V (MM) y ocasionó licuación de suelos en áreas cercanas al epicentro. Esto nos indica que la peligrosidad sísmica en el territorio peruano es considerada "Alta". (Instituto Geofísico del Perú,2023)

En cuanto a la ciudad de Jaén se encuentra próxima a la fuente sísmica número 2 y 3 por lo que existe una alta probabilidad de que las edificaciones construidas en este lugar estén expuestas a sismos de magnitud considerable que combinado con la construcción de edificaciones cada vez más altas y las características del suelo de fundación exigen consideraciones más minuciosas al momento de su concepción y análisis estructural, sin embargo la norma E 030 2018 diseño sismorresistente aún sigue considerando el modelo de péndulo invertido o base empotrada como predominante, dejando a criterio considerar las propiedades del suelo de fundación tales como rigidez, flexibilidad y amortiguamiento. Ante ello y con la finalidad de construir edificaciones sísmicamente más resistentes nos podemos plantear la siguiente interrogante ¿Como varia el comportamiento sísmico-estructural de un edificio de 8 niveles en la ciudad de Jaén al utilizar los métodos de interacción suelo-estructura propuestos en la Norma Americana NIST GCR 12-917-21 (2012), la Norma Europea – Modelo Dinámico Ruso SNIP 2.02.05-87 al compararlo con el diseño tradicional propuesta en la norma E030 Diseño Sismorresistente?

## 2.2. Justificación

Metodológicamente la presente investigación se justifica por abordar un tema que aún no ha sido incorporado a la norma de diseño sísmico peruana, tratando de aportar con los resultados obtenidos en esta parte del país a que exista información sobre la metodología de diseño aplicando la interacción suelo-estructura y en función de la importancia de los efectos en el comportamiento estructural de las edificaciones al utilizar esta metodología, pueda ser recogida e incorporado a la norma de diseño sismorresistente peruana, como ya lo han hecho los códigos y normativa de otros países.

La investigación también cuenta con una justificación teórica ya que, en la ciudad de Jaén, la mayoría de edificaciones no han sido construidas teniendo en cuenta el diseño sísmico acorde con la Norma E 030 Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones y son fruto de la auto construcción. Sempertegui (2022). En casos donde si han sido considerado no se ha aplicado la interacción suelo-estructura y tampoco existen investigaciones que se hayan realizado sobre este tema por lo que no se sabe cómo influirá las propiedades únicas del suelo de este lugar.

Por otra parte, la investigación se realiza con propósito de obtener datos técnicos que pueden mejorar significativamente el diseño, la seguridad y la economía de un proyecto, estos van desde ajustar diseños estructurales a las condiciones específicas del suelo, prever problemas potenciales que podrían no ser evidentes en análisis simplificados, prever interacciones adversas entre suelo y estructura, reduciendo el riesgo de colapso, además de servir de aporte futuras investigaciones como, modelos más detallados que integren no linealidades del suelo y la estructura y la identificación de zonas críticas en la cimentación que podrían no detectarse bajo suposiciones simplificadas de suelo rígido, etc.

Finalmente, la presente investigación se justifica social y económicamente por que busca recolectar información que permita realizar un mejor diseño sismorresistente de las edificaciones y así reducir las afectaciones que sufrirán las mismas ante la ocurrencia de un evento sísmico de gran magnitud logrando así preservar la vida humana.

Es de esa manera que nace el interés por aplicar la interacción suelo estructura en un edificio de 8 niveles en la ciudad de Jaén, buscando averiguar cómo varía el comportamiento estructural en relación al diseño utilizando el modelo base empotrada, y los modelos dinámicos ISE, para posteriormente con los resultados obtenidos emitir un juicio valorativo sobre la importancia de este método de diseño.

### **2.3. Hipótesis**

Al realizar el análisis utilizando los métodos de interacción suelo-estructura en un edificio de 8 niveles en la ciudad de Jaén los valores correspondientes al periodo de vibración, fuerzas de entrepiso, desplazamientos, derivas de entrepiso, y las solicitaciones en los elementos estructurales sufrirán una variación con relación al diseño utilizando el criterio base empotrada planteado en la norma técnica RNE E. 030.

### **2.4. Objetivos**

#### **Objetivo General**

Determinar la variación de la respuesta sísmico-estructural de un edificio de 8 niveles de la ciudad de Jaén al aplicar los métodos dinámicos de interacción suelo-estructura.

#### **Objetivos Específicos**

- Diagnosticar los parámetros estructurales existentes en el edificio, así como las características geotécnicas y parámetros sísmicos del lugar.
- Analizar los modelos dinámicos de Interacción Suelo-Estructura establecidos en la Norma Americana NIST GCR 12-917-21 (2012), y la Norma Rusa SNIP 02.02.05-87.

- Realizar el análisis estructural utilizando el método base empotrada establecida en la norma E030 y la utilización de los modelos dinámicos de interacción suelo estructura propuestos en la Norma Americana NIST GCR 12-917-21 (2012), y la Norma Europea – Modelo Dinámico Norma Rusa SNIP 02.02.05-87.
- Comparar la variación del comportamiento estructural al utilizar los métodos de interacción suelo estructura y el diseño propuesto en la RNE E030 Diseño sismorresistente.

## **2.5. Antecedentes**

### **Internacionales**

Tahghighi y Mohammadi (2020) realizaron un estudio sobre la Evaluación numérica de los efectos de la interacción suelo-estructura sobre el comportamiento sísmico y la vulnerabilidad de las edificaciones de concreto armado, investigaron los efectos de considerar la SSI en el comportamiento y fragilidad del concreto armado aplicando el método Push over e IDA, para ello asumieron valores de suelos blandos y rígidos, encontrándose que para marcos de concreto reforzado que descansan sobre suelo blando, se amplificó significativamente las derivas de entrepisos y el mayor aumento de la deriva ocurrió cuando el número de historias en el modelo aumentó. Concluyéndose que los resultados mostraron que el SSI sísmico tiene un papel importante en la alteración de las demandas estructurales, y si no se tiene en cuenta el SSI, es posible que no se pueda evaluar el desempeño y la fragilidad de manera confiable.

Ritter M. et al (2020) en su investigación titulada “Analysis of soil-structure interaction in buildings with deep foundation” Aplicaron la IDSE a edificios altos con cimentaciones profundas, aplicando la norma Standard NBR 6122 de la Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) para ello analizaron una edificación comercial con 4, 6 y 8

niveles respectivamente, logrando determinar que la mayor variación encontrada fue del 8,77%. Esto ocurre porque cuando se considera SSI, los apoyos ya no es inamovible, aumentando así los desplazamientos horizontales que influyen directamente en el parámetro de inestabilidad global Z-Gamma. Sin embargo, esta inestabilidad cayó dentro de los límites prescritos por la Norma NBR 6122, concluyendo que la SSI influyó en el índice de inestabilidad global en todos los casos y sus valores siempre fueron incrementados después de considerar el SSI, sin embargo, en edificios con cimientos de pilotes profundos, los efectos del SSI no son significativos.

Jonathan P. et al, (1999) llevaron a cabo investigaciones publicadas en la universidad de California Berkeley acerca de Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones. I: métodos analíticos e Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones. II: Hallazgos empíricos” en las que aprovechando la información de la instrumentación de las estructuras con acelerógrafos de campo libre recopilaron la información de 58 sitios con diversos casos estructurales, geotécnicos y condiciones del nivel de temblores del suelo con lo que lograron determinar los efectos de la interacción suelo- estructura sobre la respuesta sísmica de las estructuras, así como las condiciones en los cuales la (ISE) tienen mayores efectos. Para cada sitio se evaluaron los periodos del primer modo y relaciones de amortiguación para una caja de base flexible que incorpora los efectos ISE y el modelo de una caja de base fija, así también se evaluaron los efectos de la interacción inercial de variaciones entre los parámetros de base fija y flexible , encontrándose que para algunos sitios la ISE tenía un gran efecto por ejemplo relaciones del alargamiento del periodo de 4% y un 30% de amortiguación en la cimentación, y en otros los efectos eran nulos.

## Nacionales

Curioso y Torres (2020) en su investigación Influencia de la interacción suelo-estructura en edificaciones aporticadas (oficinas) de 4,8 y 12 pisos en perfiles de suelo S1, S2 y S3 de Lima – Perú bajo la normativa americana NIST GCR 12-917-21 desarrollaron la interacción dinámica suelo estructura con y sin amortiguamiento, en tres modelos con diferentes tipos de perfiles de suelos, utilizando las ecuaciones simplificadas establecidas en la Norma Americana (EEUU) NIST GCR 12-917-21. Para cada modelo se realizó una comparación de parámetros como la fuerza cortante basal, desplazamientos, distorsión angular de entrepiso, periodos, modos de vibración de la estructura, así como las fuerzas internas máximas en un pórtico, con el objetivo de evaluar cómo influye los distintos tipos de suelo y la altura de una edificación en el comportamiento estructural de los modelos propuestos. Por ejemplo, para el modelo A, con un tipo de suelo S2 y utilizando la interacción dinámica suelo-estructura (IDSE) con amortiguamiento, se observaron variaciones en las derivas del 11.29%, en los desplazamientos del 74.60%, en los cortantes basales del -1.21% y en los momentos del 1.35%. Se concluye que cuando el suelo es flexible es crucial considerar la interacción dinámica suelo-estructura (IDSE) en estructuras de diferentes dimensiones, debido a las significativas variaciones observadas.

Comero y Llimpe (2020) llevaron a cabo una investigación sobre la interacción sísmica suelo-estructura para ello utilizó una edificación aporticada de cinco niveles en el distrito de Santiago, Cusco, cuyo principal objetivo fue modelar, analizar y comparar el modelo clásico de empotramiento perfecto con los modelos de interacción suelo estructura modelo dinámico propuesto por D.D. Barkan – O.A. también el modelo de Savinov, el modelo dinámico establecido Norma Rusa SNIP 2.02.05- 87, el modelo dinámico propuesto por A.E. Sargsian y modelo dinámico N.G . Shariya, ante esto logro determinar que en el modelo ISE con amortiguamiento se daban las mayores variaciones

en los momentos, fuerza cortante, en vigas, columnas y muros estructurales, esta variación superaba el 20% en ambas direcciones concluyendo que la influencia de la ISE en edificios con losa de cimentación también era significativa.

Villareal (2020) en su investigación titulada Interacción Suelo Estructura en edificaciones con zapatas aisladas, describe las condiciones de modelación actual de edificaciones con zapatas aisladas en el Perú, posteriormente definió los modelos dinámicos de interacción suelo estructura como el de V.A. Ilichev (sin disipación de energía), D. Barkan – O.A. Savinov, A.E. Sargsian y el Norma Rusa SNIP II-7-81\*, posteriormente analizo los diferentes modelos de ISE en el SAP 2000 y en el software de cálculo ruso LIRA, buscando comparar los resultados de ambos softwares, Los resultados indican que el cálculo sísmico utilizando modelos dinámicos de interacción suelo-estructura revela que la flexibilidad de la base de fundación influye directamente en la determinación de los parámetros de cálculo. Según este modelo, la flexibilidad de la base de fundación puede incrementar el período de la primera forma de vibración hasta en un 30.1%; reducir la frecuencia correspondiente a la primera forma de vibración en un 30.1% ; aumentar los desplazamientos máximos del centro de masas en el eje OX hasta en un 28.3% y en el eje OY hasta en un 24.1%; disminuir las fuerzas axiales máximas en un 24.8%; reducir las fuerzas cortantes máximas en un 17.0% y disminuir los momentos flectores máximos en un 5.1%.

### **Regionales y Locales**

Tapia, (2023) en su investigación sobre la interacción suelo estructura en un edificio de 5 niveles en la ciudad de Cajamarca logro modelar dicha estructura en el software de cálculo ETABS 2019 teniendo en cuenta las dimensiones de elementos estructurales y características de uso propias del edificio, considerando la base empotrada y los métodos

dinámicos de interacción suelo estructura como planteados por D.D. Barkan – O.A, los modelos dinámicos propuesto por Savinov, V.A. Ilichev, A.E. Sargsian y el de establecido en la norma rusa SNIP 2.02.02-87. Después de definido el modelo se aplicó el análisis estático y dinámico modal espectral de acuerdo con lo establecido en la norma RNE E-030 así como usando los datos de características sísmicas del lugar. como resultado final se obtuvo que las variaciones en periodos de vibración, desplazamientos máximos, derivas de entrepiso, fuerzas cortantes y fuerzas internas son mayores a +-10 % al aplicar los métodos ISE en comparación con el método de base empotrada concluyéndose que es importante tomar en cuenta los efectos de la ISE en el análisis.

Villanueva(2023) en su investigación Influencia de la Interacción Suelo Estructura en la respuesta estructural del módulo "C" y del módulo "D" de la Edificación de Turismo y Hotelería de la Universidad Nacional de Cajamarca intento determinar la variación en el desempeño estructural de la edificación al aplicar los métodos ISE comparándolo con el análisis sísmico estático y modal espectral de la norma E-030 del RNE obteniéndose que los valores de periodo de vibración, cortante basal, derivas de entrepiso y sollicitaciones internas varían considerablemente concluyendo que los efectos de la interacción suelo estructura influye relevantemente en el comportamiento estructural.

Vásquez, (2022) en su investigación denominada “Variación del comportamiento sísmico de un edificio de trece pisos con muros estructurales y platea de cimentación al incorporar la interacción suelo - estructura en la Av. Tacabamba – Chota” logro modelar la edificación mediante el uso del software ETABS V18 para posteriormente aplicar los métodos dinámicos que incorporan la interacción suelo-estructura, además utilizo análisis sísmico estático, dinámico modal y tiempo historia según lo establecido en la norma RNE 2018, Para este análisis, se utilizaron tres acelerogramas de terremotos

ocurridos en Perú: el sismo de Ica en 2007, el de Ancash en 1971 y el de Lima en 1974. Los resultados mostraron que, al aplicar los modelos de interacción dinámica suelo-estructura (IDSE) de Barkan, Sargsian, Shariya y el de la Norma Rusa, los periodos de vibración aumentaron en más del 40%, los desplazamientos se incrementaron en más del 60%, y las derivas aumentaron en un 485.71%. Además, se observaron reducciones en las fuerzas axiales del 90.85%, en las fuerzas cortantes del 74.82% y en los momentos flectores del 84.86%, en comparación con el modelo convencional empotrado.

Benel y Rodríguez (2025), analizaron del comportamiento estructural considerando interacción suelo-estructura en el pabellón de ingeniería civil de la Universidad Nacional de Jaén-2023. Su objetivo evaluar los efectos estructurales al incorporar la interacción suelo-estructura (modelo dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov) comparado con el modelo de base empotrada con el software de modelado ETABS. La metodología fue descriptivo cuantitativo, realizaron comparaciones en periodo fundamental de vibración, fuerzas dinámicas en la base, desplazamientos y derivas. Los resultados mostraron el aumento del periodo en un 2.2% eje X-X y 2.86% eje Y-Y, las fuerzas en la base aumentaron en 2.02% eje X-X y 1.41% eje Y-Y, las derivas se incrementaron 3.88% eje X-X y 6.33% eje Y-Y y los desplazamientos aumentaron (7.88% eje X-X y 9.02% eje Y-Y). Concluyeron que la consideración de la flexibilidad del suelo de fundación frente al tradicional de base rígida genera variaciones constantes en los parámetros estructurales.

Alberca y Labán (2025) analizaron los efectos de la interacción suelo-estructura (ISE) en el módulo administrativo de la Universidad Nacional de Jaén, empleando el método de elementos finitos mediante el software Autodesk Robot Structural Analysis 2025, bajo la normativa peruana E.030 Diseño Sismorresistente. Para ello modelaron los escenarios uno con base empotrada y otro considerando ISE, utilizando parámetros reales obtenidos de un estudio geotécnico local. Los resultados mostraron que los momentos flectores y

esfuerzos cortantes en vigas variaron mínimamente, mientras que las columnas experimentaron una reducción moderada de esfuerzos. Los períodos de vibración aumentaron entre 3.25 % y 8.17 %, y las derivas presentaron incrementos de hasta 21.67 %, reflejando una disminución de la rigidez global. Se concluye que, aunque los efectos no comprometen la seguridad inmediata de la estructura, incorporar la ISE mejora la precisión del análisis dinámico y la evaluación del comportamiento estructural.

## II. MATERIALES Y METODOS

### 2.1. Metodología

#### 2.1.1. Población, Muestra y Muestreo

##### **Población**

La población objeto de estudio de la investigación fueron 5 edificios de 8 niveles o más existentes en la ciudad de Jaén a los de los que se logró recabar información, ya que según estudios previos los efectos de la interacción suelo-estructura estas construcciones es más significativa.

##### **Muestra**

La muestra es un edificio de 8 niveles ubicado en la calle Mesones Muro de la ciudad de Jaén.

##### **Muestreo**

En este caso de estudio se optó por el muestreo no probabilístico intencionado, ya que este es uno de los edificios más altos que existen en esta ciudad, reuniendo las características más propicias para aplicar los métodos de interacción suelo estructura, además se eligió este tipo de muestreo por conveniencia debido a la disponibilidad de la información con la que fue diseñada la edificación.

#### 2.1.2. Materiales

- ETABS V22 - Software: Este software se usará para la elaboración de los modelos estructurales, realizar los análisis y obtener los resultados referidos al comportamiento estructural.
- Microsoft Excel Software: Se usará este programa como herramienta de cálculo para obtener valores necesarios para el ingreso de datos en ETABS, y la posterior tabulación de los resultados y elaboración de los gráficos de las variaciones.

- AutoCAD 2024 Software: Este programa se usará para tomar adecuadamente las medidas de los planos de la edificación existentes, conocer la ubicación de los elementos estructurales en función a un plano de referencia y llevar esos datos al software de análisis estructural.

### **2.1.3. Métodos**

El método de investigación para este estudio será no experimental hipotético deductivo. Es no experimental porque no se alteran las características del objeto en estudio; para verificar los resultados, se emplean fórmulas matemáticas. Es hipotético porque busca validar la veracidad de un postulado previamente establecido. Por último, es deductivo porque busca derivar conclusiones a partir de un razonamiento general y lógico, basado en leyes o principios, hacia un hecho específico.

### **2.1.4. Análisis de Datos**

Se realizó el análisis de los resultados obtenidos la fuente de información primaria que viene a ser los planos de obra, los estudios técnicos, y estudios anteriores, luego estos datos sirvieron como parámetros para realizar el cálculo de las rigideces y amortiguamiento de los modelos dinámicos. Como datos de fuente secundaria se obtuvieron mediante el análisis sísmico estructural en el programa ETABS V22 al aplicar los 3 métodos de análisis, la norma E030 diseño sismorresistente, Norma Americana NIST GCR 12-917-21, y la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 obteniéndose como información principal los resultados correspondientes a periodo de vibración, desplazamiento, las derivas de entrepiso, cortante en la base, fuerzas de entrepiso y las solicitaciones en los elementos estructurales, estos datos de salida se organizaron en tablas y gráficos comparativos permitiéndonos obtener conclusiones desde el punto de

vista técnico logrando cuantificar la influencia de la interacción suelo estructura en la edificación.

### **2.1.5. Operacionalización de Variables**

#### **Variable independiente**

Modelos de interacción suelo estructura.

#### **Variable dependiente**

Variación del comportamiento estructural de la edificación.

**Tabla 1**

*Definición y parametrización de la variable independiente de la investigación.*

Variable Independiente	Definición conceptual	Definición operacional	Indicador	Escala de medición
Interacción Suelo Estructura	Se conoce como interacción suelo estructura al fenómeno que ocurre principalmente durante los eventos sísmicos donde las ondas sísmicas se propagan a través del suelo y como estas se transmiten a la estructura, además como la presencia de esta afectara el comportamiento del suelo debido a la diferencia de rigidices en los materiales que lo interactúan. Este tipo de análisis toma en cuenta las propiedades elásticas del suelo en contraposición al diseño común de estructuras donde se considera la base como infinitamente rígida. (NEHRP, 2020)	<p>Coficiente de rigidez del suelo de fundación</p> <p>Coficiente de amortiguamiento del suelo de fundación.</p> <p>Propiedades mecánicas de los suelos.</p>	<p><math>K_x, K_y</math>: coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico uniforme (tn/m).</p> <p><math>K_z</math>: coeficientes de rigidez de compresión elástica uniforme (tn/m).</p> <p><math>K\phi_x, K\phi_y</math>: coeficientes de rigidez de compresión elástica no uniforme (tn.m).</p> <p><math>K\phi_z</math>: coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico no uniforme (tn.m).</p> <p><math>BX, BY, BZ</math> (tn.s/m)</p> <p><math>B\phi X, B\phi Y, B\phi Z</math> (tn.s.m)</p> <p>Tipo de suelo de fundación (S...)</p> <p>Capacidad de carga (kgf/cm<sup>2</sup>)</p> <p>Velocidad promedio de ondas de corte (m/s)</p>	Cuantitativa

*Nota:* En esta tabla se resume la definición, los indicadores y escala de medición de la variable independiente.

**Tabla 2**

*Definición y parametrización de la variable dependiente de la investigación.*

Variable Dependiente	Definición conceptual	Definición operacional	Indicador	Escala de medición
Variación del comportamiento estructural de la edificación.	El comportamiento estructural viene a ser el desempeño que tendrá cierta configuración ante agentes internos (peso propio y de servicio) y agentes externos (principalmente movimientos sísmicos). En este caso la variación del comportamiento estructural se enfocará en medir el cambio en el desempeño al utilizar la interacción suelo estructura.	Análisis sísmico dinámico modal espectral considerando empotramiento en la base y la interacción suelo-estructura.	Desplazamientos (m).	Cuantitativa
			Periodos de vibración (s)	
			Derivas de entrepiso ( $\Delta/h$ ). El límite de la distorsión máxima según la Norma E.030 para edificaciones de concreto armado, es de 0.007	
			<ul style="list-style-type: none"> <li>- Fuerzas cortantes de base máximas (Tn)</li> <li>- Fuerzas axiales (Tn)</li> <li>- Fuerzas cortantes (Tn).</li> <li>- Momentos flectores (Tn - m).</li> </ul>	

*Nota:* En esta tabla se resume la definición, los indicadores y escala de medición de la variable dependiente.

## 2.2. Proceso metodológico.

### 2.2.1. Identificación de parámetros Arquitectónicos, estructurales y sismos geotécnicos de la edificación.

#### 2.2.1.1 Parámetros arquitectónicos y estructurales.

**Tabla 3**

*Parámetros arquitectónicos básicos para el diseño*

<b>Datos arquitectónicos</b>	
Usos:	Los niveles 1 a 4 se utilizará como comercio, los niveles 5 a 7 funcionará como departamentos y el nivel 8 como terraza
Numero de niveles	8 niveles
Altura típica de entepiso	2.80 m
Altura	25.30 m
Circulación vertical	Escalera y ascensor

*Nota:* la tabla resume la información arquitectónica básica que será utilizada en el estudio.

**Tabla 4**

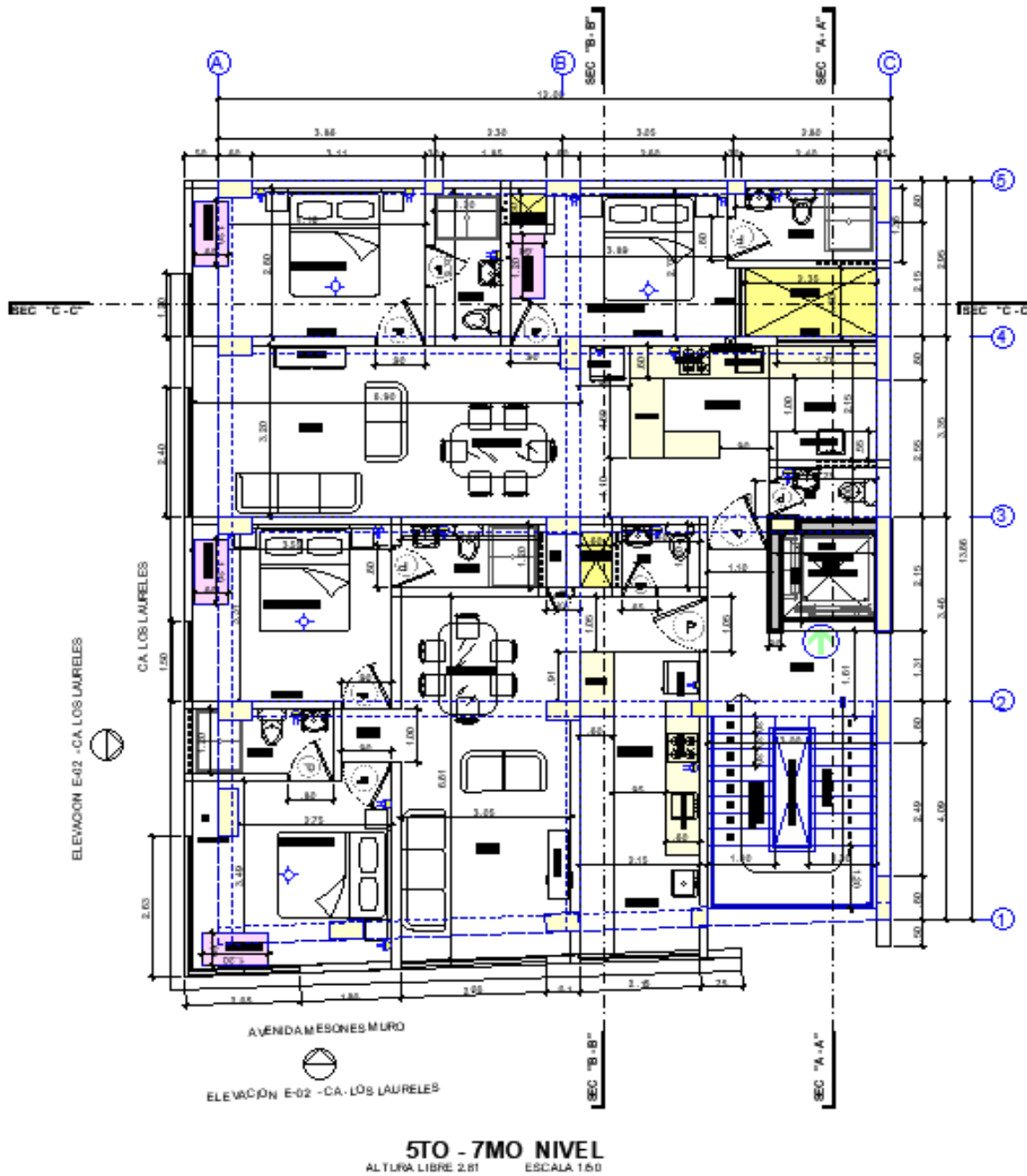
*Parámetros estructurales básicos del edificio*

<b>Datos estructurales</b>	
Cimentación	Losa de cimentación e= 50 cm Vigas de cimentación 30x50 y 25x50 cm
Profundidad de desplante	1.50 m
Columnas	Variable
Vigas	30x50 y 25x50 cm
Losas	Aligerado e= 20 cm
Resistencia del concreto	$F'c=210 \text{ kgf/cm}^2$
Límite de fluencia del acero	$Fy=4200 \text{ kgf/cm}^2$

*Nota:* La tabla resume la información de los elementos estructurales y los materiales con los que fue diseñado el edificio.

**Figura 1**

*Planta de arquitectura del edificio. (Ver plano a escala técnica en Anexo N° 01)*



*Nota:* La figura representa la distribución de ambientes que tendrá la edificación en los niveles quinto al séptimo.

### **2.2.1.2 Parámetros sísmicos.**

#### **- Ubicación**

Distrito: Jaén

Provincia: Jaén

Región: Cajamarca.

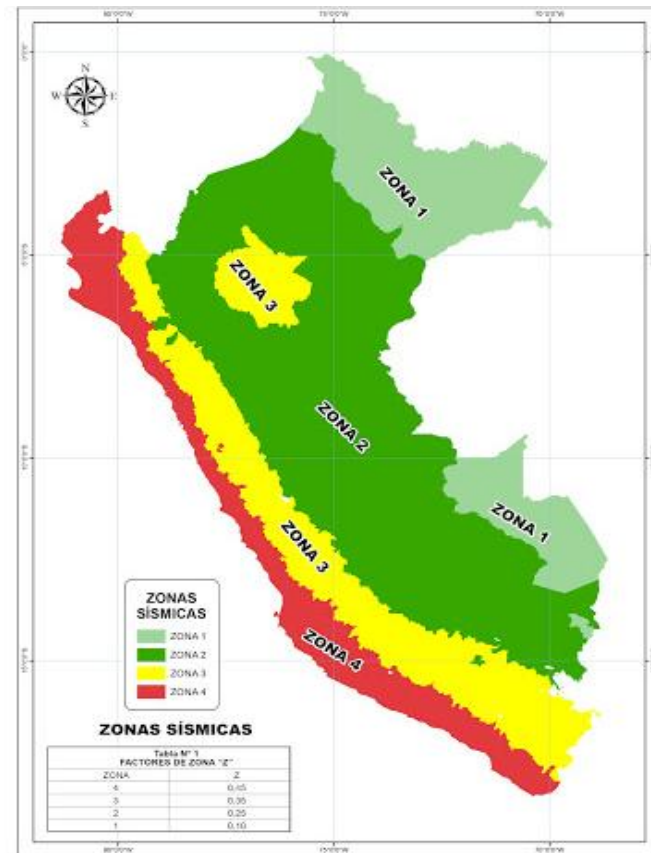
#### **- Peligrosidad sísmica y parámetros de sitio**

- Zonificación.

La Norma peruana E 030 Diseño Sismorresistente divide al Perú en cuatro zonas sísmicas, a cada zona se asigna un factor  $Z$  según se indica en la Figura N° 3. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. El factor  $Z$  se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

**Figura 2**

Mapa de zonificación sísmica del Perú



*Nota:* Se muestra la distribución de las zonas sísmica en el Perú, el distrito de Jaén donde se encuentra el edificio en estudio está comprendido dentro de la zona 2. Tomado de *Norma E.030 Diseño Sismorresistente 2020*

**Tabla 5**

Valores para el factor de zona "Z"

Tabla N°1 FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

*Nota:* Se muestra el valor del factor de zona, este representa la fracción de la aceleración de la gravedad, adaptado de *Norma E.030 Diseño Sismorresistente 2020*

Distrito: Jaén

Zona sísmica: 2

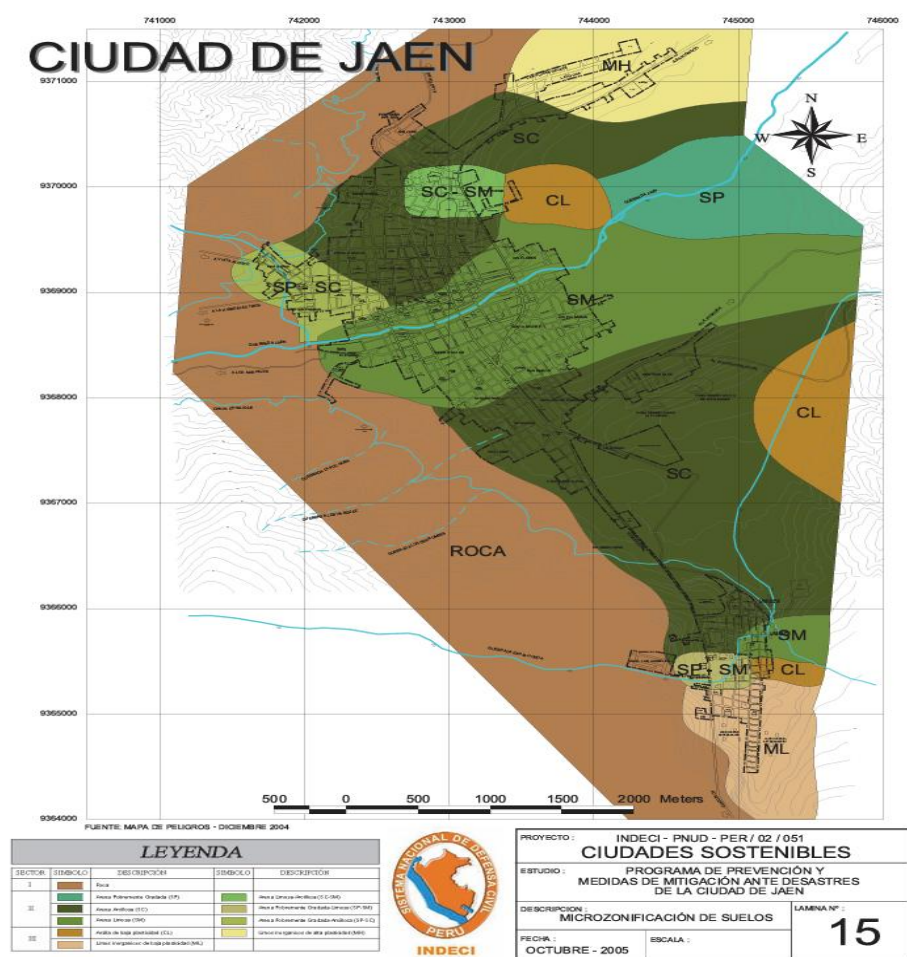
Valor del factor de zona: 0.25

Condiciones geotécnicas.

En estudios realizados en la ciudad de Jaén por el Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI, 2005) se puede establecer el siguiente perfil de suelo para la ciudad de Jaén

### Figura 3

Mapa de zonificación de suelos de la ciudad de Jaén (Ver mapa a escala técnica en Anexo N°02)



*Nota.* Se muestra la clasificación de suelos existentes en la ciudad de Jaén, la mayor parte del casco urbano se encuentra en tipos SC y SM. Tomado de *Programa de Prevención y Medidas de Mitigación ante Desastres de la Ciudad de Jaén*. Por Instituto Nacional de Defensa Civil INDECI – PNUD – PER/02/051. 2005.

La edificación se encuentra dentro de un tipo SM y en informes complementarios presentados en este informe se ha clasificado el suelo dentro de un perfil de suelo intermedio S2.

- Parámetros de sitio ( $S$ ,  $T_P$  y  $T_L$ )

Valores que se definen acorde con la zona y el valor del perfil de suelo cuyos valores se encuentran establecidos en las tablas N° 3 y 4 de la norma E.030 Diseño Sismorresistente.

**Tabla 6**

*Valores para el factor de suelo "S"*

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "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	1.2	1.40
Z <sub>1</sub>	0.80	1.00	1.6	2.00

*Nota:* Se muestra el valor del factor de suelo que es un modificador de  $S_a$  y depende del perfil de suelo y la zona en la que se ubica, Adaptado de *Norma E.030 Diseño Sismorresistente 2020*

Por lo tanto, para una Zona 2 y un suelo S<sub>2</sub> corresponde un factor de suelo  $S=1.20$

**Tabla 7**

*Valores de periodo corto y largo en función del perfil del suelo*

Tabla N°4 Periodos "T <sub>P</sub> " Y "T <sub>L</sub> "				
	Perfil de suelo			
	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	2.5	2	6

*Nota:* Se muestra los valores del periodo corto y periodo largo para cada perfil de suelo. Adaptado de *Norma E.030 Diseño Sismorresistente 2020*)

El valor del periodo corto  $T_P$  Y periodo largo son 0.6 y 2.0 respectivamente.

**- Categoría, sistema y regularidad estructural.**

- Categoría y factor de uso.

Según lo definido en el artículo 3.1 de la norma E.030 la edificación se encuentra dentro de la definición de la categoría C, por lo que el factor de uso U correspondiente es 1.00

- Sistema estructural.

La edificación es una estructura de concreto armado, y tiene como elementos verticales que aportan rigidez a las columnas, por lo que el sistema estructural encaja dentro de lo definido en el inciso 1 del artículo 3.2 de la E.030 catalogada como sistema de pórticos de concreto armado.

- Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas.

Estos valores se hallan definidos en la tabla N° 7 de la E.030, como la edificación cuenta con pórticos de concreto armado en ambas direcciones le corresponderá un coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas  $R_0=8$ .

- Regularidad estructural.

La Norma E030 Diseño Sismorresistente en el Artículo 3.5 establece que se debe evaluar la regularidad de la estructura para determinar lo siguiente

- a) Cumplir las restricciones de la Tabla N° 10.
- b) Establecer los procedimientos de análisis.
- c) Determinar el coeficiente R de reducción de fuerzas sísmicas.

A continuación, evaluaremos cada uno de los factores de irregularidades propuestas en la tabla N° 8 y N° 9 de la Norma E 030 diseño sismorresistente.

- Irregularidad de Rigidez – Piso Blando:

**Tabla 8**

*Evaluación de irregularidad de piso blando en la dirección X*

<b>Análisis X - X</b>					
Nivel	Rigidez	Verificación	¿Irregularidad? $\frac{K_i}{K_{i+1}} < 0.70$	Verificación	¿Irregularidad? $\frac{K_i}{K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3}} < \frac{0.80}{3}$
8	10250.992	---		---	
7	15241.95	1.486875612	NO TIENE	---	
6	17368.43	1.139514957	NO TIENE	---	
5	18472.807	1.06358531	NO TIENE	0.43098963	NO TIENE
4	19227.149	1.040835267	NO TIENE	0.37638899	NO TIENE
3	19452.877	1.011740066	NO TIENE	0.35324945	NO TIENE
2	20785.73	1.068517012	NO TIENE	0.36368678	NO TIENE
1	21345.946	1.026951952	NO TIENE	0.35896199	NO TIENE

*Nota:* La tabla presenta la evaluación de la irregularidad de piso blando en la dirección de análisis X, la estructura cumple los requisitos para ser considerada como regular

**Tabla 9**

*Evaluación de la irregularidad de piso débil en la dirección Y*

<b>Irregularidades de rigidez - piso blando</b>					
<b>Análisis Y - Y</b>					
Nivel	Rigidez	Verificación	¿Irregularidad? $\frac{K_i}{K_{i+1}} < 0.70$	Verificación	¿Irregularidad? $\frac{K_i}{K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3}} < \frac{0.80}{3}$
8	12360.122	---		---	
7	20239.135	1.637454307	NO TIENE	---	
6	23220.527	1.147308272	NO TIENE	---	
5	24657.425	1.061880508	NO TIENE	0.44173272	NO TIENE
4	25760.61	1.044740479	NO TIENE	0.37818132	NO TIENE
3	26802.298	1.040437241	NO TIENE	0.36397096	NO TIENE
2	27003.53	1.007508013	NO TIENE	0.34969456	NO TIENE
1	28477.851	1.054597343	NO TIENE	0.35791286	NO TIENE

*Nota:* La tabla presenta la evaluación de la irregularidad de piso blando en la dirección de análisis Y, la estructura cumple los requisitos para ser considerada como regular

- **Irregularidades de Resistencia – Piso Débil:**

Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

**Tabla 10**

*Evaluación de la irregularidad piso débil de la estructura en ambas direcciones*

<b>Irregularidad de resistencia - piso débil</b>						
<b>Análisis X - X / Entrepisos</b>				<b>Análisis Y - Y / Entrepisos</b>		
<b>Nivel</b>	<b>Cortante</b>	$\frac{V_{ci}}{V_{i+1}}$	<b>¿Irregularidad?</b>	<b>Cortante</b>	$\frac{V_{ci}}{V_{i+1}}$	<b>¿Irregularidad?</b>
			$\frac{V_{ci}}{V_{i+1}} < 0.80$			$\frac{V_{ci}}{V_{i+1}} < 0.80$
8	8.2518	---		7.7552	---	
7	18.0181	2.18	NO TIENE	16.8954	2.18	NO TIENE
6	26.394	1.46	NO TIENE	24.825	1.47	NO TIENE
5	33.5864	1.27	NO TIENE	31.5846	1.27	NO TIENE
4	40.1316	1.19	NO TIENE	37.5968	1.19	NO TIENE
3	45.7298	1.14	NO TIENE	42.5126	1.13	NO TIENE
2	50.354	1.1	NO TIENE	46.3628	1.09	NO TIENE
1	53.9144	1.07	NO TIENE	49.1901	1.06	NO TIENE

*Nota:* La tabla presenta la evaluación de la irregularidad de piso débil, de los resultados se puede concluir que la estructura no presenta irregularidad

- **Irregularidad de Masa o Peso:**

**Tabla 11**

*Evaluación de la irregularidad de masa o peso en ambas direcciones de análisis*

Irregularidad de masa o peso						
Análisis X - X / Entrepisos				Análisis Y - Y / Entrepisos		
Nivel	Masa	$\frac{M_i}{M_{i+1}}$	¿Irregularidad? $\frac{M_i}{M_{i+1}} > 1.5$	Masa	$\frac{M_i}{M_{i+1}}$	¿Irregularidad? $\frac{M_i}{M_{i+1}} > 1.5$
8	10.48923	---		10.48923	---	
7	13.9035	1.33	NO TIENE	13.9035	1.3255	NO TIENE
6	13.9035	1	NO TIENE	13.9035	1	NO TIENE
5	13.96517	1	NO TIENE	13.96517	1.00444	NO TIENE
4	14.87032	1.06	NO TIENE	14.87032	1.06481	NO TIENE
3	14.87032	1	NO TIENE	14.87032	1	NO TIENE
2	14.87032	1	NO TIENE	14.87032	1	NO TIENE
1	15.78462	1.06	NO TIENE	15.78462	1.06148	NO TIENE

*Nota:* La tabla presenta la evaluación de la irregularidad de masa o peso los resultados están por debajo

del límite para ser considerada como irregularidad

- **Irregularidad Geométrica Vertical:**

**Tabla 12**

*Evaluación de la irregularidad geométrica vertical de la estructura en ambas direcciones*

Irregularidad geométrica vertical						
Análisis X - X / Entrepisos				Análisis Y - Y / Entrepisos		
Nivel	Área en planta	$\frac{L1}{L2}$	¿Irregularidad? $\frac{L1}{L2} > 1.3$	Área en planta	$\frac{L1}{L2}$	¿Irregularidad? $\frac{L1}{L2} > 1.3$
8	181.250	---		181.250	---	
7	181.250	1	NO TIENE	181.250	1	NO TIENE
6	181.250	1	NO TIENE	181.250	1	NO TIENE
5	181.250	1	NO TIENE	181.250	1	NO TIENE
4	181.250	1	NO TIENE	181.250	1	NO TIENE
3	181.250	1	NO TIENE	181.250	1	NO TIENE
2	181.250	1	NO TIENE	181.250	1	NO TIENE
1	181.250	1	NO TIENE	181.250	1	NO TIENE

*Nota:* La tabla presenta la evaluación de la irregularidad geométrica vertical, la estructura presenta regularidad.

- **Discontinuidad en los Sistemas Resistentes:**

Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.

La estructura presenta elementos completamente verticales por lo que no existirá este tipo de irregularidad.

- **Irregularidad Torsional:**

**Tabla 13**

*Evaluación de la irregularidad torsional en ambas direcciones de análisis*

Irregularidad torsional							
Análisis X - X / Entrepisos				Análisis Y - Y / Entrepisos			
$\Delta_{max}$	$\Delta_{prom}$	Ratio	¿Irregularidad? $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{prom}} > 1.3$	$\Delta_{max}$	$\Delta_{prom}$	Ratio	¿Irregularidad? $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{prom}} > 1.3$
0.0015	0.001437	1.042	NO	0.0016	0.001434	1.116	NO
0.0026	0.002408	1.086	NO	0.002513	0.002098	1.198	NO
0.0034	0.003206	1.072	NO	0.003341	0.002719	1.229	NO
0.0043	0.00396	1.077	NO	0.004096	0.003287	1.246	NO
0.005	0.004626	1.082	NO	0.004762	0.003773	1.262	NO
0.0057	0.005207	1.09	NO	0.005348	0.004161	1.285	NO
0.0066	0.005944	1.109	NO	0.005651	0.004582	1.233	NO
0.0069	0.006141	1.128	NO	0.0053869	0.004284	1.257	NO

*Nota:* la tabla presenta la evaluación de la irregularidad torsional en la estructura, para ambas direcciones

los resultados arrojan que la estructura es regular.

- **Esquinas Entrantes:**

La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.

La estructura es rectangular, y no presenta esquinas entrantes.

- **Discontinuidad del Diafragma.**

La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.

La estructura no tiene aberturas que alcancen el 50%, por lo que no presenta este tipo de irregularidad.

- **Sistemas no Paralelos:**

Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.

No se presenta este tipo de irregularidad, todos los entrepisos tienen nivel no presentan inclinación.

Finalmente, después de haber analizado cada factor de irregularidad se concluye que la estructura presenta regularidad estructural en altura y en planta en ambas direcciones, por lo que le corresponde valores de irregularidad  $I_a$  e  $I_p = 1$

- **Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas.**

Este valor se obtiene de multiplicar el valor de coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas por el factor de irregularidad  $R=R_0 \cdot I_a \cdot I_p$ , lo que resulta un valor de  $R= 8$  para ambas direcciones.

- **Resumen de parámetros sísmicos.**

**Tabla 14**

*Parámetros sísmicos identificados*

Parámetros sísmicos para el análisis de la edificación		
Factor	Valor	Descripción
Zona sísmica	2	Jaén- Jaén- Cajamarca
Factor de Zona (Z)	0.25	
Factor de suelo (S)	1.2	S2, suelo intermedio
Factor de uso o importancia (U)	1	C, edificación común
Coeficiente básico de la reducción de fuerzas sísmicas ( $R_0$ )	8	Dirección X pórticos de concreto armado
	8	Dirección Y pórticos de concreto armado
Factor de irregularidad en altura ( $I_a$ )	1	Sin irregularidad
Factor de irregularidad en planta ( $I_p$ )	1	Sin irregularidad
Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (R)	8	Dirección X pórticos de concreto armado
	8	Dirección Y pórticos de concreto armado
Periodo corto (TP)	0.6	Z2, S2
Periodo largo (TL)	2.0	Z2, S2

*Nota:* la tabla resume los parámetros sísmicos característicos del lugar de estudio y el tipo de estructura a analizar.

- **Espectros de diseño.**

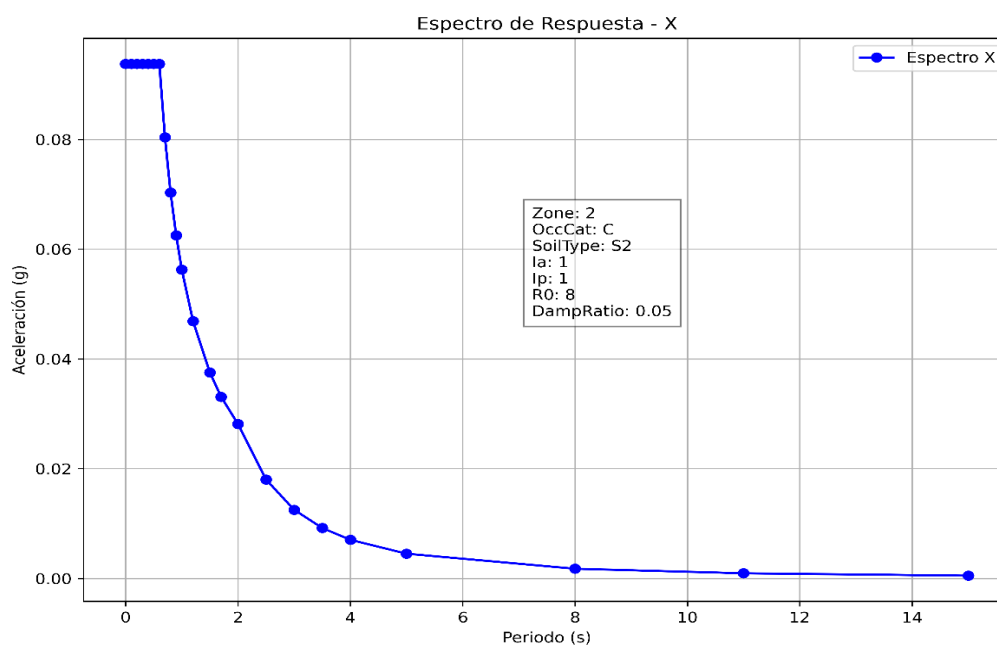
El espectro de respuesta de aceleraciones resume la respuesta sísmica de un sitio en particular, aunque lo más correcto sería realizar estudios de microzonificación sísmica para conocer de manera específica las condiciones del subsuelo y con ello las aceleraciones que habrá en el terreno durante la acción de un evento sísmico los códigos de diseño actuales consideran el efecto de sitio mediante la agrupación de perfiles de suelos similares, de forma tal que el sitio que se analiza este cubierto ante cualquier efecto

local posible. En vista de que los códigos o normativas de diseño tienden a ser más conservadoras en la mayoría de los casos debido a que especifican niveles de movimiento mucho más altos que los que se obtendrían mediante análisis específicos del sitio.

A continuación, las figuras 7 y 8 muestran la construcción del espectro de respuesta sísmica reducido considerando la amenaza sísmica (Zona 2), el perfil de suelo que se ha definido para lugar (Suelo S2), los reductores como la categoría de la edificación (Categoría C), la regularidad estructural (I=1) el sistema estructural (R=8) y por último una amortiguación del 5%.

#### Figura 4

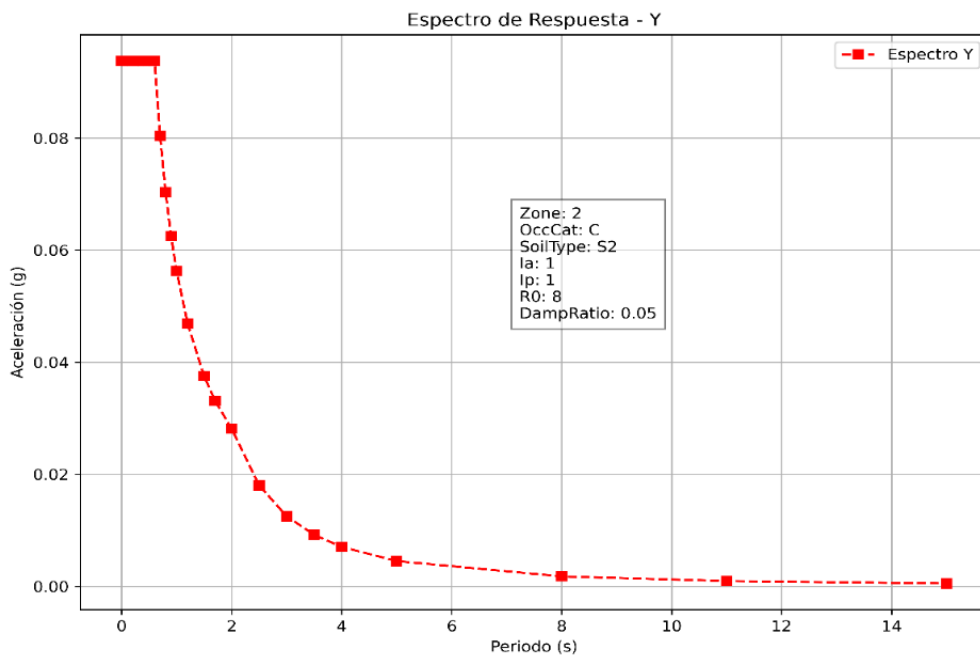
*Espectro de respuesta sísmico para la dirección X-X*



*Nota:* El gráfico representa el espectro aceleración-periodo para la dirección X este fue construido en base a los parámetros de la E.030 y un amortiguamiento de 5%

**Figura 5**

*Espectro de respuesta sísmico para la dirección Y-Y*



*Nota:* El gráfico representa el espectro aceleración-periodo para la dirección Y este fue construido en base a los parámetros de la E.030 y un amortiguamiento de 5%

### 2.2.1.3 Parámetros Geotécnicos.

Los datos presentes a continuación fueron recolectados del estudio de suelos realizado para el proyecto y debido a que es una construcción de propiedad privada no se exigen estudios más de sitio o exploraciones detalladas, fueron complementados con los existentes de estudios anteriores como por ejemplo del Programa de Prevención y Medidas de Mitigación ante Desastres de la Ciudad de Jaén desarrollado por el INDECI, en donde existe data de las propiedades de estudios SPT y de laboratorio que determinan las propiedades del suelo del lugar, sin embargo lo ideal para este estudio sería realizar estudios de refracción sísmica que determinen de mejor manera las características de la respuesta del lugar. Estos datos servirán para determinar cómo se comportará la interfaz suelo-Cimentación ante la ocurrencia de un evento sísmico, pues sirven como entradas

en las ecuaciones planteadas en ambos modelos dinámicos que permiten calcular las rigideces y amortiguamientos para posteriormente ser ingresados en el software que realice el análisis sísmico estructural.

- Resumen de las características del suelo de fundación.

**Tabla 15**

*Resumen de las características del suelo de fundación identificados*

Características del suelo de fundación		
Factor	Valor	Unidad
Peso específico ( $\gamma$ )	1.690	gr/cm <sup>3</sup>
Densidad ( $\rho$ )	0.172	tonf-s/m <sup>4</sup>
Cohesión	0.08	kgf/cm <sup>2</sup>
Angulo de fricción	26	grados
Coefficiente de Poisson	0.35	Arena limosa
Módulo de elasticidad	1500	tonf/m <sup>2</sup> Arena limosa
Capacidad portante	0.96	kgf/cm <sup>2</sup>
Velocidad promedio de propagación de ondas de corte	200	Perfil S2

*Nota:* La tabla resume las características del suelo de fundación identificadas.

**Tabla 16**

*Valores referenciales de parámetros elásticos del suelo*

Parámetros elásticos para varios tipos de suelos		
Tipo de suelo	Módulo de elasticidad, $E_s$ (MN/m <sup>2</sup> )	Coefficiente de Poisson $u_s$
Arena suelta	10-25	0.20-0.40
Arena semidensa	15-30	0.25-0.40
Arena semidensa	35-55	0.30-0.45
Arena limosa	10-20	0.20-0.40
Arena y grava	70-170	0.15-0.35
Arcilla blanda	4-20	
Arcilla media	20-40	0.20-0.5
Arcilla dura	40-100	

*Nota:* Se presenta valores típicos de los parámetros elásticos del suelo, el suelo en estudio está clasificado como arena limosa (SM). Adaptado de *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Séptima edición Braja, 2012*

## **2.2.2. Desarrollo de los modelos dinámicos de Interacción Suelo-Estructura.**

### **2.2.2.1 Modelo dinámico NIST GCR 12-917-21.**

Según la norma NIST GCR 12-917-21 Soil-Structure Interaction for Building Structures, la interacción inercial ocurre cuando la estructura es sometida a un sismo, lo que introduce una fuente significativa de flexibilidad en la base y contribuye a la disipación de energía en la interacción entre la edificación, su cimentación y el suelo. La flexibilidad del suelo, la cimentación y la estructura juegan un papel crucial, especialmente en terrenos más deformables, ya que pueden generar desplazamientos y rotaciones en la base, alterando la distribución de fuerzas y los periodos de vibración de la estructura.

Además, esta norma establece modificaciones aplicables a un sistema de un grado de libertad, las cuales pueden extenderse a sistemas con múltiples grados de libertad, considerando únicamente el primer modo de vibración dominante los movimientos de la cimentación no son iguales a los del terreno en campo libre debido a la interacción cinemática, la cual surge por la presencia de elementos rígidos de cimentación, ya sea en la superficie o enterrados a cierta profundidad. Esta interacción implica efectos como el promedio de las ondas sísmicas en la base y el efecto de embebido, donde la rigidez y resistencia de la cimentación modifican la distribución del movimiento, reduciendo los valores máximos localizados que de otro modo se habrían producido en la zona de contacto con el suelo.

La relación de rigidez entre el suelo y la estructura, representada por  $h/(V_s T)$ , sirve como un indicador relativo para determinar en qué momento los efectos de la Interacción Suelo-Estructura (ISE) se vuelven significativos. En esta fórmula,  $h$  corresponde a la altura efectiva medida hasta el centro de masa de la primera forma modal de la estructura, la cual suele aproximarse al 70% de la altura total del edificio.  $V_s$  representa la velocidad media efectiva de propagación de ondas de corte en el terreno, mientras que  $T$  es la mejor

estimación del período de vibración del edificio asumiendo una base rígida en la dirección de análisis cuando la relación  $h/(V_s T) > 0.1$ , los efectos de la Interacción Suelo-Estructura (ISE) pueden provocar un aumento notable en el período de vibración del edificio y, en general, incrementar el amortiguamiento del sistema. Esto impacta el cálculo del corte basal de diseño, el cual puede aumentar o disminuir según la forma del espectro de respuesta, y también modifica la distribución de las fuerzas y deformaciones dentro de la estructura en comparación con un análisis de base rígida. En estos casos, el uso de resortes y amortiguadores para modelar la flexibilidad y el amortiguamiento en la interfaz suelo-cimentación se vuelve especialmente relevante en estructuras rígidas, como muros de corte y pórticos.

Existen numerosas soluciones de funciones de impedancia para cimentaciones rígidas de forma circular o rectangular, ya sea ubicadas en la superficie o embebidas dentro de un medio elástico o viscoelástico considerado como un medio semi-infinito. En el caso de una cimentación rectangular rígida apoyada sobre la superficie de un medio semi-infinito con una velocidad de onda de corte  $V_s$ , diversos estudios han abordado este tema. Investigaciones como las de Pais y Kausel (1988), Gazetas (1991) y Mylonakis et al. (2006) han recopilado y analizado soluciones de impedancia disponibles en la literatura, proporcionando ecuaciones para calcular la rigidez y amortiguamiento asociados. NIST GCR 12-917-21 (2012).

En esta investigación se utilizará las ecuaciones de Pais y Kausel (1988), para el cálculo de las rigideces traslacionales y rotacionales y los amortiguamientos que se aplicaran a los resortes y amortiguadores que luego se utilizaran en el análisis de este método, iniciaremos con el cálculo de las rigideces cuyas ecuaciones generales se muestran a continuación.

$$k_j = K_j \cdot \alpha_j \cdot \eta_j \quad \dots (1)$$

$$K_j = G \cdot B^m \cdot f\left(\frac{B}{L}, \nu\right) \dots (2)$$

$$\alpha_j = f\left(\frac{B}{L}, a_0\right) \quad \dots (3)$$

$$\eta_j = f\left(\frac{B}{L}, \frac{D}{B}, \frac{d_w}{B}, \frac{A_w}{B \cdot L}\right) \dots (4)$$

Donde:

- $K_j$  es la rigidez del cimientto estático a frecuencia cero para el modo j, y m = 1 para la traslación, y m = 3 para la rotación.
- G es el módulo de corte, este es calculado a partir del módulo de corte máximo (o deformación pequeña)  $G_0$  multiplicado por un factor de reducción.  $G_0 = V_s^2 \cdot \rho_s$  donde  $V_s$  se basa en mediciones geofísicas en el campo, y  $\rho_s$  es la densidad de masa del suelo. El factor de reducción se tomará de la información presentada por ASCE / SEI 7-10, Cargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras (ASCE, 2010), y FEMA P-750, Recomendaciones sísmicas brindadas por NEHRP para nuevos edificios y otras estructuras (FEMA, 2009).

**Tabla 17***Factor de reducción de módulo de corte*

Table 2-1 Values of Shear Wave and Shear Modulus Reduction for Various Site Classes and Shaking Amplitudes (ASCE, 2010, FEMA, 2009)

Site Class	Reduction Factor ( $V_s$ )			Reduction Factor ( $G/G_0$ )		
	$S_{DS}/2.5^{(1)}$			$S_{DS}/2.5^{(1)}$		
	<0.1	0.4	>0.8	<0.1	0.4	>0.8
A	1.00	1.00	1.00	1	1.00	1.00
B	1.00	0.97	0.95	1	0.95	0.90
C	0.97	0.87	0.77	0.95	0.75	0.60
D	0.95	0.71	0.32	0.9	0.50	0.10
E	0.77	0.2	(2)	0.60	0.05	(2)
F	(2)	(2)	(2)	(2)	(2)	(2)

(1)  $S_{DS}$  is the short period spectral response acceleration parameter defined in ASCE/SEI 7-10, use straight line interpolation for intermediate values of  $S_{DS}/2.5$

(2) Value should be evaluated from site-specific analysis

*Nota:* la figura muestra los valores de reducción del módulo de corte para diferentes tipos de suelo y amplitud de aceleración. Adaptado de *Soil-Structure Interaction for Building Structures*. NEHRP 2012

- $\alpha_0 = \frac{\omega \cdot B}{V_s}$  es la frecuencia adimensional que modificara a los modificadores de rigidez dinámica.
- $\eta_j$  representa los modificadores de embebido o empotramiento.
- $B, L, D, d_w, A_w$  representan las condiciones geométricas de la cimentación.
- Módulo de corte.

$$G_0 = V_s^2 \cdot \rho_s \quad \dots (5)$$

$$G_0 = \left(180 \cdot \frac{m}{s}\right)^2 \cdot 0.172 \frac{tonf - s}{m^4} = 5572.8 \frac{tonf}{m^2}$$

El factor de reducción está determinado por la interpolación de los valores de la tabla

presente en la **Tabla 17**, para el valor de  $\frac{S_a}{2.5}$ .

Donde:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \quad \dots (6)$$

$$S_a = \frac{0.25 \cdot 1 \cdot 1.49 \cdot 1.20}{8} = 0.5481$$

$$\frac{S_a}{2.5} = 0.2193$$

Interpolando obtenemos el factor de reducción del módulo de elasticidad.

$F_R = 0.8705$ , entonces el valor de módulo de corte será:

$$G = G_0 \cdot F_r \quad \dots (7)$$

$$G = G_0 \cdot 0.8705 = 4851.1094 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

- Condiciones geométricas de la cimentación.

$$L = \frac{14.50}{2} = 7.25 \text{ m}$$

$$B = \frac{12.3}{2} = 6.15 \text{ m}$$

$$D_f = 1.50 \text{ m}$$

- Frecuencia angular.

Este valor está determinado por la frecuencia angular del modo predominante de la edificación.

$$\omega = 6.3963 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

$$\omega = \frac{2\pi}{T} \quad \dots (8)$$

- Modificadores dinámicos

Cálculo de  $a_0$ .

$$a_0 = \frac{\omega \cdot B}{V_s} \quad \dots (9)$$

$$a_0 = \frac{6.3963 \cdot 6.15}{180} = 0.2185$$

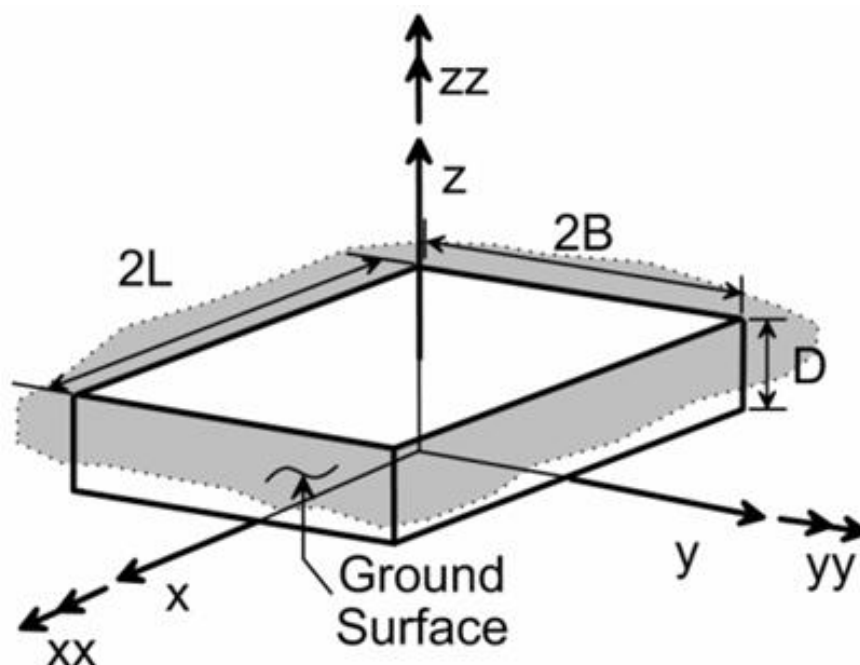
- Cálculo del valor de  $\psi$ .

$$\psi = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2 \cdot \nu}} \quad \dots (10)$$

$$\psi = \sqrt{\frac{2(1-0.40)}{1-2 \cdot 0.40}} = 2.4495$$

**Figura 6**

*Representación gráfica de la flexibilidad del suelo para el modelo NIST GCR 12-917-21.*



Nota: La figura muestra la representación de la interacción dinámica suelo estructura y la dirección de los coeficientes de rigidez. Tomado de *Soil-Structure Interaction for Building Structures*. (p 2-9) NEHRP 2012

- Rigidez Traslacional a largo del eje vertical Z.

$$K_{z,sur} = \frac{G \cdot B}{1 - \nu} \cdot \left[ 3.1 \cdot \left( \frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right] \dots (11)$$

$$K_{z,sur} = \frac{4851.1094 \cdot 6.15}{1 - 0.4} \cdot \left[ 3.1 \cdot \left( \frac{7.25}{6.15} \right)^{0.75} + 1.6 \right] = 291728.6220 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Calculamos el valor del modificador de desplante.

$$\eta_z = \left[ 1 + \left( 0.25 + \frac{0.25}{\frac{L}{B}} \right) \left( \frac{D}{B} \right)^{0.8} \right] \dots (12)$$

$$\eta_z = \left[ 1 + \left( 0.25 + \frac{0.25}{\frac{7.25}{6.15}} \right) \left( \frac{1.5}{6.15} \right)^{0.8} \right] = 1.1494$$

Calculamos el valor del modificador dinámico  $a_z$ .

$$a_z = 1 - \frac{\left[ \left( 0.4 + \frac{0.2}{\frac{L}{B}} \right) \cdot a_0^2 \right]}{\left[ \left( \frac{10}{1 + 3 \cdot \left( \frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2 \right]} \dots (13)$$

$$a_z = 1 - \frac{\left[ \left( 0.4 + \frac{0.2}{\frac{7.55}{6.15}} \right) \cdot 0.2185^2 \right]}{\left[ \left( \frac{10}{1 + 3 \cdot \left( \frac{7.25}{6.15} - 1 \right)} \right) + 0.2185^2 \right]} = 0.9985$$

Luego:

$$K_z = K_{z,sur} \cdot \eta_z \cdot a_z \dots (14)$$

$$K_z = 291728.62 \cdot 1.1494 \cdot 0.9985 = 333934.2176 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Calculamos la rigidez traslacional con amortiguamiento en la dirección Z.

$$\beta_z = \left[ \frac{4 \cdot \psi \left( \frac{L}{B} \right)}{\left( \frac{K_{z,sur}}{G \cdot B} \right)} \right] \left[ \frac{a_0}{2 \cdot a_z} \right] \quad \dots (15)$$

$$\beta_z = \left[ \frac{4 \cdot 2.4495 \cdot \left( \frac{7.25}{6.15} \right)}{\left( \frac{291728.6220}{4851.1094 \cdot 6.15} \right)} \right] \left[ \frac{0.2185}{2 \cdot 0.9985} \right] = 0.1489$$

$$K_{z \text{ amort}} = \frac{2 \cdot K_{z,sur} \cdot (0.05 + \beta_z)}{\omega} \quad \dots (16)$$

$$K_{z \text{ amort}} = \frac{2 \cdot 291728.6220 \cdot (0.05 + 0.1489)}{6.3963} = 181142.6606 \frac{\text{tonf} \cdot \text{s}}{\text{m}}$$

- Rigidez Traslacional a largo del eje Y.

$$K_{y,sur} = \frac{G \cdot B}{2 - \nu} \cdot \left[ 6.8 \cdot \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \cdot \left( \frac{L}{B} \right) + 1.6 \right] \quad \dots (17)$$

$$\begin{aligned} K_{y,sur} &= \frac{4851.1093 \cdot 6.15}{2 - 0.4} \cdot \left[ 6.8 \cdot \left( \frac{7.25}{6.15} \right)^{0.65} + 0.8 \cdot \left( \frac{7.25}{6.15} \right) + 1.6 \right] \\ &= 216576.1232 \frac{\text{tonf}}{\text{m}} \end{aligned}$$

Calculamos el valor del modificador de desplante.

$$\eta_y = \left[ 1 + \left( 0.33 + \frac{1.34}{\frac{L}{B}} \right) \left( \frac{D}{B} \right)^{0.8} \right] \quad \dots (18)$$

$$\eta_z = \left[ 1 + \left( 0.33 + \frac{1.34}{\frac{7.25}{6.15}} \right) \left( \frac{1.5}{6.15} \right)^{0.8} \right] = 1.3056$$

Calculamos el valor del modificador dinámico  $a_y$ .

$$a_y = 1$$

$$K_y = K_{y,sur} \cdot \eta_y \cdot a_y \quad \dots (20)$$

$$K_y = 216576.1232 \cdot 1.3056 \cdot 1 = 282769.6162 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Calculamos la rigidez traslacional con amortiguamiento en la dirección Y.

$$\beta_y = \left[ \frac{4 \cdot \left(\frac{L}{B}\right)}{\left(\frac{K_{y,sur}}{G \cdot B}\right)} \right] \left[ \frac{a_0}{2 \cdot a_y} \right] \quad \dots (21)$$

$$\beta_y = \left[ \frac{4 \cdot \left(\frac{7.25}{6.15}\right)}{\left(\frac{216576.1232}{4851.1094 \cdot 6.15}\right)} \right] \left[ \frac{0.2185}{2 \cdot 1} \right] = 0.0815$$

$$K_{y \text{ amort}} = \frac{2 \cdot K_{y,sur} \cdot (0.05 + \beta_y)}{\omega} \quad \dots (22)$$

$$K_{y \text{ amort}} = \frac{2 \cdot 216576.1232 \cdot (0.05 + 0.0815)}{6.3253} = 8907.6846 \frac{\text{tonf} \cdot \text{s}}{\text{m}}$$

Rigidez Traslacional a lo largo del eje horizontal X.

$$K_{x,sur} = \frac{G \cdot B}{2 - \nu} \cdot \left[ 6.8 \cdot \left(\frac{L}{B}\right)^{0.65} + 2.4 \right] \quad \dots (23)$$

$$K_{x,sur} = \frac{4851.1094 \cdot 6.15}{2 - 0.4} \cdot \left[ 6.8 \cdot \left(\frac{7.25}{6.15}\right)^{0.65} + 2.4 \right] = 213511.0833 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Calculamos el valor del modificador de desplante.

$$\eta_x = \left[ 1 + \left( 0.33 + \frac{1.34}{\frac{L}{B}} \right) \left(\frac{D}{B}\right)^{0.8} \right] \quad \dots (25)$$

$$\eta_x = \left[ 1 + \left( 0.33 + \frac{1.34}{\frac{7.25}{6.15}} \right) \left(\frac{1.5}{6.15}\right)^{0.8} \right] = 1.3056$$

Calculamos el valor del modificador dinámico  $a_x$ .

$$a_x = 1$$

$$K_x = K_{x,sur} \cdot \eta_x \cdot a_x \dots (26)$$

$$K_x = 213511.0833 \cdot 1.3056 \cdot 1 = 278767.7892 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Calculamos la rigidez traslacional con amortiguamiento en la dirección X.

$$\beta_x = \left[ \frac{4 \cdot \left(\frac{L}{B}\right)}{\left(\frac{K_{x,sur}}{G \cdot B}\right)} \right] \left[ \frac{a_0}{2 \cdot a_x} \right] \dots (27)$$

$$\beta_x = \left[ \frac{4 \cdot \left(\frac{7.25}{6.15}\right)}{\left(\frac{213511.0833}{4851.1094 \cdot 6.15}\right)} \right] \left[ \frac{0.2185}{2 \cdot 1} \right] = 0.0827$$

$$K_{x \text{ amort}} = \frac{2 \cdot K_{x,sur} \cdot (0.05 + \beta_x)}{\omega} \dots (28)$$

$$K_{x \text{ amort}} = \frac{2 \cdot 213511.0833 \cdot (0.05 + 0.0827)}{6.3963} = 8859.7655 \frac{\text{tonf} \cdot \text{s}}{\text{m}}$$

- Rigidez rotacional en el eje Z.

$$K_{zz,sur} = G \cdot B^3 \cdot \left[ 4.25 \cdot \left(\frac{L}{B}\right)^{2.45} + 4.06 \right] \dots (29)$$

$$\begin{aligned} K_{zz,sur} &= 4851.1094 \cdot 6.15^3 \cdot \left[ 4.25 \cdot \left(\frac{7.25}{6.15}\right)^{2.45} + 4.06 \right] \\ &= 13507538.8821 \frac{\text{tonf}}{\text{m}} \end{aligned}$$

Calculamos el valor del modificador de desplante.

$$\eta_{zz} = \left[ 1 + \left( 1.3 + \frac{1.32}{\frac{L}{B}} \right) \left(\frac{D}{B}\right)^{0.9} \right] \dots (30)$$

$$\eta_{zz} = \left[ 1 + \left( 1.3 + \frac{1.32}{\frac{7.25}{6.15}} \right) \left(\frac{1.5}{6.15}\right)^{0.9} \right] = 1.6796$$

Calculamos el valor del modificador dinámico  $a_{zz}$ .

$$a_{zz} = 1 - \left[ \frac{\left( 0.33 - 0.03 \sqrt{\frac{L}{B} - 1} \right) \cdot a_0^2}{\left( \frac{0.8}{1 + 0.33 \cdot \left( \frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2} \right] \dots (30)$$

$$a_{zz} = 1 - \left[ \frac{\left( 0.33 - 0.03 \sqrt{\frac{7.25}{6.15} - 1} \right) \cdot 0.2185^2}{\left( \frac{0.8}{1 + 0.33 \cdot \left( \frac{7.25}{6.15} - 1 \right)} \right) + 0.2185^2} \right] = 0.9811$$

Luego:

$$K_{zz} = K_{zz,sur} \cdot \eta_{zz} \cdot a_{zz} \dots (31)$$

$$K_{zz} = 13507538.8821 \cdot 16796 \cdot 0.9811 = 22259331.5242 \frac{tof}{m}$$

Calculamos la rigidez rotacional con amortiguamiento en la dirección Z.

$$\beta_{zz} = \frac{\frac{4}{3} \cdot \left[ \left( \frac{L}{B} \right)^3 + \left( \frac{L}{B} \right) \right] \cdot a_0^2}{\left( \frac{K_{zz,sur}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left[ \left( \frac{1.4}{1 + 3 \cdot \left( \frac{L}{B} - 1 \right)^{0.7}} \right) + a_0^2 \right]} \cdot \left[ \frac{a_0}{2 \cdot a_{zz}} \right] \dots (32)$$

$$\beta_{zz} = \frac{\frac{4}{3} \cdot \left[ \left( \frac{7.25}{6.15} \right)^3 + \left( \frac{7.25}{6.15} \right) \right] \cdot 0.2185^2}{\left( \frac{13507538.8821}{4851.1094 \cdot 6.15^3} \right) \cdot \left[ \left( \frac{1.4}{1 + 3 \cdot \left( \frac{7.25}{6.15} - 1 \right)^{0.7}} \right) + 0.2185^2 \right]} \cdot \left[ \frac{0.2185}{0.9811} \right]$$

$$= 0.0024$$

Luego:

$$K_{zz \text{ amort}} = \frac{2 \cdot K_{zz, \text{sur}} \cdot (0.05 + \beta_{zz})}{\omega} \dots (33)$$

$$K_{zz \text{ amort}} = \frac{2 \cdot 13507538.8821 \cdot (0.05 + 0.0024)}{6.3963} = 221495.4345 \frac{\text{tonf} \cdot \text{s}}{\text{m}}$$

- Rigidez torsional a largo del eje Y.

$$K_{yy, \text{sur}} = \frac{G \cdot B^3}{1 - \nu} \cdot \left[ 3.73 \cdot \left( \frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right] \dots (34)$$

$$\begin{aligned} K_{yy, \text{sur}} &= \frac{48511094 \cdot 6.15^3}{1 - 0.4} \cdot \left[ 3.73 \cdot \left( \frac{7.25}{6.15} \right)^{2.4} + 0.27 \right] \\ &= 12544321.3899 \frac{\text{tonf}}{\text{m}} \end{aligned}$$

Calculamos el valor del modificador de desplante.

$$\eta_{yy} = \left[ 1 + \frac{D}{B} + \left( \frac{1.6}{0.35 + \left( \frac{L}{B} \right)^4} \right) \left( \frac{D}{B} \right)^2 \right] \dots (35)$$

$$\eta_{yy} = \left[ 1 + \frac{1.5}{6.15} + \left( \frac{1.6}{0.35 + \left( \frac{7.25}{6.15} \right)^4} \right) \left( \frac{1.5}{6.15} \right)^2 \right] = 1.285$$

Calculamos el valor del modificador dinámico  $a_{yy}$ .

$$a_{yy} = 1 - \left[ \frac{0.55 \cdot a_0^2}{\left( \left( 0.6 + \frac{1.4}{\left( \frac{L}{B} \right)^3} \right) + a_0^2 \right)} \right] \dots (36)$$

$$a_{yy} = 1 - \left[ \frac{0.55 \cdot 0.2185^2}{\left( 0.6 + \frac{1.4}{\left( \frac{7.25}{6.15} \right)^3} \right) + 0.2185^2} \right] = 0.9825$$

Luego:

$$K_{yy} = K_{yy,sur} \cdot \eta_{yy} \cdot a_{yy} \quad \dots (37)$$

$$K_{yy} = 12544321.3839 \cdot 1.2856 \cdot 0.9825 = 15845306.2592 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Calculamos la rigidez de balanceo con amortiguamiento en la dirección Y

$$\beta_{yy} = \left[ \frac{4 \cdot \frac{\psi}{3} \cdot \left( \frac{L}{B} \right)^3 a_0^2}{\left( \frac{K_{yy,sur}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left[ \frac{1.78}{1 + 1.75 \cdot \left( \frac{L}{B} - 1 \right)} \right]} \right] \left[ \frac{a_0}{2 \cdot a_{yy}} \right] \quad \dots (38)$$

$$\beta_{yy} = \left[ \frac{4 \cdot \frac{2.4495}{3} \cdot \left( \frac{7.25}{6.15} \right)^3 \cdot 0.2185^2}{\left( \frac{12544321.3839}{4851.1094 \cdot 6.15^3} \right) \cdot \left[ \frac{1.78}{1 + 1.75 \cdot \left( \frac{7.25}{6.15} - 1 \right)} \right]} \right] \left[ \frac{0.2185}{2 \cdot 0.9825} \right] = 0.0021$$

Luego:

$$K_{yy \text{ amort}} = \frac{2 \cdot K_{yy,sur} \cdot (0.05 + \beta_{yy})}{\omega} \quad \dots (39)$$

$$K_{yy \text{ amort}} = \frac{2 \cdot 12544321.3839 \cdot (0.05 + 0.0021)}{6.3963} = 204503.3354 \frac{\text{tonf} \cdot \text{s}}{\text{m}}$$

- Rigidez rotacional a lo largo del eje horizontal X.

$$K_{xx,sur} = \frac{G \cdot B^3}{1 - \nu} \cdot \left[ 3.2 \cdot \left( \frac{L}{B} \right) + 0.8 \right] \quad \dots (40)$$

$$K_{xx,sur} = \frac{4851.1094 \cdot 6.15^3}{1 - 0.4} \cdot \left[ 6.8 \cdot \left( \frac{7.25}{6.15} \right) + 0.8 \right] = 9878426.0856 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Calculamos el valor del modificador de desplante.

$$\eta_{xx} = \left[ 1 + \frac{D}{B} + \left( \frac{1.6}{0.35 + \frac{L}{B}} \right) \left( \frac{D}{B} \right)^2 \right] \quad \dots (41)$$

$$\eta_{xx} = \left[ 1 + \frac{2}{6.15} + \left( \frac{1.6}{0.35 + \frac{7.25}{6.15}} \right) \left( \frac{1.5}{6.15} \right)^2 \right] = 1.3062$$

Calculamos el valor del modificador dinámico  $a_{xx}$ .

$$a_{xx} = 1 - \frac{\left( 0.55 + 0.01 \cdot \sqrt{\frac{L}{B} - 1} \right) \cdot a_0^2}{\left( 2.4 - \frac{0.4}{\left( \frac{L}{B} \right)^3} \right) + a_0^2} \quad \dots (42)$$

$$a_{xx} = 1 - \frac{\left( 0.55 + 0.01 \cdot \sqrt{\frac{7.25}{6.15} - 1} \right) \cdot 0.2185^2}{\left( 2.4 - \frac{0.4}{\left( \frac{7.25}{6.15} \right)^3} \right) + 0.2185^2} = 0.9882$$

Luego:

$$K_{xx} = K_{xx,sur} \cdot \eta_{xx} \cdot a_{xx} \quad \dots (43)$$

$$K_{xx} = 9878426.0856 \cdot 1.3062 \cdot 0.9882 = 12750170.0633 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Calculamos la rigidez con amortiguamiento en la dirección X.

$$\beta_{xx} = \frac{4 \cdot \frac{\psi}{3} \cdot \left(\frac{L}{B}\right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{K_{xx,sur}}{G \cdot B^3}\right) \cdot \left[2 \cdot 2 - \frac{0.4}{\left(\frac{L}{B}\right)^3} + a_0^2\right]} \left[\frac{a_0}{2 \cdot a_{xx}}\right] \dots (44)$$

$$\beta_{xx} = \frac{4 \cdot \frac{2.4495}{3} \cdot \left(\frac{7.25}{6.15}\right) \cdot 0.2185^2}{\left(\frac{9878462.0856}{4851.1094 \cdot 6.15^3}\right) \cdot \left[2 \cdot 2 - \frac{0.4}{\left(\frac{7.25}{6.15}\right)^3} + 0.2185^2\right]} \left[\frac{0.2185}{2 \cdot 0.9882}\right]$$

$$= 0.0011$$

Luego:

$$K_{xx \text{ amort}} = \frac{2 \cdot K_{xx,sur} \cdot (0.05 + \beta_x)}{\omega} \dots (45)$$

$$K_{xx \text{ amort}} = \frac{2 \cdot 9878426.0856 \cdot (0.05 + 0.0011)}{6.3963} = 157773.7956 \frac{\text{tonf} \cdot \text{s}}{\text{m}}$$

### 2.2.1.2 Modelo dinámico Norma Rusa SNIP 02.02.05-87

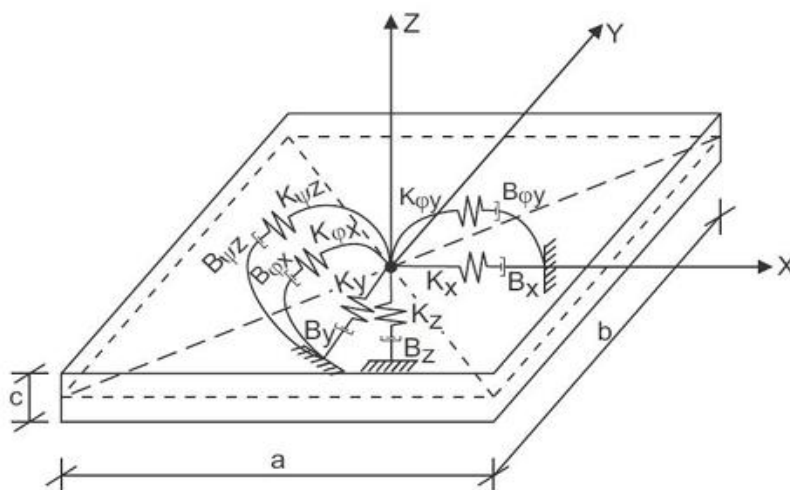
Este es un modelo dinámico que se encuentra presentado y desarrollado por el Dr. Genner Villareal Castro, en ella la interacción suelo-estructura se puede resumir como el contacto dinámico entre el suelo y la cimentación, transmitiendo este último el movimiento al edificio, siendo dicho tipo de análisis el real, ya que se analiza todo como un trinomio suelo-cimentación superestructura. La amplitud de las vibraciones y los esfuerzos dinámicos en la base se pueden determinar como resultado de la solución de los

problemas de contacto dinámico. Para ello, la cimentación debe ser analizada como un cuerpo sólido indeformable o infinitamente rígido.

El modelo físico de la base para cada uno de los 6 desplazamientos (3 lineales en las direcciones de los ejes coordenados y 3 rotacionales alrededor de los ejes coordenados) se muestra en la forma de resortes y amortiguadores **Figura 7**. En este caso el resorte caracteriza la rigidez cuasiestática de la base y el amortiguador la rigidez acústica de la base y describe la emisión de ondas planas, que surgen como resultado de la interacción del cuerpo rígido con el medio elástico. El resultado exacto del problema del contacto dinámico suelo-estructura para edificaciones con plateas de cimentación no ha sido resuelto y solo se tienen soluciones asintóticas, las cuales no describen la curvatura de la onda emitida por el cuerpo sólido, incrementando el porcentaje de energía en la base.

### Figura 7

*Representación gráfica de los valores de rigides y amortiguamiento para el modelo dinámico SNIP 02.02.05-87*



Nota: La figura muestra la esquematización de la interacción dinámica suelo-estructura y la forma en que se aplica en una platea de cimentación. Tomado de *Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con plateas de cimentación*. Villareal. C. 2017.

- $K_x, K_y$  coeficientes de rigidez de compresión elástica uniforme (T/m)
- $K_z$  coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico uniforme (T/m)
- $K_{\phi_x}, K_{\phi_y}$  coeficientes de rigidez de compresión elástica no uniforme (T.m)
- $K_{\psi_z}$  - coeficiente de rigidez de desplazamiento elástico no uniforme (T.m)

El Dr. Villareal también establece los 2 requisitos básicos para la realización de este análisis.

- 1) La cimentación debe ser analizada como un cuerpo absolutamente rígido, para ello, se deben de asignar las siguientes propiedades: Módulo de elasticidad de la cimentación  $E=9 \times 10^8 \text{ tonf/m}^2$ , = Coeficiente de Poisson  $\mu = 0.05$  y Coeficiente de expansión térmica  $\alpha = 1.17 \times 10^5 \text{ C}^{-1}$ .
- 2) En el sistema dinámico suelo-estructura, la cimentación debe ser descrita como una masa puntual en el centro de gravedad de la platea.

A continuación, se mostrará el proceso de cálculo de la rigideces y amortiguamiento para la cimentación utilizando el modelo dinámico de la Norma Rusa SNIP 02.02.05-87.

- **Datos:**

- Peso sísmico de la edificación:  $P = 1187.4872 \text{ tonf}$
- Lado largo de la cimentación  $A = 14.50 \text{ m}$
- Lado corto de la cimentación  $B = 12.30 \text{ m}$
- Espesor de la cimentación  $C = 0.50 \text{ m}$
- Coeficiente de Poisson del suelo  $\mu = 0.40$
- Módulo de elasticidad del suelo  $E = 1500 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$
- Capacidad portante del suelo  $Q_{adm} = 0.96 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

- Peso específico del concreto  $\gamma_{\text{concreto}} = 2.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$
- Cálculo de las masas de la platea.

$$M_t = \frac{A \cdot B \cdot C \cdot \gamma_{\text{concreto}}}{g} \quad \dots (46)$$

$$M_t = \frac{14.50 \cdot 12.30 \cdot 0.5 \cdot 2.4}{9.81} = 21.8165 \text{ tonf} \cdot \frac{\text{s}^2}{\text{m}}$$

$$M_x = M_y = M_t$$

$$M_{\varphi x'} = M_t \cdot \left(\frac{C}{2}\right)^2 + M_t \cdot \left(\frac{A^2}{12}\right) \quad \dots (47)$$

$$M_{\varphi x'} = 21.8165 \cdot \left(\frac{0.5}{2}\right)^2 + 21.8165 \cdot \left(\frac{14.5^2}{12}\right) = 383.607 \text{ tonf} \cdot \text{s}^2 \cdot \text{m}$$

$$M_{\varphi y'} = M_t \cdot \left(\frac{C}{2}\right)^2 + M_t \cdot \left(\frac{B^2}{12}\right) \quad \dots (48)$$

$$M_{\varphi y'} = 21.8165 \cdot \left(\frac{0.5}{2}\right)^2 + 21.8165 \cdot \left(\frac{12.3^2}{12}\right) = 276.4152 \text{ tonf} \cdot \text{s}^2 \cdot \text{m}$$

$$M_{\varphi z'} = \frac{M_t \cdot (A^2 + B^2)}{12} \quad \dots (49)$$

$$M_{\varphi z'} = \frac{21.8165 \cdot (14.5^2 + 12.3^2)}{12} = 657.2992 \text{ tonf} \cdot \text{s}^2 \cdot \text{m}$$

- Coeficiente de corrección de unidad de medida  $b_0$

Asumido para suelos arenosos igual a 1; para arenas arcillosas 1,2; para arcillas, cascajos, gravas, cantos rodados, arenas densas y muy densas igual a 1,5.

$$b_0 = 1.2 \text{ m}^{-1}$$

- Coeficiente de compresión elástica uniforme.

$$C_z = b_0 \cdot E \cdot \left( 1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A \cdot B}} \right) \quad \dots (50)$$

$$C_z = 1.2 \cdot 1500 \cdot \left( 1 + \sqrt{\frac{10}{12.3 \cdot 14.5}} \right) = 2226.2221 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

- Determinamos los coeficientes de desplazamiento elástico uniforme, compresión elástica no uniforme y desplazamiento elástico no uniforme:

$$C_x = 0.7 \cdot C_z \quad \dots (51)$$

$$C_x = 0.7 \cdot 2226.2221 = 1558.355 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

$$C_{\varphi x} = 2 \cdot C_z$$

$$C_{\varphi x} = C_{\varphi y} = 2 \cdot 2226.2221 = 4452.4442 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

$$C_{\varphi z} = C_z$$

$$C_{\varphi z} = 2226.2221 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

- Calculamos los coeficientes de rigidez.

$$K_x = C_x \cdot A \cdot B \quad \dots (52)$$

$$K_x = K_y = 1558.355 \cdot 12.3 \cdot 14.5 = 277932.6961 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$K_z = C_z \cdot A \cdot B \quad \dots (53)$$

$$K_z = 2226.2221 \cdot 12.3 \cdot 14.50 = 397046.7087 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$K_{\varphi x} = C_{\varphi x} \cdot I_x \quad \dots (54)$$

$$K_{\varphi x} = 4452.4442 \cdot \frac{12.5 \cdot 14.50^3}{12} = 13913178.417 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$K_{\varphi y} = C_{\varphi y} \cdot I_y \quad \dots (55)$$

$$K_{\varphi y} = 4452.4442 \cdot \frac{12.3^3 \cdot 14.5}{12} = 10011532.7596 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$K_{\varphi z} = C_{\varphi z} \cdot I_z \quad \dots (56)$$

$$K_{\varphi z} = 2226.2221 \cdot \left( \frac{12.3 \cdot 14.5^3 + 12.3^3 \cdot 14.5}{12} \right) = 11962355.5883 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

- Calculamos las características de la amortiguación relativa para las vibraciones verticales.

$$\beta_z = 2 \cdot \sqrt{\frac{E}{C_z} \cdot Q_{adm}} \quad \dots (57)$$

$$\beta_z = 2 \sqrt{\frac{1500}{2226.2221 \cdot 9.60}} = 0.5299$$

- Calculamos las amortiguaciones relativas para las vibraciones horizontales y rotacionales.

$$\beta_x = 0.6 \cdot \beta_z \quad \dots (58)$$

$$\beta_x = \beta_y = 0.6 \cdot 0.5299 = 0.3179$$

$$\beta_{\varphi x} = 0.5 \cdot \beta_z \quad \dots (59)$$

$$\beta_{\varphi x} = \beta_{\varphi y} = 0.5 \cdot 0.5299 = 0.2649$$

$$\beta_{\varphi z} = 0.3 \cdot \beta_z \quad \dots (60)$$

$$\beta_{\varphi z} = 0.3 \cdot 0.5299 = 0.159$$

- Determinamos las características de amortiguamiento.

$$B_x = 2 \cdot \beta_x \cdot \sqrt{K_x \cdot M_x} \quad \dots (61)$$

$$B_x = B_y = 2 \cdot 0.3179 \cdot \sqrt{277932.6961 \cdot 21.8165} = 1565.6674 \text{ tonf} \cdot \frac{s}{m}$$

$$B_z = 2 \cdot \beta_z \cdot \sqrt{K_z \cdot M_z} \quad \dots (62)$$

$$B_z = 2 \cdot 0.5299 \cdot \sqrt{397046.7087 \cdot 21.8165} = 3118.8841 \text{ tonf} \cdot \frac{s}{m}$$

$$B_{\varphi_x} = 2 \cdot \beta_{\varphi_x} \cdot \sqrt{K_{\varphi_x} \cdot M_{\varphi_x'}} \quad \dots (63)$$

$$B_{\varphi_x} = 2 \cdot 0.2649 \cdot \sqrt{13913178.417 \cdot 383.607} = 38709.0242$$

$$B_{\varphi_y} = 2 \cdot \beta_{\varphi_y} \cdot \sqrt{K_{\varphi_y} \cdot M_{\varphi_y'}} \quad \dots (64)$$

$$B_{\varphi_y} = 2 \cdot 0.2649 \cdot \sqrt{10011532.7596 \cdot 276.4152} = 27873.213 \text{ tonf} \cdot m \cdot s$$

$$B_{\varphi_z} = 2 \cdot \beta_{\varphi_z} \cdot \sqrt{K_{\varphi_z} \cdot M_{\varphi_z'}} \quad \dots (65)$$

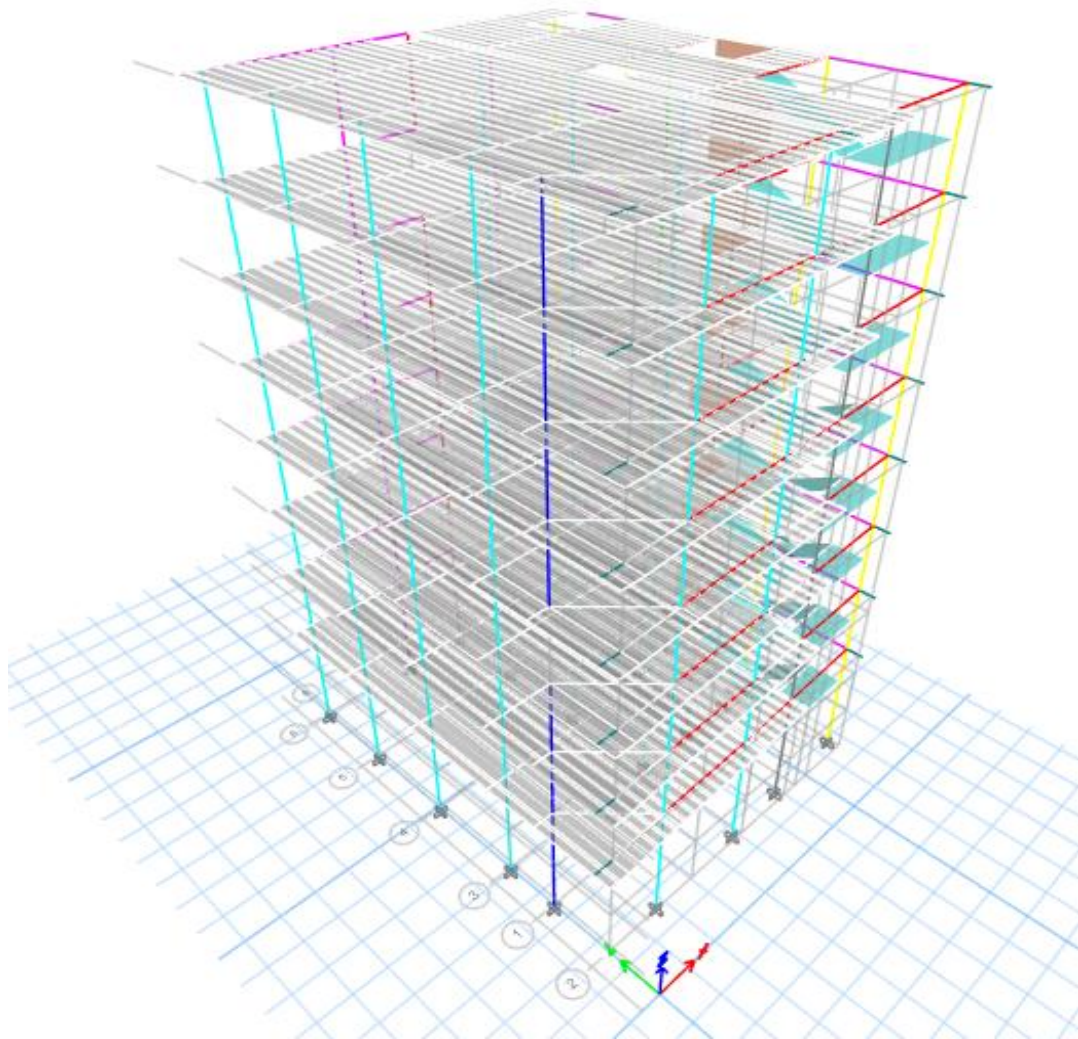
$$B_{\varphi_z} = 2 \cdot 0.159 \cdot \sqrt{11962355.5883 \cdot 657.2992} = 28190.034 \text{ tonf} \cdot m \cdot s$$

### 2.2.3. Análisis estructural usando el software ETABS V 22

Es este apartado usamos los datos recopilados en los acápites anteriores como dimensiones de elementos estructurales, propiedades de los materiales, para modelar la estructura y realizar el análisis sísmico usando el método tradicional de base empotrada y los modelos ISE, esto nos permitirá conocer los valores de periodos de vibración, desplazamientos, derivas y fuerzas en los elementos estructurales.

**Figura 8**

*Vista 3D del edificio de 8 niveles a ser analizado.*



*Nota:* la figura representa el modelo 3D de la estructura a analizar, se puede visualizar las columnas, vigas y losas aligeradas.

- Creación de grillas que representan las dimensiones de la estructura.

Se ha definido las grillas que ayudaran a la ubicación de geométrica de los elementos verticales y horizontales. se ha considerado los ejes en el centro de los elementos verticales.

**Figura 9**

*Definición de grilla en planta y elevación.*

The screenshot shows a software interface for defining grid systems. It includes several sections:

- Grid System Name:** G1
- System Origin:** Global X: 0 m, Global Y: 0 m, Rotation: 0 deg
- Story Range Option:** Default - All Stories (selected), User Specified (unselected). Top Story: Story8, Bottom Story: Base.
- Options:** Bubble Size: 0.9 m, Grid Color: [Grey]
- Rectangular Grids:**
  - X Grid Data:**

Grid ID	X Ordinate (m)	Visible	Bubble Loc
A	0	Yes	End
B	3.73	Yes	End
C	6.2	Yes	End
D	8.5	Yes	End
E	9.125	Yes	End
F	9.775	Yes	End
  - Y Grid Data:**

Grid ID	Y Ordinate (m)	Visible	Bubble Loc
1	1.95	Yes	Start
2	4.25	Yes	Start
3	6.2	Yes	Start
4	9.66	Yes	Start
5	13.01	Yes	Start
6	15.985	Yes	Start
- General Grids:**

Grid ID	X1 (m)	Y1 (m)	X2 (m)	Y2 (m)	Visible	Bubble Loc
	-0.725	0	-0.725	18	Yes	End
- Story Data:**

Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color
Story8	2.8	24.4	Yes	None	No	0	Magenta
Story7	2.8	21.6	Yes	None	No	0	Blue
Story6	2.8	18.8	Yes	None	No	0	Red
Story5	2.8	16	Yes	None	No	0	Cyan
Story4	2.8	13.2	Yes	None	No	0	Green
Story3	2.8	10.4	No	Story4	No	0	Yellow
Story2	2.8	7.6	No	Story4	No	0	Grey
Story1	4.8	4.8	No	Story4	No	0	Blue
Base		0					

*Nota:* en la figura se muestra la definición de las dimensiones en planta y en altura que tendrá la estructura.

- Definición de materiales

Se ha configurado en el programa los siguientes materiales:

- Concreto de  $f'c=210 \text{ kgf/cm}^2$ ,
- Acero  $f_y= 4200 \text{ kgf/cm}^2$

**Figura 10**

*Definición de materiales en el software ETABS V 22.*

**E Material Property Data**

**General Data**

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

**Material Weight and Mass**

Specify Weight Density  Specify Mass Density

Weight per Unit Volume:  tonf/m<sup>3</sup>

Mass per Unit Volume:  tonf-s<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E:  tonf/m<sup>2</sup>

Poisson's Ratio, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A:  1/F

Shear Modulus, G:  tonf/m<sup>2</sup>

**Design Property Data**

**Advanced Material Property Data**

**Modulus of Rupture for Cracked Deflections**

Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)

User Specified

**Material Property Data**

**General Data**

Material Name: Acero fy=4200 kgf/cm2

Material Type: Rebar

Directional Symmetry Type: Uniaxial

Material Display Color:  Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

**Material Weight and Mass**

Specify Weight Density       Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 7.849 tonf/m<sup>3</sup>

Mass per Unit Volume: 0.80038 tonf-s<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 20389019.16 tonf/m<sup>2</sup>

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000065 1/F

**Design Property Data**

Modify/Show Material Property Design Data...

**Advanced Material Property Data**

Nonlinear Material Data...      Material Damping Properties...

Time Dependent Properties...

OK      Cancel

*Nota:* En la figura se aprecia las características mecánicas de los materiales concreto y acero de los que estará compuesto los elementos estructurales del edificio.

El concreto se ha definido con una resistencia a la compresión de 210 kgf/cm<sup>2</sup>, un peso volumétrico de 2400 kgf/m<sup>3</sup> y un módulo de elasticidad calculado con la fórmula de La,  $1500\sqrt{f'c}$ , establecida en el artículo 8.5 de la Norma E.060. y un coeficiente de Poisson

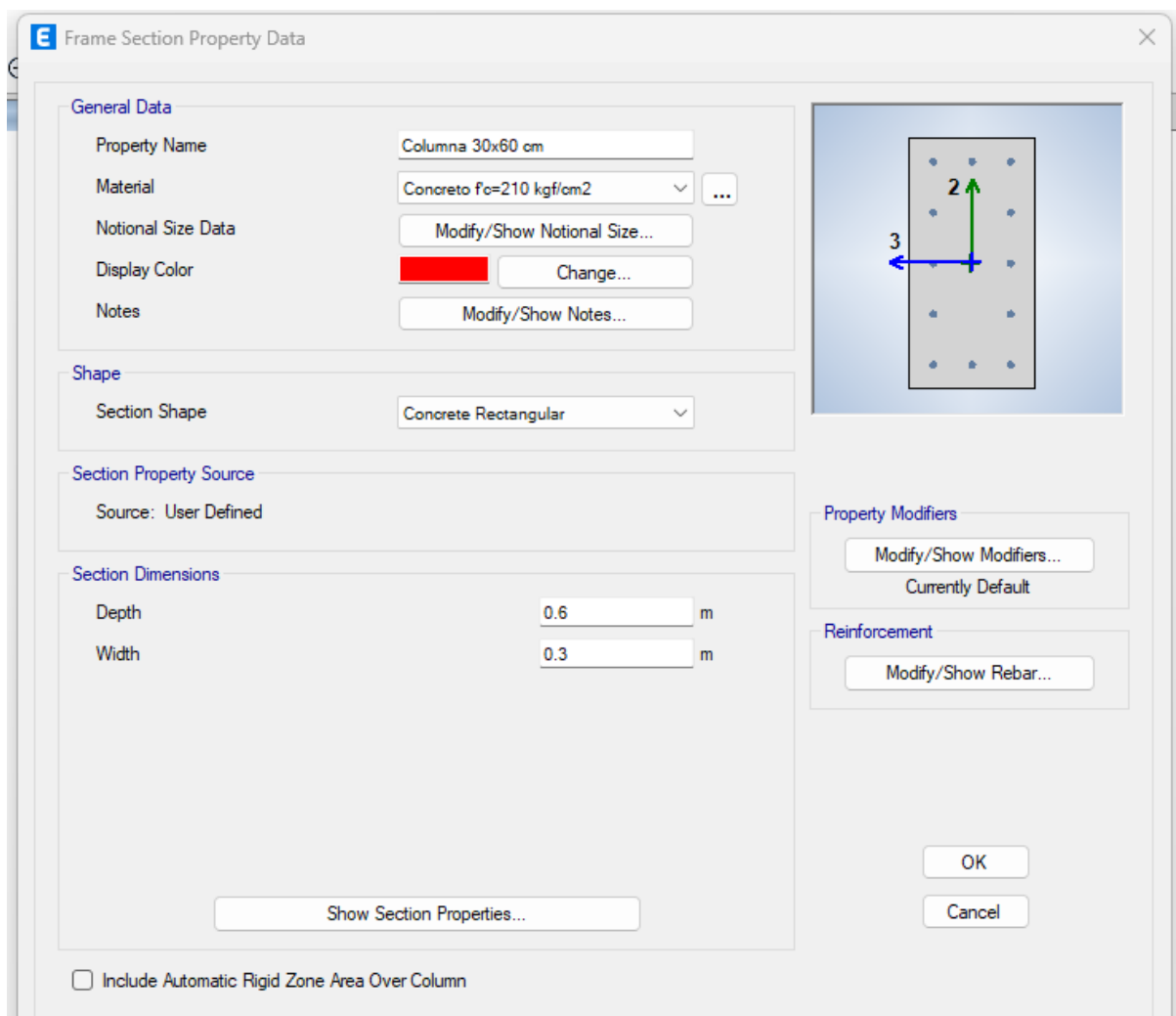
de 0.15. Por su parte el acero utilizado es el grado 60 que cuenta con una fluencia de 4200 kgf/cm<sup>2</sup>, módulo de elasticidad de 2'000'000 kgf/cm<sup>2</sup>.

- **Definición de elementos estructurales:**

Se ha definido los elementos estructurales con las dimensiones, materiales y refuerzos según los determinados en los planos de estructuras de la edificación.

### Figura 11

*Definición de elementos tipo columna*





**E** Frame Section Property Data

**General Data**

Property Name:

Material:  ...

Notional Size Data:

Display Color:

Notes:

**Shape**

Section Shape:

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Depth:  m

Width:  m

**Property Modifiers**

Currently Default

**Reinforcement**

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

*Nota:* En la figura se puede visualizar la definición de las dimensiones de las columnas que posteriormente serán modeladas en las ubicaciones que determina los planos.

Figura 12

*Definición de elementos tipo viga*

**Frame Section Property Data**

**General Data**

Property Name: Viga 30x50 cm

Material: Concreto  $f_c=210$  kgf/cm<sup>2</sup>

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color:   Change...

Notes: Modify/Show Notes...

**Shape**

Section Shape: Concrete Rectangular

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Depth: 0.5 m

Width: 0.3 m

**Property Modifiers**

Modify/Show Modifiers...  
Currently User Specified

**Reinforcement**

Modify/Show Rebar...

Show Section Properties...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

OK  
Cancel

**E** Frame Section Property Data ×

**General Data**

Property Name:

Material:  ...

Notional Size Data:

Display Color:  (Color: Magenta)

Notes:

**Shape**

Section Shape:

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Depth:  m

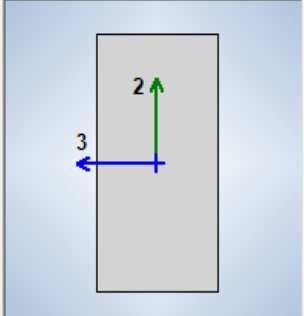
Width:  m

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

**Property Modifiers**

Currently User Specified

**Reinforcement**



**E** Frame Section Property Data X

**General Data**

Property Name:

Material:  ...

Notional Size Data:

Display Color:

Notes:

**Shape**

Section Shape:

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Depth:  m

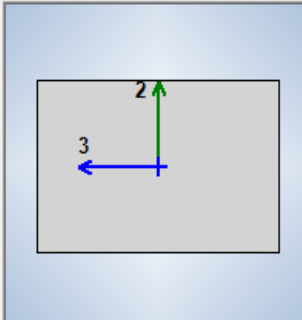
Width:  m

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

**Property Modifiers**

Currently User Specified

**Reinforcement**



*Nota:* se presenta la definición de las dimensiones y el material con las que fueron modeladas las vigas.

**Figura 13**

*Definición de elementos tipo Shell (losa aligerada)*

General Data	
Property Name	Aligerado e= 20cm DY
Slab Material	Concreto f <sub>c</sub> =210 kgf/cm <sup>2</sup>
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Modeling Type	Shell-Thin
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	Change...
Property Notes	Modify/Show...

Property Data	
Type	Ribbed
Overall Depth	20 cm
Slab Thickness	5 cm
Stem Width at Top	10 cm
Stem Width at Bottom	10 cm
Rib Spacing (Perpendicular to Rib Direction)	40 cm
Rib Direction is Parallel to	Local 2 Axis

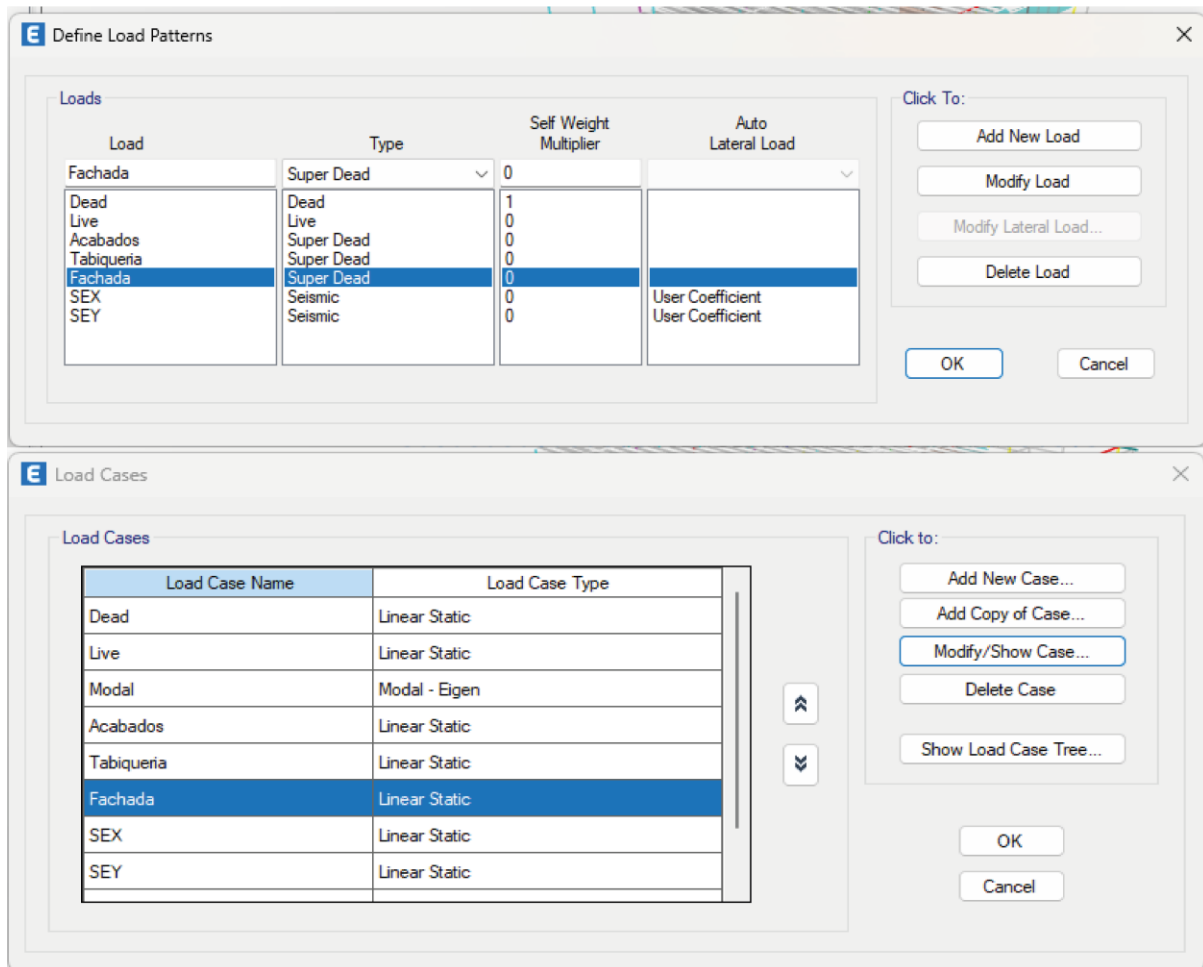
*Nota:* Se visualiza la definición del elemento losa de entrepiso que será del tipo aligerado con espesor de 20 cm

- **Definición de patrones de carga y aplicación de cargas.**

Se ha considerado las cargas conforme a lo establecido en la norma E020 Cargas, además se ha definido los casos sísmicos estáticos y dinámicos conforme a la norma E030 Diseño Sismorresistente.

Figura 14

Definición de patrones de carga y casos de carga



*Nota:* En la figura se aprecia la definición de patrones y casos de carga en los que se incluye las cargas vivas, muertas y cargas de sismo.

**Figura 15**

*Definición de cargas a aplicar en losas (Carga viva y muerta)*

The figure displays four instances of the 'Shell Uniform Load Set Data' dialog box, each showing the configuration for a different load set. Each dialog includes a text field for the 'Uniform Load Set Name', a table for 'Load Set Loads', and 'Add' and 'Delete' buttons. A note at the bottom of each dialog states: 'Note: Loads are in the gravity direction.' Below the dialog boxes are 'OK' and 'Cancel' buttons.

**COMERCIO**

Load Pattern	Load Value (tonf/m <sup>2</sup> )
Live	0.5
Tabiquería	0.1
Acabados	0.1

**DEPARTAMENTOS**

Load Pattern	Load Value (tonf/m <sup>2</sup> )
Live	0.25
Acabados	0.1
Tabiquería	0.1

**ESCALERAS**

Load Pattern	Load Value (tonf/m <sup>2</sup> )
Live	0.4

**TERRAZA**

Load Pattern	Load Value (tonf/m <sup>2</sup> )
Live	0.1
Acabados	0.1

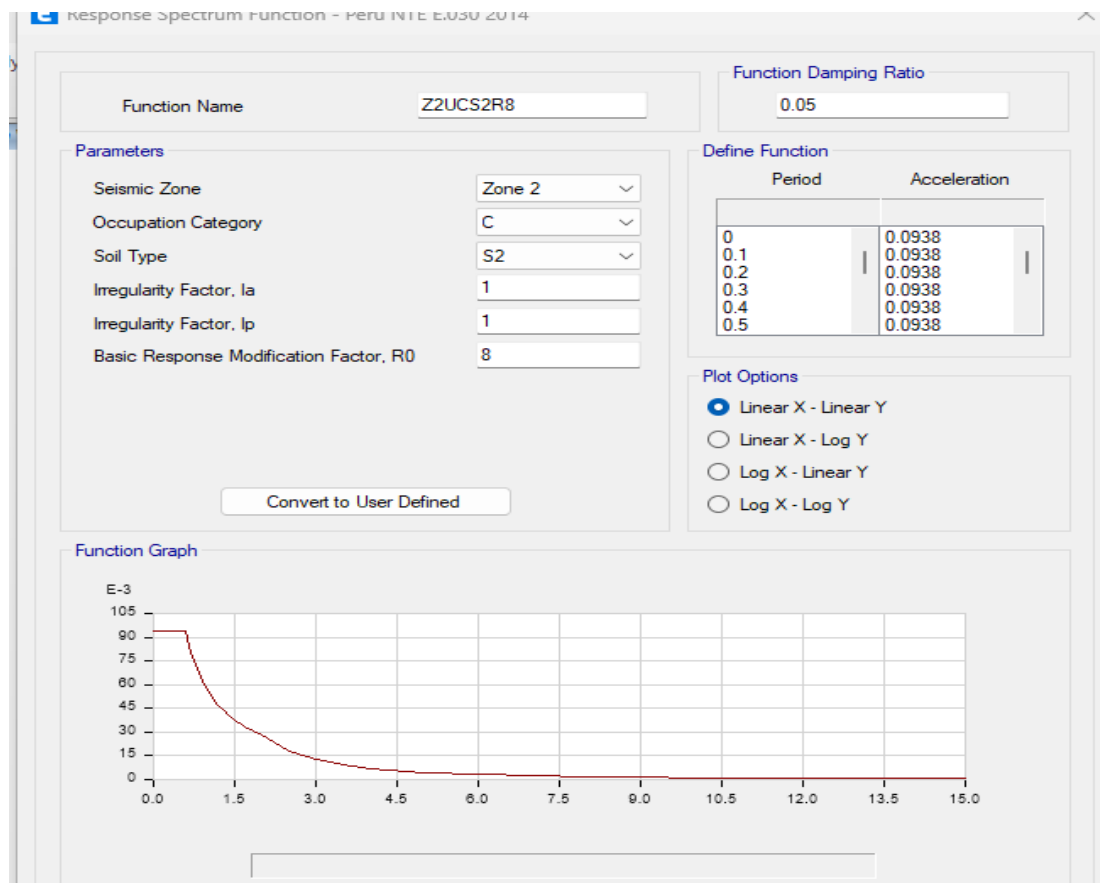
*Nota:* Se aprecia la definición del set de carga que serán aplicadas a las losas de entrepiso

- **Definición de los espectros de respuesta en ETABS.**

Se ha definido en el software teniendo en los parámetros sísmicos establecidos en la norma E 030, y calculados anteriormente, se ha considerado un factor de amortiguamiento crítico del 5%.

**Figura 16**

*Definición de espectros de respuesta para la dirección X y dirección Y*



*Nota:* Se muestra la definición del espectro de respuestas en el programa ETABS V22, se ha definido un solo espectro ya que la estructura presenta el mismo sistema estructural en ambas direcciones.

- **Definir métodos de cálculo de sismo en ambas direcciones.**

La norma E030 indica usar los métodos de Combinación Cuadrática Completa (CQC) y la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados SRSS

Figura 17

Configuración de sismos dinámico modal espectral y métodos de análisis CQC

**Load Case Data**

**General**

Load Case Name: SDX [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Analysis Model: Default

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Z2UCS2R8	9.8067

[Add] [Delete] [Advanced]

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: [ ]

Rigid Frequency, f2: [ ]

Periodic + Rigid Type: [ ]

Earthquake Duration, td: [ ]

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor: [ ]

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

---

**Load Case Data**

**General**

Load Case Name: SDY [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Analysis Model: Default

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	Z2UCS2R8	9.8067

[Add] [Delete] [Advanced]

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: [ ]

Rigid Frequency, f2: [ ]

Periodic + Rigid Type: [ ]

Earthquake Duration, td: [ ]

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor: [ ]

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Nota: Se presenta la definición de los casos de sismo dinámico, para ello se utiliza el espectro definido, la dirección correspondiente y el factor de escala.

- **Combinación para verificación de derivas y desplazamientos.**

Se crea la combinación de sismos dinámicos en ambas direcciones con el respectivo modificador para incremento de desplazamientos inelásticos.

**Figura 18**

*Combinación para verificación de derivas y desplazamientos*

The screenshot shows a software dialog box titled "Load Combination Data". It is divided into two main sections. The first section, "General Data", includes a text field for "Load Combination Name" containing "DRIFT", a dropdown menu for "Combination Type" set to "Envelope", a "Notes" field with a "Modify/Show Notes..." button, and a dropdown for "Auto Combination" set to "No". The second section, "Define Combination of Load Case/Combo Results", features a table with two columns: "Load Name" and "Scale Factor". The table contains two entries: "SDX" with a scale factor of 6, and "SDY" with a scale factor of 6. To the right of the table are "Add" and "Delete" buttons. At the bottom of the dialog are "OK" and "Cancel" buttons.

Load Name	Scale Factor
SDX	6
SDY	6

*Nota:* Se aprecia la definición de la combinación para la verificación de desplazamientos y derivas, se incluye ya el factor de amplificación de 0.75 R0.

- **Combinaciones de carga.**

Se empleará las combinaciones de cargas que están establecidas por la norma peruana E.060 (2020), la cual nos indica los factores de mayoración de carga y las relaciones correspondientes. Además, se incluirá la envolvente como una combinación dentro del diseño como se muestran en las siguientes ilustraciones.

Figura 19

## Definición de combinaciones de carga

The figure displays five sequential screenshots of the 'Load Combination Data' dialog box, illustrating the configuration of load combinations for structural reactions. Each dialog box is divided into 'General Data' and 'Define Combination of Load Case/Combo Results' sections.

**Dialog 1 (Top Left):** Load Combination Name: 0.9D+SX. Combination Type: Linear Add. Define Combination of Load Case/Combo Results table:

Load Name	Scale Factor
Dead	0.9
SDIN-X	1
Acabados	0.9

**Dialog 2 (Top Right):** Load Combination Name: 0.9D+SY. Combination Type: Linear Add. Define Combination of Load Case/Combo Results table:

Load Name	Scale Factor
Dead	0.9
SDIN-Y	1
Dead	0.9

**Dialog 3 (Middle Left):** Load Combination Name: 1.4D+1.7L. Combination Type: Linear Add. Define Combination of Load Case/Combo Results table:

Load Name	Scale Factor
Dead	1.4
Live	1.7
Azotea	1.7
Acabados	1.4

**Dialog 4 (Middle Right):** Load Combination Name: 1.25(D+L)+SX. Combination Type: Linear Add. Define Combination of Load Case/Combo Results table:

Load Name	Scale Factor
Dead	1.25
Live	1.25
Azotea	1.25
SDIN-X	1
Acabados	1

**Dialog 5 (Bottom Left):** Load Combination Name: 1.25(D+L)+SY. Combination Type: Linear Add. Define Combination of Load Case/Combo Results table:

Load Name	Scale Factor
Dead	1.25
Live	1.25
Azotea	1.25
SDIN-Y	1
Acabados	1.25

**Dialog 6 (Bottom Right):** Load Combination Name: ENVOLVENTE. Combination Type: Envelope. Define Combination of Load Case/Combo Results table:

Load Name	Scale Factor
1.4D+1.7L	1
1.25(D+L)+SX	1
1.25(D+L)+SY	1
0.9D+SX	1
0.9D+SY	1

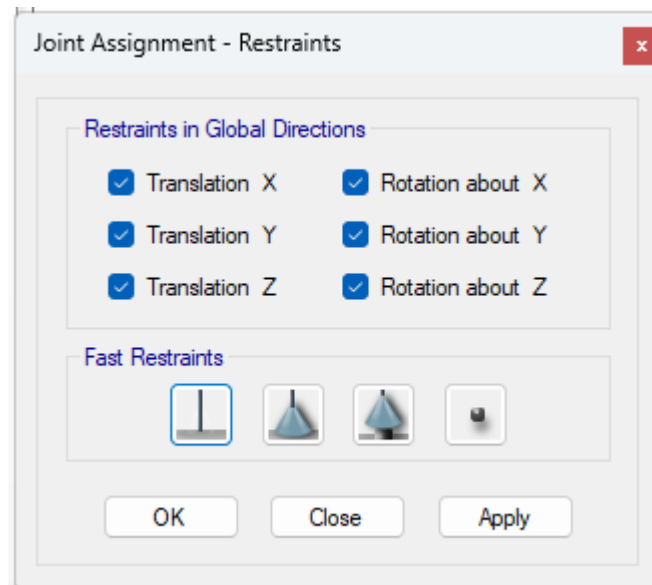
*Nota:* Se aprecia la definición de las combinaciones de carga para la obtención de las reacciones en los elementos estructurales

- **Asignación de restricciones en la base.**

Para el modelo de base empotrada se asignarán las restricciones a los desplazamientos rotacionales y traslacionales en todas las direcciones globales:

### Figura 20

*Asignación de restricciones en la base para el modelo de base empotrada*

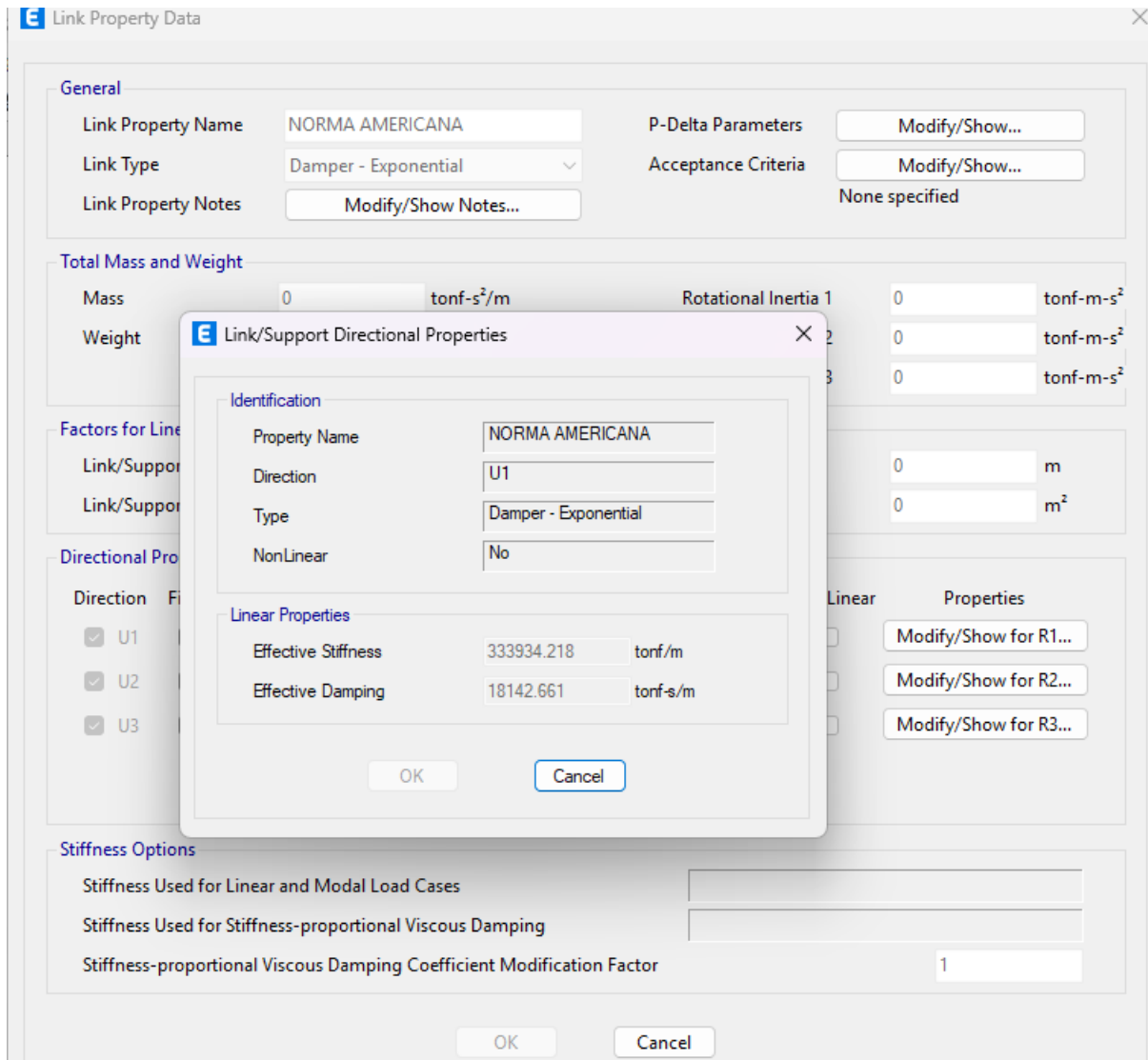


*Nota:* en la figura se visualiza la asignación de los apoyos completamente empotrados, se restringe las traslaciones y rotaciones a lo largo de todos los ejes

Para los modelos dinámicos se asignarán las restricciones a través de la opción Link/Support Properties ya que esta opción permite ingresar la rigideces y amortiguamiento que luego serán aplicadas a la platea de cimentación

**Figura 21**

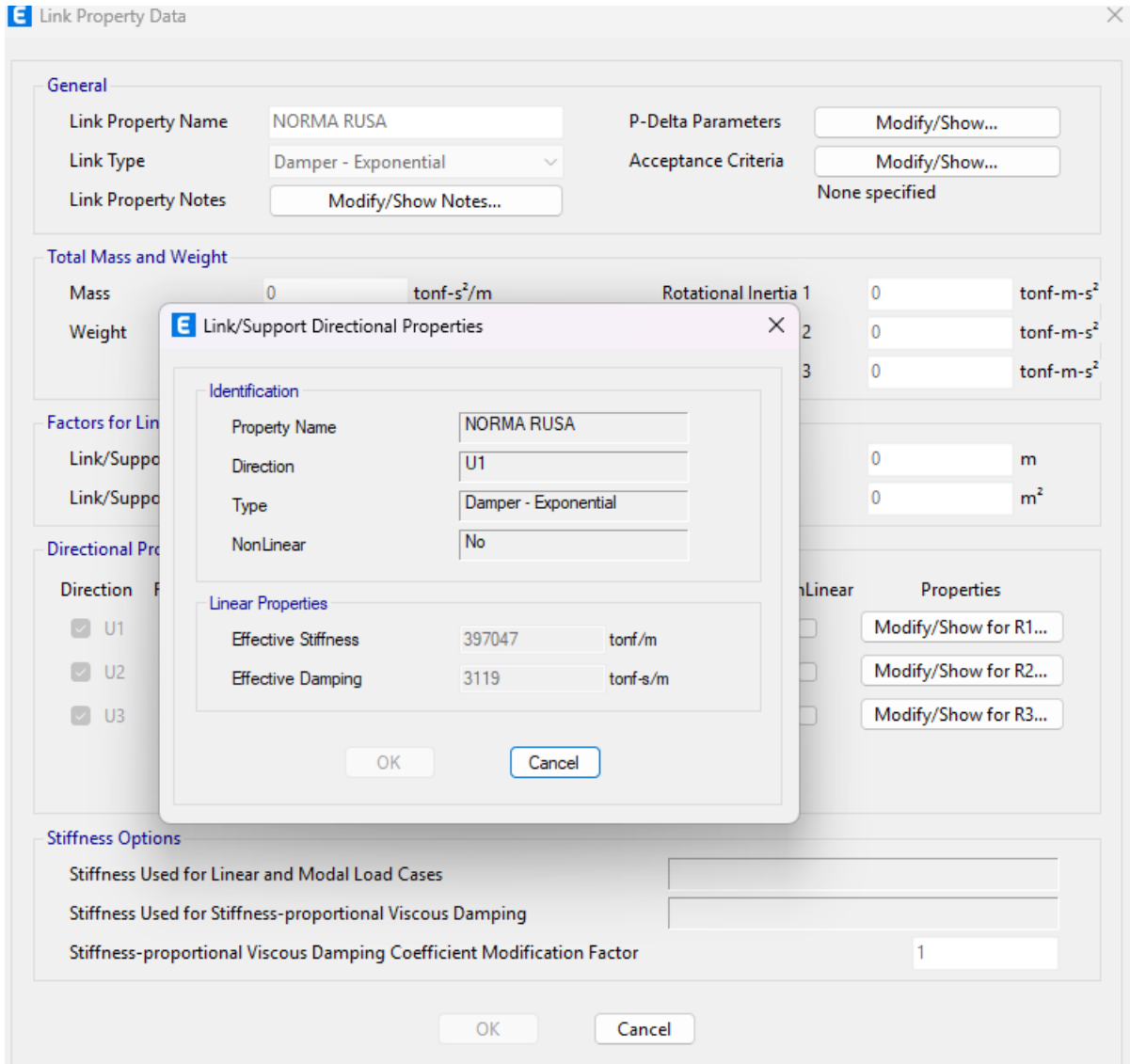
*Designación de restricciones tipo Link Suport Propietes y Spring Propietes para el modelo dinamico NIST GCR 12-917-21*



*Nota:* Se aprecia la definición de los Link suport Propietes, que representa el sistema de resortes y amortiguadores que idealiza las propiedades de rigidez y amortiguamiento del suelo obtenidas mediante el método NIST GCR 12-917-21

**Figura 22**

*Designación de restricciones tipo Link Support Propierties y Spring Propierties para el modelo dinámico SNIP 02.02.05-87*



*Nota:* Se aprecia la definición de los Link support Propierties , que representa el sistema de resortes y amortiguadores que idealiza las propiedades de rigidez y amortiguamiento del suelo obtenidas mediante el modelo de la Norma Rusa SNIP 02.02.05-87.

### III. RESULTADOS.

**3.1 Diagnosticar los parámetros estructurales existentes en el edificio, así como las características geotécnicas y parámetros sísmicos del lugar.**

#### 3.1.1 Parámetros estructurales

A continuación, se presenta las principales características estructurales del edificio que fueron utilizadas en el modelado y posterior análisis sísmico del edificio, entre ellos destacan la platea de cimentación, la profundidad a la que esta ira, y los elementos verticales que aportaran la rigidez.

**Tabla 18**

*Resumen de parámetros estructurales del edificio*

<b>Parámetros estructurales Edificio de 8 Niveles en la ciudad de Jaén</b>	
Cimentación	Losa de cimentación e= 50 cm Vigas de cimentación 30x50 y 25x50 cm
Profundidad de desplante	1.50 m
Columnas	Variable
Vigas	30x50 y 25x50 cm
Losas	Aligerado e= 20 cm
Resistencia del concreto	$F'_c=210 \text{ kgf/cm}^2$
Límite de fluencia del acero	$F_y=4200 \text{ kgf/cm}^2$

*Nota:* La tabla resume los parámetros e estructurales que se utilizaron para el modelado de la estructura en el Software ETABS V.22

#### 3.1.2 Parámetros sísmicos

Se muestran los datos de los parámetros sísmicos recopilados, el edificio es categorizado como un edificio común, se encuentra ubicado en el distrito de Jaen por lo que le corresponde la zona sísmica 2, sistema estructural aporticado por lo que le corresponde un coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas  $R_0= 8$ , además no presenta irregularidades en ambas direcciones, y posee un periodo fundamental de vibración en su modo dominante de 1.018s

**Tabla 19***Parámetros sísmicos de diseño identificados en la edificación*

<b>Edificio de 8 Niveles en la ciudad de Jaén</b>				
Parámetro	Símbolo	Valor		Descripción
Uso	U			Pisos 1-3 comercio, piso 4-7 departamentos, piso 8 terraza
Factor de zona sísmica	Z	0.25		Jaén -Jaén- Cajamarca
Factor de uso o importancia	U	1		Edificación común
Coefficiente básico de la reducción de fuerzas sísmicas ( $R_0$ )	$R_0$	Dir X 8	Dir Y 8	Sistema estructural pórticos de concreto armado
Factor de irregularidad en altura	$I_a$	1	1	No presenta irregularidades
Factor de irregularidad en planta	$I_p$	1	1	No presenta irregularidades
Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas	R	8	8	$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$
Periodo corto	TP	0.6		Z2, S2
Periodo largo	TL	2		Z2, S2
Periodo fundamental de la estructura	T	1.018 s	0.926s	Periodo para el primer modo de vibración
Aceleración de la gravedad	g	9.81 m/s <sup>2</sup>		Aceleración de la gravedad típica

*Nota:* La tabla resume los parámetros sísmicos dependientes del lugar donde se encuentra ubicado la edificación.

### 3.1.3 Parámetros Geotécnicos

A continuación, se presenta los resultados para el suelo donde se encuentra asentado el edificio en estudio, con datos obtenidos de estudios previos y el EMS se ha determinado el tipo de suelo como una arena limosa, con una capacidad portante de 0.96 kgf/cm<sup>2</sup>, perfil de suelo S2 coeficiente de Poisson de 0.35 y módulo de elasticidad de E=1500 kg/cm<sup>2</sup>, y un peso específico de 1.690 gr/cm<sup>2</sup>, estos datos son fundamentales para el cálculo de las rigideces y amortiguamiento en los métodos dinámicos ya que son la base del fenómeno de interacción suelo-estructura.

**Tabla 20**

*Resumen de las condiciones geotécnicas*

Características del suelo de fundación		
Factor	Valor	Unidad
Peso específico ( $\gamma$ )	1.690	gr/cm <sup>3</sup>
Densidad ( $\rho$ )	0.172	tonf-s/m <sup>4</sup>
Cohesión	0.08	kgf/cm <sup>2</sup>
Angulo de fricción	26	grados
Coefficiente de Poisson	0.35	Arena limosa
Módulo de elasticidad	1500	tonf/m <sup>2</sup> Arena limosa
Capacidad portante	0.96	kgf/cm <sup>2</sup>
Velocidad promedio de propagación de ondas de corte	200	Perfil S2

*Nota:* La tabla resume los parámetros geotécnicos dependientes del suelo donde se encuentra ubicado la edificación, estos son esenciales para calcular los coeficientes de rigidez y amortiguamiento en ambos modelos dinámicos.

**3.2 Analizar los modelos dinámicos de Interacción Suelo-Estructura establecidos en la Norma Americana NIST GCR 12-917-21 (2012), y la Norma Rusa SNIP 02.02.05-87.**

### **3.2.1 Modelo norma americana NIST GCR 12-917-21**

Se aplicaron las ecuaciones de Pais&Kausel para determinar las rigideces y amortiguadores que representan la flexibilidad del suelo, estos serán aplicados en forma de resortes en la platea de cimentación, estos valores representan las restricciones en las direcciones longitudinales, transversales y rotacionales con sus respectivos valores de amortiguamiento, que a diferencia del método de base empotrada en el que las rigideces se asumen infinitas. El cálculo de estos datos depende principalmente de las características geotécnicas del sitio, como el módulo de corte del suelo y la velocidad de propagación de ondas, así como de las dimensiones de la cimentación, la profundidad de desplante y por último de la frecuencia angular en el primer modo de vibración de la estructura.

**Tabla 21**

*Valores de rigidez y amortiguamiento modelo NIST GCR 12-917-21*

<b>MODELO DINAMICO NIST GCR 12-917-21</b>					
<b>Coefficientes de rigidez</b>					
$K_x$ (tonf/m)	$K_y$ (tonf/m)	$K_z$ (tonf/m)	$K_{xx}$ (tonf-m)	$K_{yx}$ (tonf-m)	$K_{zx}$ (tonf-m)
278767.7892	282769.6162	333934.2176	12750170.0633	15845306.2592	22259331.5242
<b>Coefficientes de amortiguamiento</b>					
$B_x$ (tonf-s/m)	$B_y$ (tonf-s/m)	$B_z$ (tonf-s/m)	$B_{xx}$ (tonf-s-m)	$B_{yx}$ (tonf-s-m)	$B_{zx}$ (tonf-s-m)
8859.7655	8907.6846	181142.6606	157773.7956	204503.3354	221495.4345

*Nota:* La tabla resume los valores de la rigidez y amortiguamiento al utilizar las ecuaciones propuestas en el modelo dinámico NIST GCR 12-917-21

### 3.2.2 Modelo norma rusa SNIP 02.02.05-87

Se realizo el cálculo de los valores de la flexibilidad del suelo representado como como rigideces y amortiguamiento utilizando las ecuaciones del modelo para plateas de cimentación propuestas por el Dr Genner Villareal Castro.

**Tabla 22**

*Valores de rigidez y amortiguamiento modelo Norma Rusa SNIP 2.02.05-87*

<b>MODELO DINAMICO NORMA RUSA SNIP 2.02.05-87</b>					
<b>Coefficientes de rigidez</b>					
$K_x$ (tonf/m)	$K_y$ (tonf/m)	$K_z$ (tonf/m)	$K\varphi_x$ (tonf-m)	$K\varphi_y$ (tonf-m)	$K\varphi_z$ (tonf-m)
277932.6961	277932.6961	397046.7087	13913178.417	10011532.7596	11962355.5883
<b>Coefficientes de amortiguamiento</b>					
$B_x$ (tonf-s/m)	$B_y$ (tonf-s/m)	$B_z$ (tonf-s/m)	$B\varphi_x$ (tonf-s-m)	$B\varphi_y$ (tonf-s-m)	$B\varphi_z$ (tonf-s-m)
1565.6674	1565.6674	3118.8841	38709.0242	27873.2131	28190.034

*Nota:* La tabla resume los valores del proceso de cálculo de la rigidez y amortiguamiento al utilizar las ecuaciones de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87.

### 3.3 Resultados del análisis sísmico estructural del edificio de 8 niveles.

#### 3.3.1 Periodos

En la **Tabla 23** se presenta los resultados de los periodos de vibración de la estructura para los 10 primeros modos, la estructura de 8 niveles y sistema estructural pórticos de concreto armado alcanza un periodo fundamental de 1.018s, por otra parte aplicar la flexibilidad del suelo de fundación a través de los modelos dinámicos NIST GCR 12-917-21 y N. R. SNIP 2.02.05-87 el periodo se incrementa ligeramente hasta 1.083 y 1.092 segundos respectivamente, las variaciones en los demás modos sigue un patrón descendente como se puede apreciar en la **Figura 23** y **Figura 32** en las que para el noveno modo la variación es cero.

**Tabla 23**

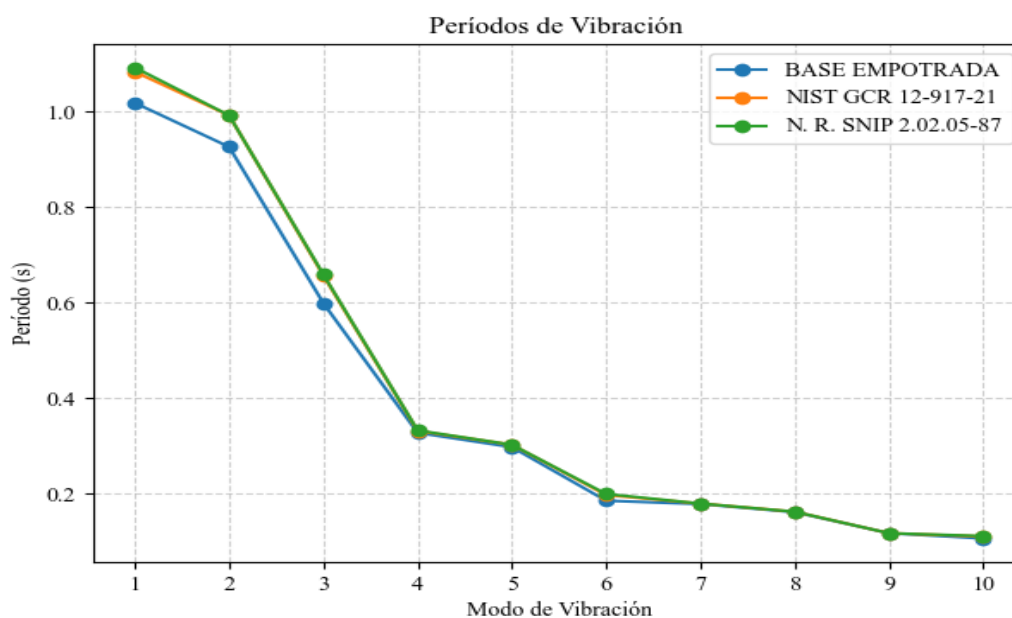
*Resultados del periodo fundamental de vibración*

MODO	BASE EMPOTRADA	PERIODOS			
		NIST GCR 12-917-21		N. R. SNIP 2.02.05-87	
		VALOR	%VAR	VALOR	% VAR
1	1.018	1.083	6.39	1.092	7.27
2	0.926	0.992	7.13	0.992	7.13
3	0.599	0.657	9.68	0.659	10.02
4	0.328	0.332	1.22	0.333	1.52
5	0.298	0.303	1.68	0.303	1.68
6	0.186	0.198	6.45	0.2	7.53
7	0.179	0.18	0.56	0.18	0.56
8	0.162	0.163	0.62	0.163	0.62
9	0.118	0.118	0.00	0.118	0.00
10	0.107	0.111	3.74	0.112	4.67

*Nota: La tabla presenta los resultados para los periodos de vibración de la estructura al aplicar el modelo de base empotrada y los modelos dinámicos ISE.*

**Figura 23**

*Representación gráfica de los resultados para los periodos de vibración de la estructura*



*Nota: La figura representa los resultados obtenidos para los modos de vibración para los 3 modelos analizados*

### 3.3.2 Desplazamientos.

Al aplicar las rigideces y amortiguamientos obtenidos mediante los modelos dinámicos ISE, la base de la edificación que en un inicio era fija también presentara desplazamientos **Tabla 24** y **Tabla 25**, en consecuencia, los valores de los desplazamientos se incrementaran llegando a un máximo de 12 cm para ambas direcciones de análisis en el nivel más alto de la edificación, por su parte las variaciones máximas **Figura 24**, **Figura 25** y **Figura 33** alcanzan valores de 6.65% y 10.59 para los modelos NIST GCR 12-917-21 y N. R. SNIP 2.02.05-87 en la dirección X y de 14.30% y 16.56% en la dirección Y.

#### - Desplazamientos X-X.

**Tabla 24**

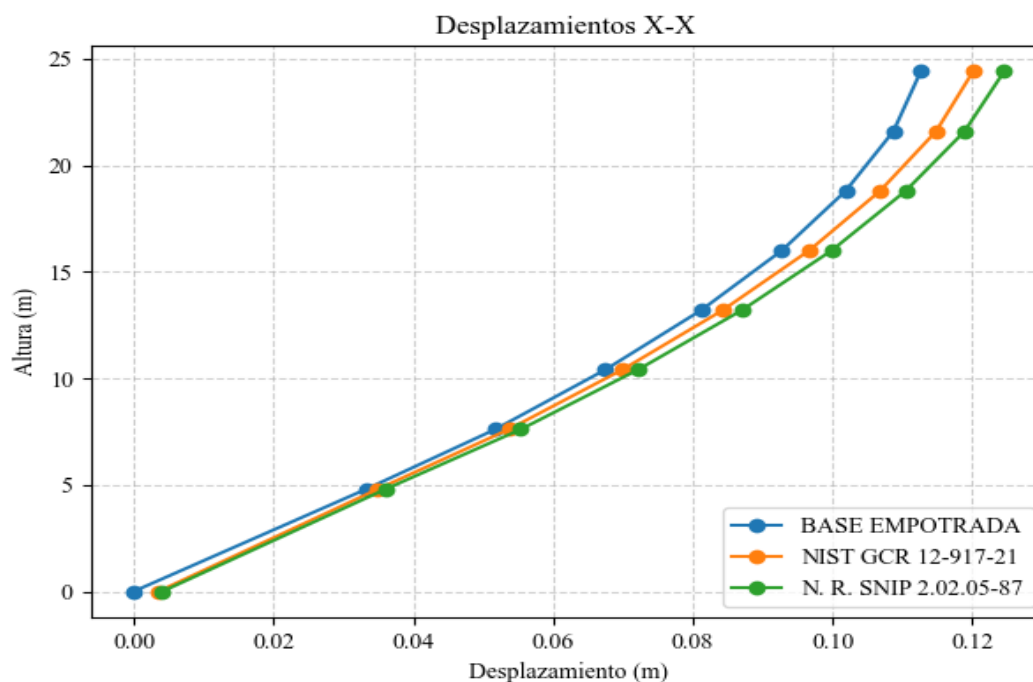
*Resultados para el desplazamiento debido al efecto sísmico en la dirección X-X*

DESPLAZAMIENTOS X-X (m)					
PISO	BASE EMPOTRADA	NIST GCR 12-917-21		N. R. SNIP 2.02.05-87	
		VALOR	%VAR	VALOR	%VAR
8	0.112592	0.120077	6.65	0.124515	10.59
7	0.108697	0.114812	5.63	0.118889	9.38
6	0.101862	0.10679	4.84	0.110456	8.44
5	0.092724	0.096632	4.21	0.099855	7.69
4	0.081192	0.084271	3.79	0.087017	7.17
3	0.067446	0.06988	3.61	0.072118	6.93
2	0.051687	0.053634	3.77	0.05534	7.07
1	0.03326	0.034918	4.98	0.036047	8.38
BASE	0	0.003537	-	0.004112	-

*Nota:* La tabla presenta los resultados los desplazamientos en la dirección X de los diferentes niveles del edificio al aplicar el modelo de base empotrada y los modelos dinámicos ISE.

**Figura 24**

Representación gráfica de los desplazamientos dirección X-X



Nota: La figura representa los resultados obtenidos para los modos de vibración para los 3 modelos analizados.

#### - Desplazamientos Y-Y.

**Tabla 25**

Resultados para el desplazamiento debido al efecto sísmico en la dirección Y-Y

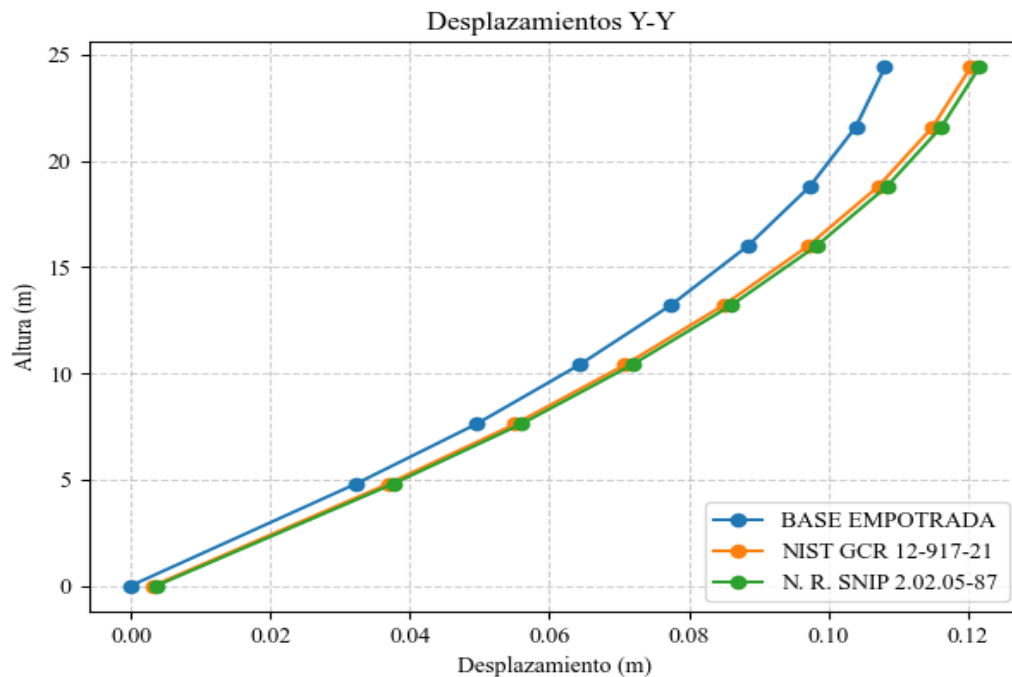
PISO	DESPLAZAMIENTOS Y-Y (m)				
	BASE EMPOTRADA	NIST GCR 12-917-21		N. R. SNIP 2.02.05-87	
		VALOR	%VAR	VALOR	%VAR
8	0.108113	0.120406	11.37	0.121644	12.516
7	0.10395	0.114979	10.61	0.116231	11.814
6	0.097364	0.10718	10.08	0.108419	11.354
5	0.088475	0.097133	9.79	0.098327	11.135
4	0.077397	0.084962	9.77	0.08608	11.219
3	0.064326	0.07086	10.16	0.071875	11.736
2	0.049483	0.055035	11.22	0.055926	13.021
1	0.032296	0.036915	14.30	0.037647	16.569
BASE	0	0.003202	-	0.003663	-

Nota: La tabla presenta los resultados los desplazamientos en la dirección Y de los 8 niveles del edificio

al aplicar el modelo de base empotrada y los modelos dinámicos.

**Figura 25**

*Representación gráfica de los desplazamientos en la dirección Y-Y*



*Nota:* La figura representa los resultados obtenidos para los desplazamientos en la dirección Y para los 3 modelos analizados

### 3.3.3 Distorsiones de entrepiso.

Las distorsiones de entrepiso (derivas) en línea con los desplazamientos también sufren variación, la principal función de este indicador es asegurar que las estructuras de concreto no superen el 0.007, aunque se presentan leves variaciones **Figura 35** y **Figura 36** para el nivel 1, estas son suficientes para alcanzar y superar este límite como se presenta en la **Tabla 26**.

- **Distorsiones de entrepiso X-X.**

**Tabla 26**

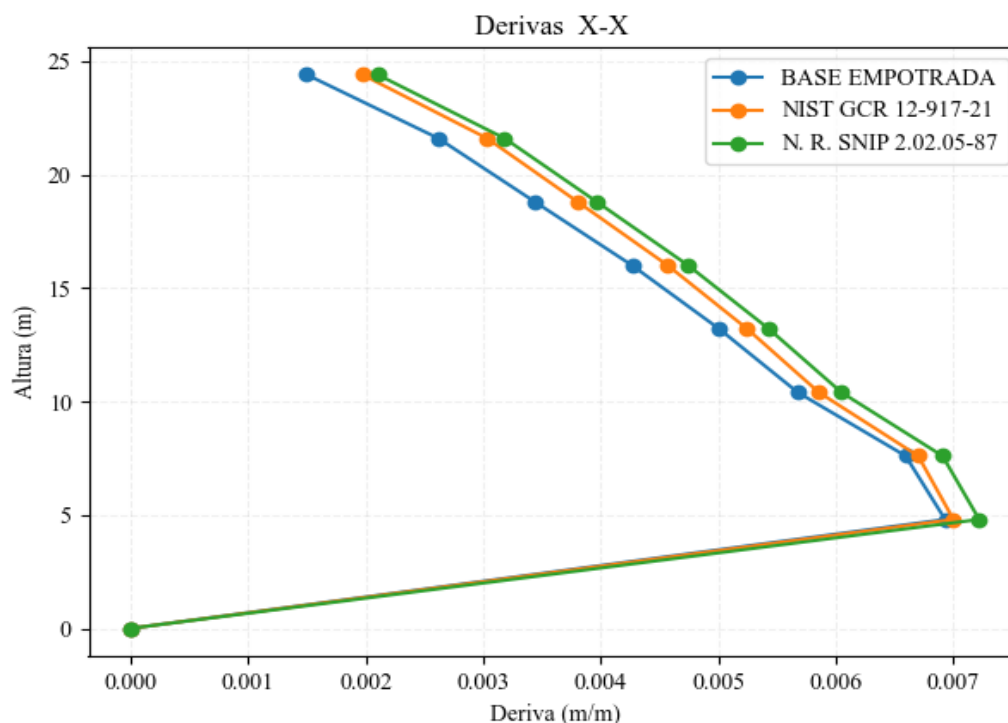
*Resultados de las distorsiones de entrepiso en la dirección X-X*

PISO	BASE EMPOTRADA	DERIVAS X-X			
		NIST GCR 12-917-21		N. R. SNIP 2.02.05-87	
		VALOR	%VAR	VALOR	%VAR
8	0.001498	0.001972	31.64	0.002102	40.32
7	0.002616	0.003031	15.86	0.00318	21.56
6	0.003438	0.003802	10.59	0.003965	15.33
5	0.004265	0.004568	7.10	0.004742	11.18
4	0.005006	0.005245	4.77	0.005429	8.45
3	0.005675	0.005855	3.17	0.006047	6.56
2	0.006593	0.0067	1.62	0.006907	4.76
1	0.006929	0.007	1.02	0.007219	4.19
BASE	0	0	-	0	-

*Nota:* La tabla presenta los resultados las distorsiones de entrepiso en la dirección de análisis X del edificio al aplicar el modelo de base empotrada y los modelos dinámicos ISE.

**Figura 26**

*Representación gráfica de las distorsiones de entrepiso en la dirección X-X*



*Nota:* La figura representa los resultados obtenidos para las distorsiones de entrepiso en la dirección X.

- **Distorsiones de entrepiso Y-Y.**

**Tabla 27**

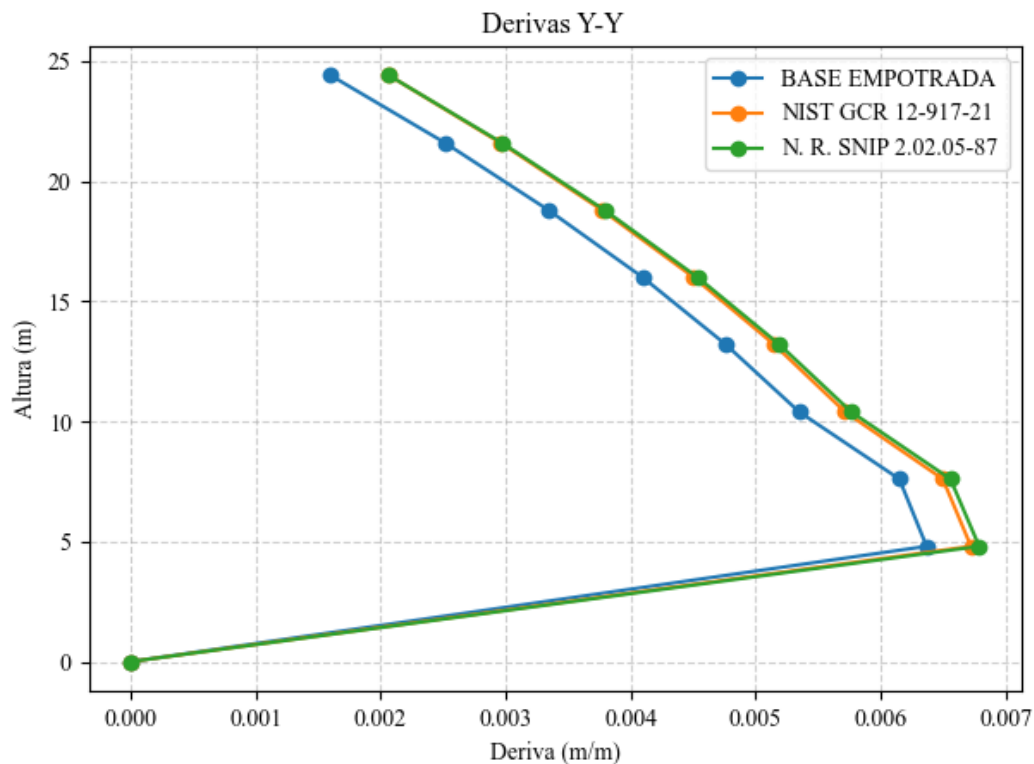
*Resultados para las distorsiones de entrepiso en la dirección Y-Y*

PISO	BASE EMPOTRADA	DERIVAS Y-Y			
		NIST GCR 12-917-21		N. R. SNIP 2.02.05-87	
		VALOR	%VAR	VALOR	%VAR
8	0.0016	0.002066	29.13	0.002067	29.19
7	0.002513	0.002957	17.67	0.002969	18.15
6	0.003341	0.003769	12.81	0.003791	13.47
5	0.004096	0.004504	9.96	0.004536	10.74
4	0.004762	0.005149	8.13	0.005191	9.01
3	0.005348	0.005715	6.86	0.005765	7.80
2	0.006151	0.006499	5.66	0.00656	6.65
1	0.006369	0.006724	5.57	0.00679	6.61
BASE	0	0	-	0	-

*Nota:* La tabla presenta los resultados las distorsiones de entrepiso en la dirección de análisis Y de la estructura al aplicar el modelo base empotrada y los modelos dinámicos ISE.

**Figura 27**

*Representación gráfica de la distorsión de entrepiso en la dirección Y-Y*



*Nota:* La figura representa los resultados obtenidos para las distorsiones de entrepiso en la dirección Y.

### 3.3.4 Fuerza cortante de base

Al aumentar del periodo de vibración fundamental la intersección con la curva del espectro de respuesta cae en una zona decreciente correspondiéndole una aceleración menor, por lo tanto, la fuerza cortante de base será menor para los modelos en los que se aplicó la ISE, esto se aprecia en las **Tablas 28, 29** y las **Figuras 37 y 38**.

#### - Fuerzas cortantes en la base dirección X-X.

**Tabla 28**

*Resultados para la fuerza cortante de base en la dirección X-X*

CORTANTE BASAL X-X (tonf)					
PISO	BASE EMPOTRADA	NIST 12-917-21		N. R. SNIP 2.02.05-87	
		VALOR	%VAR	VALOR	% VAR
BASE	53.9144	51.2885	-4.87	51.5291	-4.42

*Nota:* La tabla presenta los resultados para la fuerza cortante de base en la dirección X al aplicar el modelo base empotrada y los modelos dinámicos ISE.

#### - Fuerzas cortantes en la base dirección Y-Y.

**Tabla 29**

*Resultados para la fuerza cortante de base en la dirección Y-Y*

CORTANTE BASAL Y-Y (tonf)					
PISO	BASE EMPOTRADA	NIST 12-917-21		N. R. SNIP 2.02.05-87	
		VALOR	%VAR	VALOR	% VAR
BASE	49.1901	46.4303	-5.61	47.1197	-4.21

*Nota:* La tabla presenta los resultados para la fuerza cortante de base en la dirección Y al aplicar el modelo base empotrada y los modelos dinámicos ISE.

### 3.3.5 Fuerzas de entrepiso

En línea con la variación de la cortante basal, las fuerzas de entrepiso también muestran una reducción, sin embargo, esta tiende a reducirse conforme el nivel aumenta de altura como se evidencia en la **Figura 28 y Figura 29**.

- **Fuerzas entrepiso X-X.**

**Tabla 30**

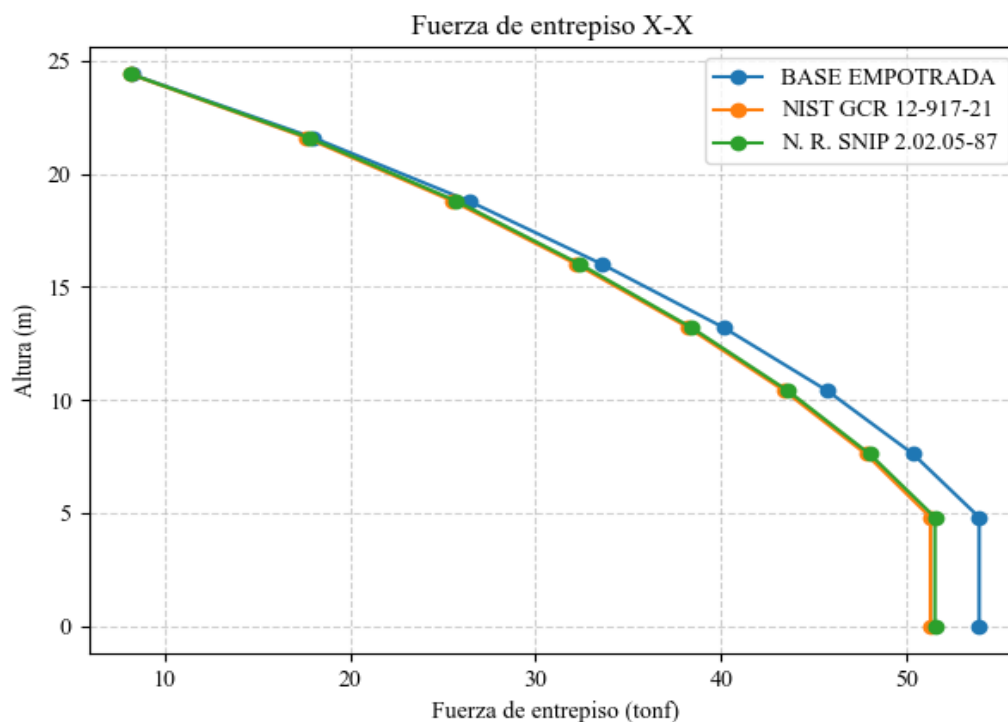
*Resultados para fuerzas cortantes de entrepiso en la dirección X-X*

PISO	FUERZAS DE ENTREPISO X-X (tonf)				
	BASE EMPOTRADA	NIST GCR 12-917-21		N. R. SNIP 2.02.05-87	
		VALOR	%VAR	VALOR	%VAR
8	8.2518	8.1901	-0.75	8.2191	-0.40
7	18.0181	17.6117	-2.26	17.7777	-1.33
6	26.394	25.5146	-3.33	25.7173	-2.56
5	33.5864	32.1945	-4.14	32.3975	-3.54
4	40.1316	38.2201	-4.76	38.3995	-4.32
3	45.7298	43.4079	-5.08	43.5993	-4.66
2	50.354	47.8128	-5.05	48.0107	-4.65
1	53.9144	51.2885	-4.87	51.5291	-4.42

*Nota:* La tabla presenta los resultados para las fuerzas de entrepiso en la dirección X al aplicar el modelo base empotrada y los modelos dinámicos ISE.

**Figura 28**

*Representación de los resultados para la fuerza cortante de entrepiso en la dirección X-X*



*Nota:* La figura representa los resultados obtenidos para las fuerzas de entrepiso debido a efectos de sismo en la dirección X.

- **Fuerza entrepiso Y-Y**

**Tabla 31**

*Resultados para las fuerzas cortantes de entrepiso en la dirección Y-Y*

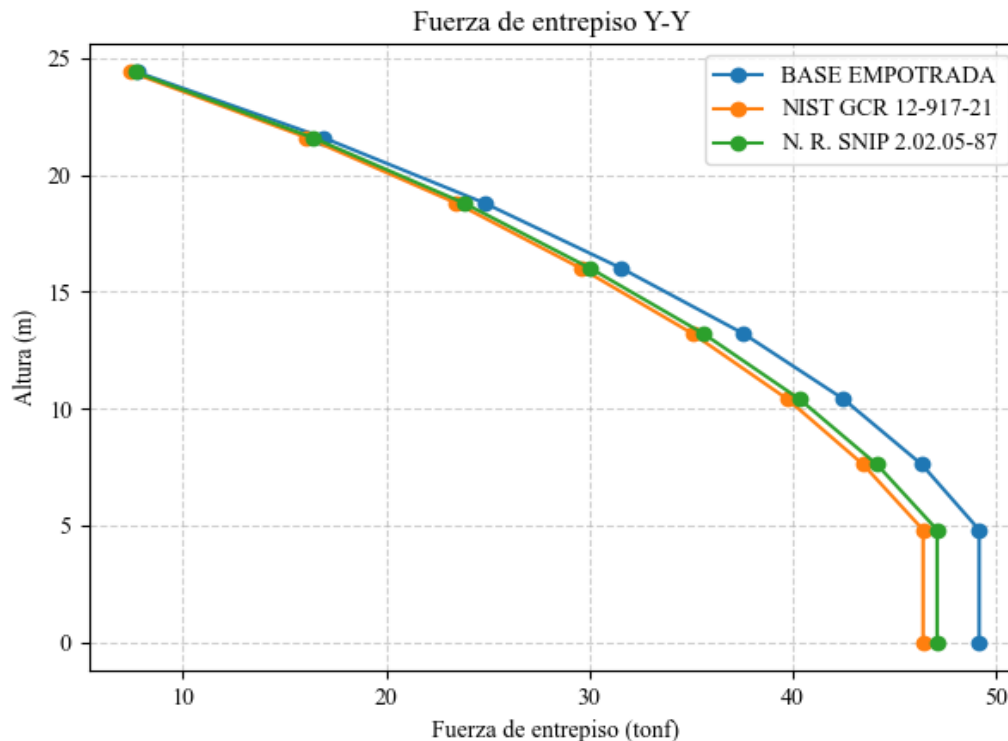
PISO	FUERZAS DE ENTREPISO Y-Y (tonf)				
	BASE EMPOTRADA	NIST GCR 12-917-21		N. R. SNIP 2.02.05-87	
		VALOR	%VAR	VALOR	%VAR
8	7.7552	7.4324	-4.16	7.6332	-1.57
7	16.8954	16.0825	-4.81	16.3649	-3.14
6	24.825	23.4264	-5.63	23.8133	-4.08
5	31.5846	29.5879	-6.32	30.0501	-4.86
4	37.5968	35.0929	-6.66	35.6254	-5.24
3	42.5126	39.749	-6.50	40.3442	-5.10
2	46.3628	43.4783	-6.22	44.1558	-4.76
1	49.1901	46.4303	-5.61	47.1197	-4.21

*Nota:* La tabla presenta los resultados para las fuerzas de entrepiso en la dirección Y al aplicar el modelo

base empotrada y los modelos dinámicos ISE.

**Figura 29**

*Representación gráfica de los resultados de la fuerza cortante de entrepiso en la dirección Y-Y*



*Nota:* La figura representa los resultados obtenidos para las fuerzas de entrepiso debido a efectos de sismo en la dirección Y-Y.

### 3.3.6 Reacciones en elementos estructurales

Las **Tablas 32 a 34** y **Figuras 30-31** presentan los resultados para las solicitaciones en los elementos estructurales como la fuerza cortante máxima y el momento flector máximo, en las columnas y vigas, los valores fueron tomados para las combinaciones de carga de diseño.

#### - Fuerzas cortantes máxima en columna 30x60 cm

**Tabla 32**

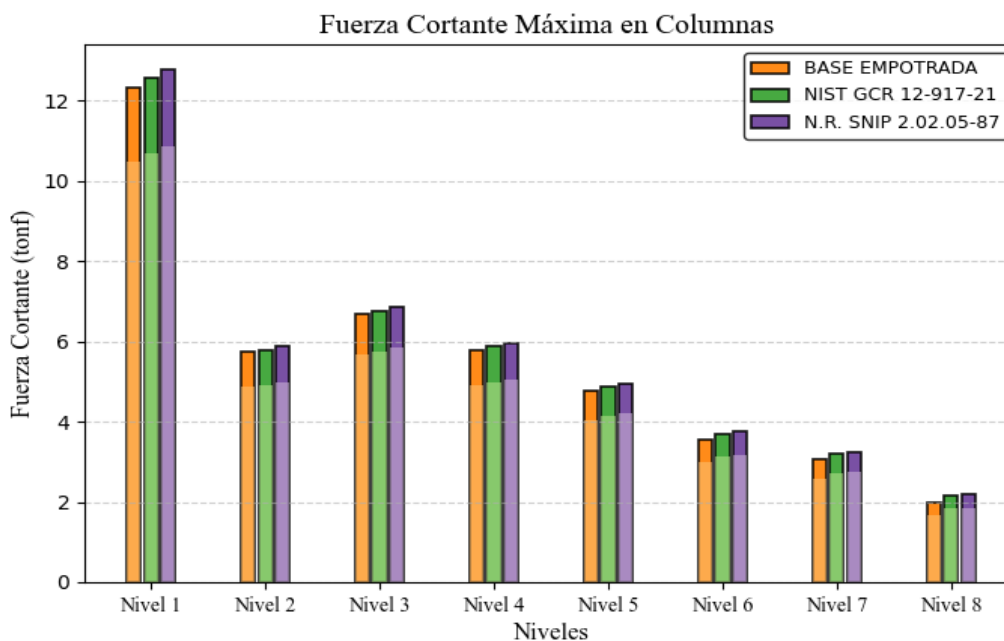
*Resultado y variaciones de la fuerza cortante en columnas*

PISO	FUERZA CORTANTE COLUMNA (tonf)				
	BASE EMPOTRADA	NIST GCR 12-917-21		N. R. SNIP 2.02.05-87	
		VALOR	%VAR	VALOR	%VAR
8	1.9679	2.1694	10.24	2.1864	11.10
7	3.0445	3.1986	5.06	3.2366	6.31
6	3.5378	3.6924	4.37	3.7435	5.81
5	4.7588	4.8761	2.46	4.9467	3.95
4	5.7743	5.8651	1.57	5.9503	3.05
3	6.6648	6.7538	1.34	6.86	2.93
2	5.7386	5.7805	0.73	5.8682	2.26
1	12.3043	12.5724	2.18	12.7552	3.66

*Nota:* La tabla presenta los resultados de la fuerza cortante máxima en la columna muestra aplicar el modelo base empotrada y los modelos dinámicos ISE.

**Figura 30**

*Representación de los resultados de la fuerza cortante en columnas*



*Nota:* La figura grafica los valores para la fuerza cortante máxima en la columna muestra para cada nivel de la edificación

- **Momento flector máximo en columna 30x60 cm**

**Tabla 33**

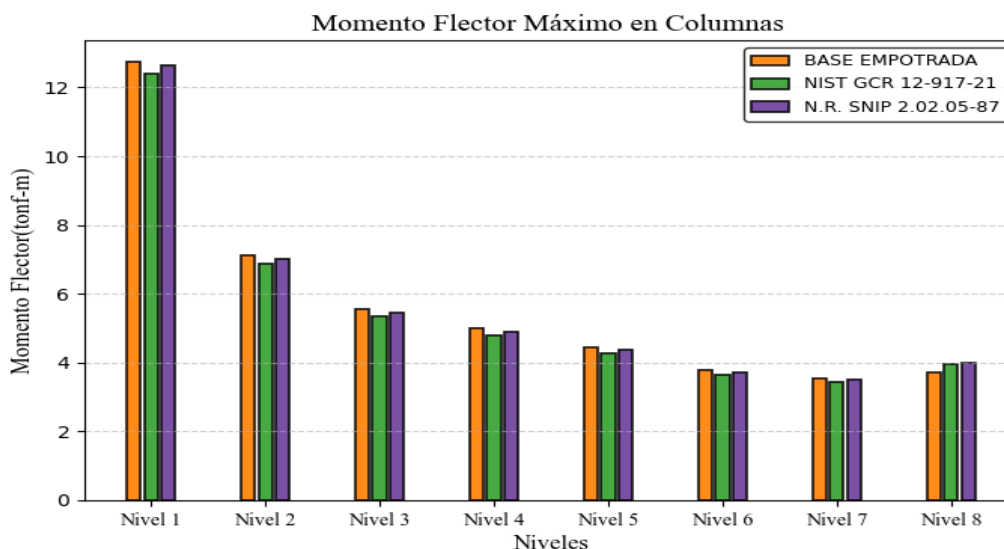
*Resultados para los momentos flectores máximos en columnas*

PISO	MOMENTO COLUMNA (tonf)				
	BASE EMPOTRADA	VALOR	%VAR	VALOR	%VAR
8	3.6988	3.9597	7.05	3.985	7.74
7	3.5336	3.4527	-2.29	3.5063	-0.77
6	3.7853	3.6393	-3.86	3.7146	-1.87
5	4.4563	4.2773	-4.02	4.3626	-2.10
4	5.0084	4.7997	-4.17	4.9019	-2.13
3	5.5591	5.3385	-3.97	5.4473	-2.01
2	7.1149	6.8864	-3.21	7.0279	-1.22
1	12.7325	12.4126	-2.51	12.6395	-0.73

*Nota:* La tabla presenta los resultados para el momento flector máximo en la columna muestra aplicar el modelo base empotrada y los modelos dinámicos ISE.

**Figura 31**

*Resultados para el momento flector máximo en columnas*



*Nota:* La figura grafica los valores para el momento flector máximo en la columna muestra para cada nivel de la edificación

- **Fuerzas cortantes máximas en viga 25x50 cm**

**Tabla 34**

*Resultados para la fuerza cortante máxima en vigas*

PISO	CORTANTE VIGA (tonf)				
	BASE EMPOTRADA	NIST 12-917-21		N. R. SNIP 2.02.05-87	
		VALOR	%VAR	VALOR	% VAR
1	7.4935	7.2207	-3.64	7.2361	-3.43

*Nota:* La tabla presenta los resultados de la fuerza cortante máxima en la viga muestra aplicar el modelo base empotrada y los modelos dinámicos ISE.

- **Momento flector máximo en viga 25x50 cm**

**Tabla 35**

*Resultados para el momento flector máximo en vigas*

PISO	MOMENTO VIGA (tonf)				
	BASE EMPOTRADA	NIST GCR 12-917-21		N. R. SNIP 2.02.05-87	
		VALOR	%VAR	VALOR	% VAR
1	6.5238	6.1207	-6.18	6.1274	-6.08

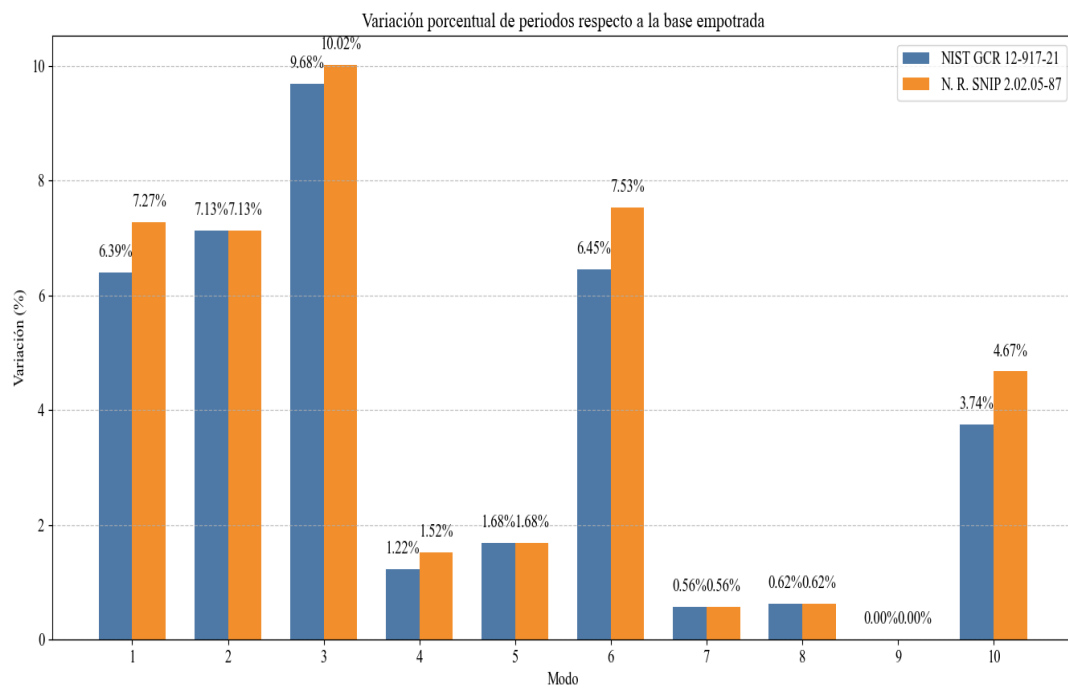
*Nota:* La tabla presenta los resultados del momento flector máximo en la viga muestra del primer nivel al aplicar el modelo base empotrada y los modelos dinámicos ISE.

### 3.4 Comparación de la variación del comportamiento estructural al utilizar los métodos de interacción suelo estructura y el diseño propuesto en la RNE E.030 Diseño sismorresistente.

#### 3.4.1 Variación de los Periodos

**Figura 32**

*Representación de la variación porcentual de los periodos de la estructura*



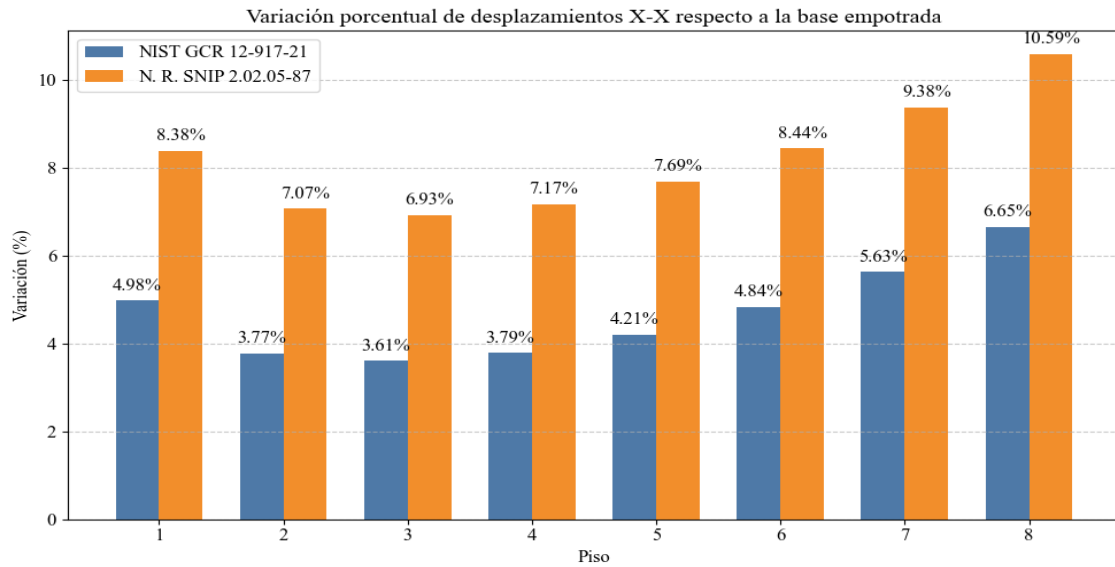
*Nota:* La figura representa la variación de los periodos de vibración de la estructura al aplicar los métodos dinámicos ISE

### 3.4.2 Variación de los desplazamientos

#### - Dirección X-X

**Figura 33**

*Representación de la variación de los desplazamientos en la dirección X-X*

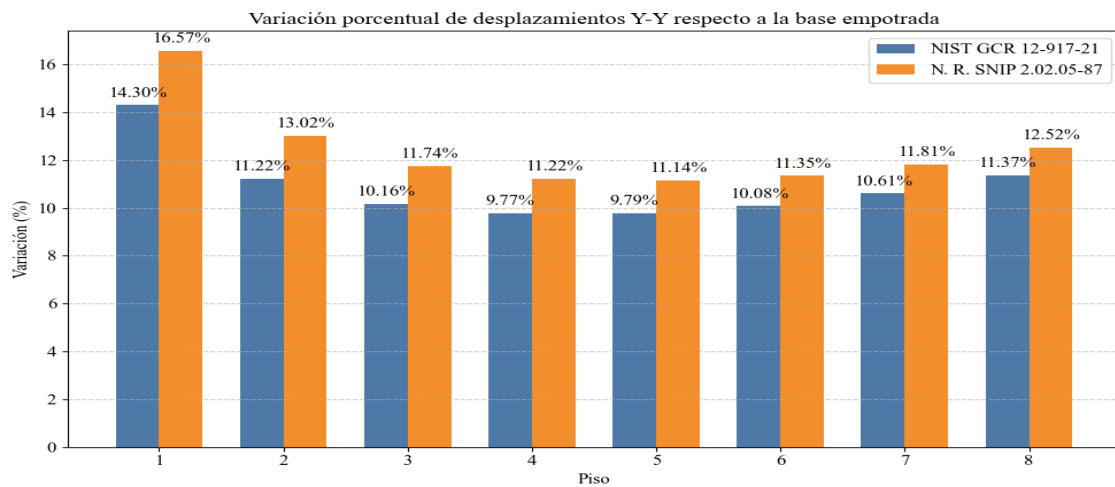


*Nota:* La figura representa la variación de los desplazamientos en la dirección X al aplicar los modelos dinámicos de ISE

#### - Dirección Y-Y

**Figura 34**

*Representación de la variación de los desplazamientos en la dirección Y-Y*



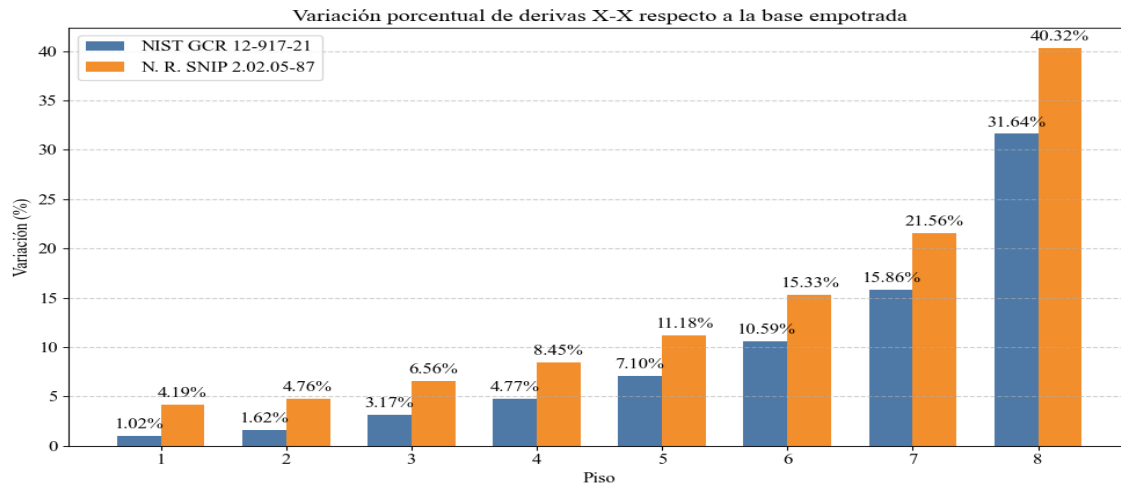
*Nota:* La figura representa la variación de los desplazamientos en la dirección X al aplicar los modelos dinámicos de ISE

### 3.4.3 Variación en las distorsiones de entrepiso

#### - Dirección X-X

**Figura 35**

*Representación de la variación porcentual de las distorsiones de entrepiso en la dirección X*

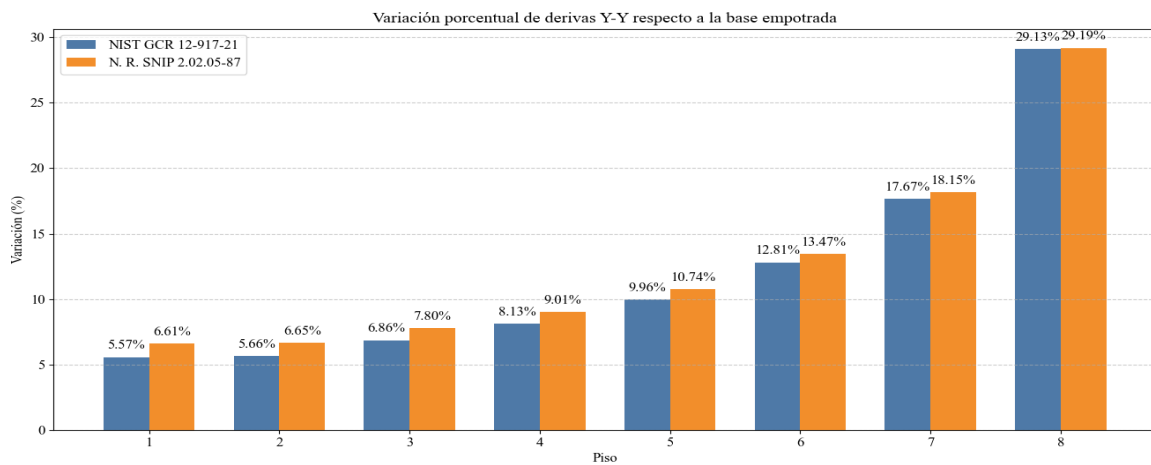


*Nota:* La figura representa la variación de las distorsiones de entrepiso en la dirección X al aplicar los modelos dinámicos de ISE

#### - Dirección Y-Y

**Figura 36**

*Representación de la variación porcentual de las distorsiones de entrepiso en la dirección Y*

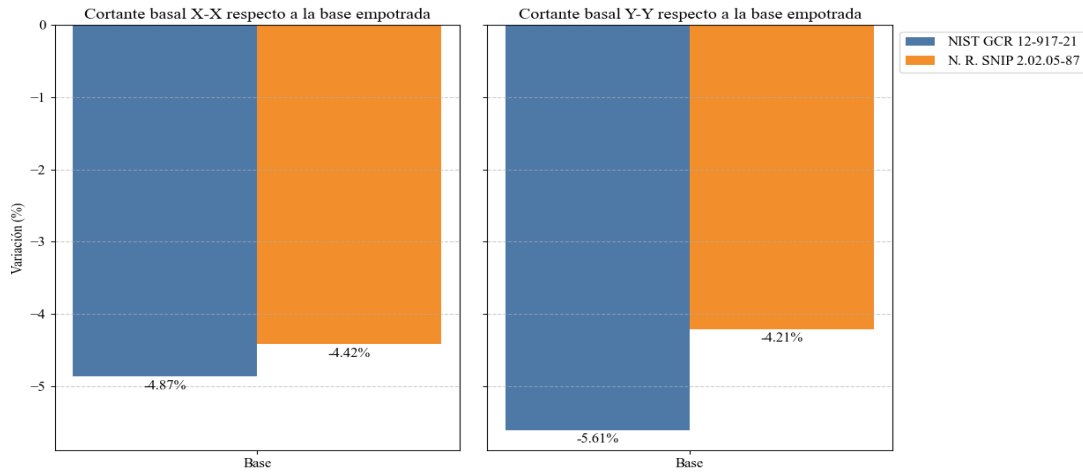


*Nota:* La figura representa la variación de las distorsiones de entrepiso en la dirección Y al aplicar los modelos dinámicos de ISE

### 3.4.4 Variación en la fuerza cortante de base.

**Figura 37**

*Representación de la variación de la cortante basal en ambas direcciones*



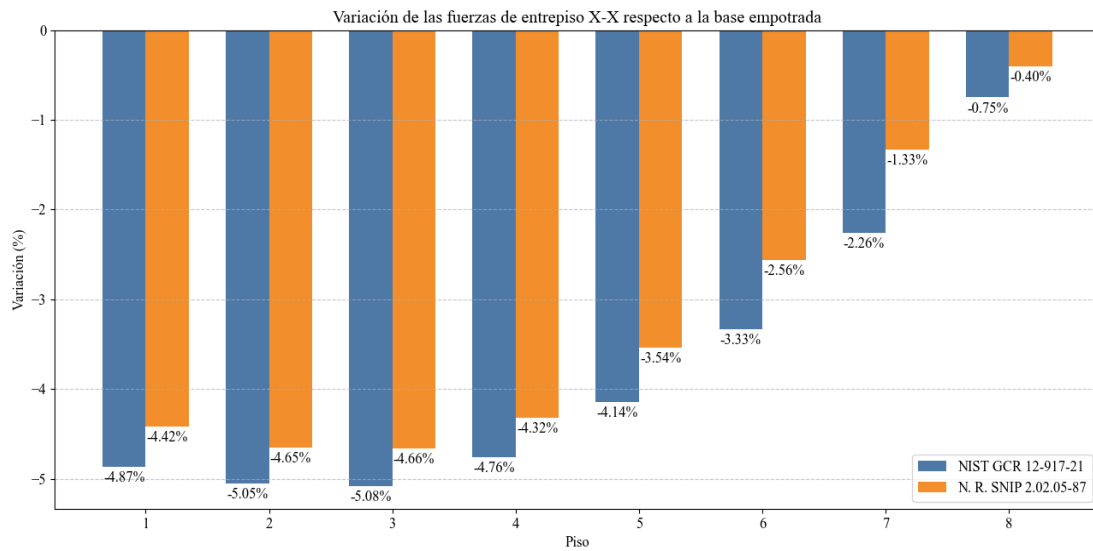
*Nota:* La figura representa la variación de las fuerzas cortantes de base en ambas direcciones de análisis al aplicar los modelos dinámicos de ISE

### 3.4.5 Variación en las fuerzas cortantes de entrepiso.

- Dirección X-X

**Figura 38**

*Representación de la variación de fuerzas de entrepiso para la dirección X-X*

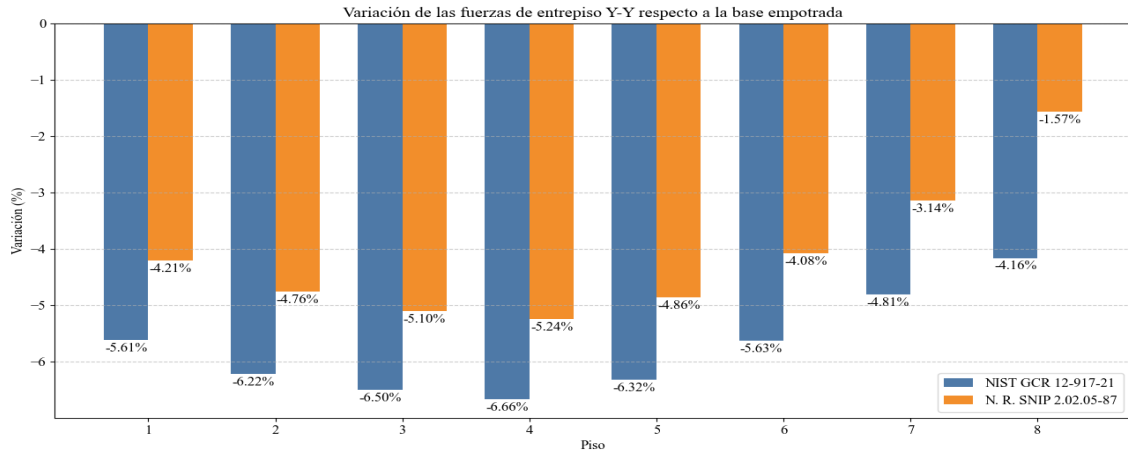


*Nota:* La figura representa la variación de las fuerzas de entrepiso en la dirección X al aplicar los modelos dinámicos de ISE

- Dirección Y-Y

**Figura 39**

*Representación de la variación de fuerzas de entrepiso para la dirección Y-Y*



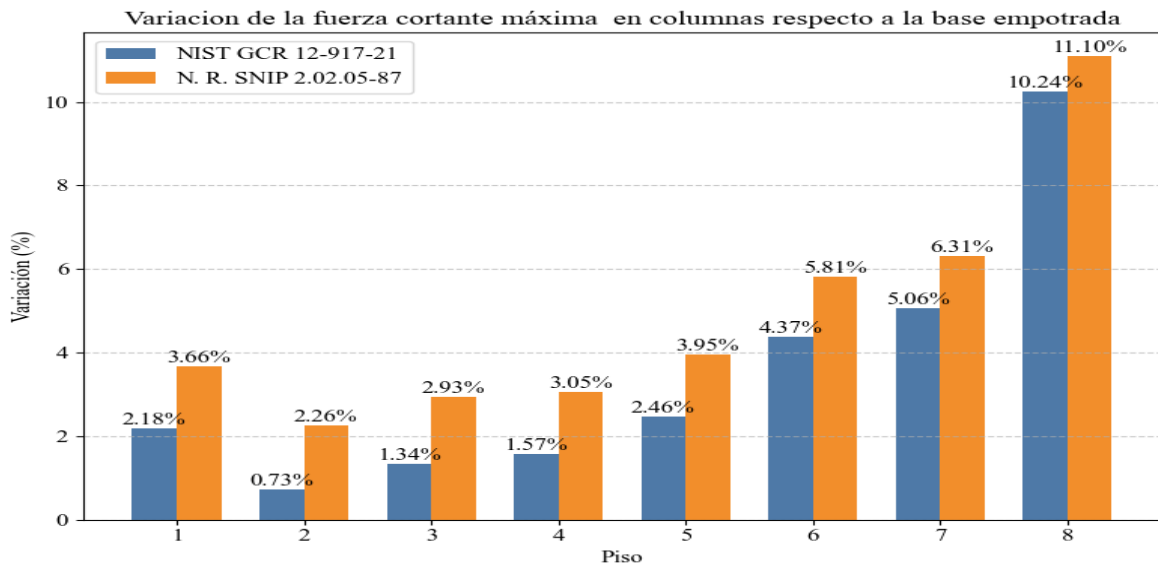
*Nota:* La figura representa la variación de las fuerzas de entrepiso en la dirección Y al aplicar los modelos dinámicos de ISE.

**3.4.6 Variación reacciones en elementos estructurales.**

- Fuerza cortante máxima en columnas

**Figura 40**

*Representación de la variación de la fuerza cortante máxima en columnas*

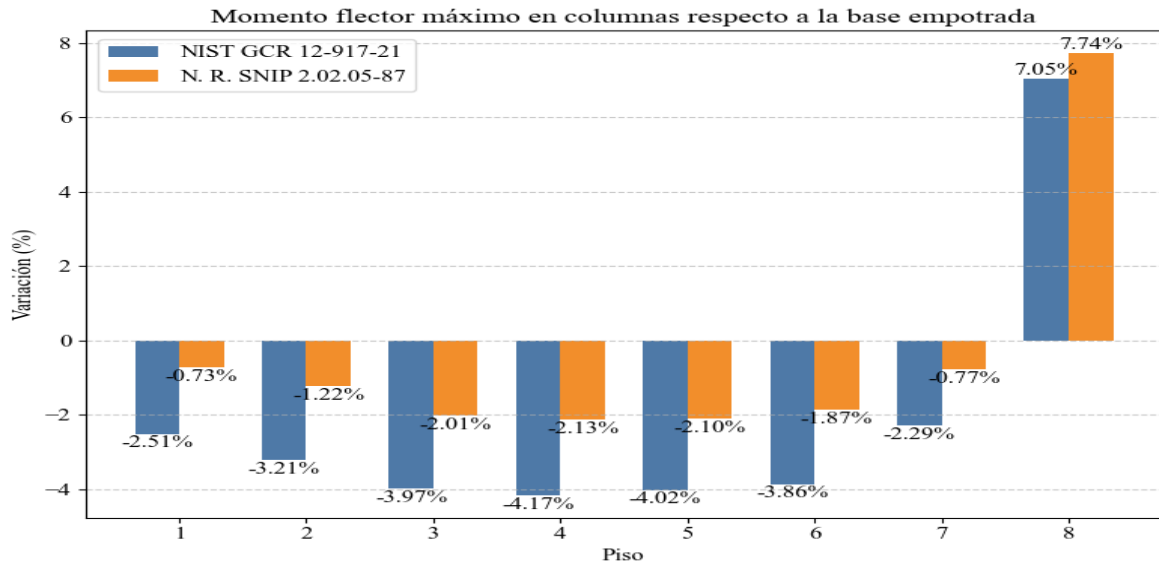


*Nota:* La figura representa la variación de la fuerza cortante máxima en la columna muestra al aplicar los modelos dinámicos de ISE.

- Variación momento flector máximo en columnas

**Figura 41**

*Representación de la variación del momento flector máximo en columnas*

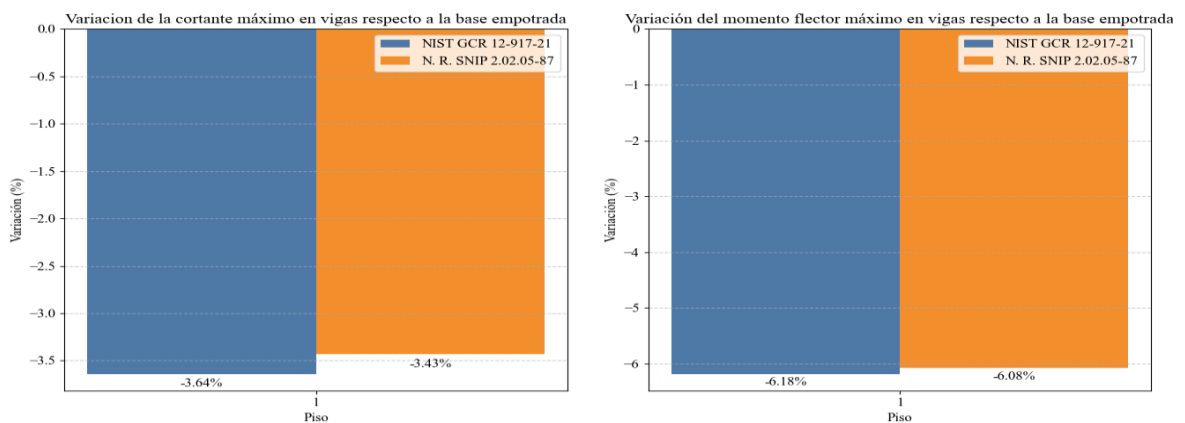


*Nota:* La figura representa la variación del momento flector máximo en la columna muestra al aplicar los modelos dinámicos de ISE

- Variación de fuerzas en vigas

**Figura 42**

*Representación de la variación de las fuerzas internas en vigas*



*Nota:* La figura representa la variación de las fuerzas internas en la viga muestra al aplicar los modelos dinámicos de ISE

#### IV. DISCUSION.

Se analizó un edificio de 8 niveles en la ciudad de Jaén, catalogada como edificación común cimentada sobre platea de cimentación con sistema estructural a porticado en ambas direcciones, ubicada en una zona sísmica 2 y sobre un suelo tipo S2, esto es parecido con el modelo B de analizado por Curioso y Torres, (2020) en el que se estudia un edificio de 8 niveles para oficinas en la ciudad de Lima en un suelo S2, en zona sísmica 2 con sistema estructural aporticado pero cimentada sobre zapatas. Por su parte difiere con el estudio hecho por Tapia, (2022) en el que analiza un edificio de 13 pisos en la ciudad de Chota con sistema de muros estructurales en suelo tipo S3 y con cimentación tipo platea.

De los resultados obtenidos se nota una leve variación en la respuesta sísmica y estructural del edificio al considerar la interacción suelo estructura, confirmando la hipótesis de que esta tiene mayor influencia en suelos flexibles, así por ejemplo la variación del periodo fundamental de vibración con respecto al modelo de base empotrada aumento en un 6.39% aplicando el modelo dinámico NIST GCR 12-917-21 esto concuerda con los resultados obtenidos por Curioso y Torres, (2020) que donde se presenta una variación de 4.59 % en un suelo tipo S2, por su parte al aplicar el modelo dinámico de la N. R. SNIP 2.02.05-87 se obtiene una variación porcentual de 7.27 lo que va en línea con la investigación de Benel y Rodríguez (2025), que al evaluar el edificio con sistema de muros estructurales obtiene variaciones de 2.2% en el eje X-X y 2.86% en el eje Y-Y, así mismo difiere con los resultados obtenidos por Villareal, (2021) en los que se alcanza una variación máxima de 30.1% en un edificio aporticado .

Al aplicar la flexibilidad del suelo en los modelos dinámicos la base de la edificación también tendrá desplazamientos, esto genera un aumento en los desplazamientos del resto de niveles de la edificación, así tenemos una al aplicar el modelo dinámico NIST GCR

12-917-21 la variación mínima de 3.71% y 9.77% para las direcciones X e Y por su parte al aplicar el modelo N. R. SNIP 2.02.05-87 se obtiene una variación mínima de 7.07% y 11.12% para ambas direcciones, esto concuerda con los resultados obtenidos por Ritter et al donde sugiere una variación general de 8% en los desplazamientos al utilizar La ISE. Sin embargo, difieren considerablemente con los resultados de Villanueva, (2023) en el que obtiene variación 191.43%. para la dirección X y de 206.55%.

Al aumentar los desplazamientos, las derivas también aumentarían, sin embargo, se debe verificar que estas no superen el valor máximo establecido en la Norma E030 del Reglamento Nacional de edificaciones, así tenemos que, aunque las derivas tienen una variación de 1.02% y 5.57% para la dirección X e Y al aplicar el modelo dinámico NIST GCR 12-917-21 y una variación mínima de 4.19% y 6.61% en las direcciones X e Y respectivamente al aplicar el modelo N. R. SNIP 2.02.05-87 son suficientes para superar el 7 por mil, límite máximo establecido para estructuras de concreto armado, que en el modelo de base empotrada eran inferiores, esto sugiere realizar un nuevo diseño donde se aumente la rigidez de la estructura. Estos valores concuerdan con los resultados obtenidos por Villareal, (2021) donde encontró que las derivas alcanzan el valor de 0.008 en el segundo y tercer nivel del edificio en estudio y por los obtenidos por Llimpe,(2020) en los que las derivas incluso superan el 0.01 para los niveles con mayor variación.

Por otro lado al aumentar el periodo fundamental de la estructura, la aceleración tomada para el diseño al interceptar con la curva del espectro se reduce ya que esta cae en la parte descendente, por lo que las fuerzas de entrepiso se reducirán, así tenemos que para el modelo NIST GCR 12-917-21 la fuerza cortante en la base se reduce en 4.87% en la dirección X y un 5.61% en la dirección Y estos valores son parecidos a los obtenidos por Curioso y Torres, (2020) aplicando el mismo modelo en el mismo tipo de suelo donde obtiene una variación de -4.6% y de -3.8% para la dirección X e Y, por su parte las

variaciones de cortante en la base para el modelo N. R. SNIP 2.02.05-87 muestran reducción de 4.42 y 4.87 en las direcciones X e Y respectivamente, resultados similares obtuvo Tapia, (2023) estableciendo una reducción general de 10%.

Al analizar la influencia sobre las reacciones en un pórtico de la estructura se puede ver que en línea con la reducción de fuerzas de entrepiso, las fuerzas cortantes y momentos en las columnas y vigas se reducen en un porcentaje similar, así tenemos que por ejemplo que al utilizar el método NIST GCR 12-917-21 la máxima variación de la cortante en la columna muestra alcanza un 10.24% la variación del momento flector máximo se reduce en -4.17 % y la cortante y momento flector en la viga muestra alcanza una variación de -3.64% y -6.17 % respectivamente, de la misma forma al aplicar el modelo dinámico N. R. SNIP 2.02.05-87 se tiene una variación de 11.10%, -2.10% , -3.43% y -6.08% en la fuerza cortante máxima y momento flector en la columna y viga respectivamente, estos resultados coinciden parcialmente con los obtenidos por Villanueva, (2023) en el que las solicitaciones en los elementos del pórtico así como su Ratio demanda capacidad en se reducen en torno al 30% y los resultados obtenidos por Limpe .Q (2020) en los que las variaciones de las fuerzas cortantes y momentos máximos para columnas y vigas están entre 30 y 60%.

## V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### CONCLUSIONES

- Se logro identificar los elementos estructurales, columnas muros, vigas losas, cimentación, etc. así como la profundidad de cimentación con el que fue diseñado el edificio, esto nos permitió determinar el sistema estructural, los valores de cargas a utilizar, el factor de uso y el coeficiente básico de reducción de fuerzas a utilizar, por otro lado se logró obtener los valores geotécnicos como el peso específico del suelo, la capacidad portante, etc, y finalmente se identificó los parámetros sísmicos como zona sísmica, parámetros de sitio, perfil del suelo, y de manera indirecta una aproximación de la velocidad de ondas sísmicas, etc.
- Se logro analizar, los valores de rigidez y amortiguamiento para el modelo dinámico NIST GCR 12-917-21 Soil-Structure Interaction for Building Structures en el cual mediante las funciones de impedancia simplificadas desarrolladas por Pais& Kausel se logra representar la flexibilidad del suelo mediante 6 coeficientes de rigidez y sus respectivos amortiguamientos, así como los valores de coeficiente de rigidez y amortiguamiento que representan el contacto dinámico entre el suelo y la cimentación del Modelo dinámico Norma Rusa SNIP 02.02.05-87.
- Se logro realizar el análisis sísmico- estructural utilizando el software ETABS V22 y conforme a los lineamientos establecidos en la norma E 030 diseño sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones, verificando la regularidad estructural, las combinaciones de carga, y la definición del espectro de respuesta para llevar a cabo un análisis modal espectral.
- Se determino la variación del comportamiento sísmico estructural del edificio de 8 niveles con respecto al modelo de base empotrada. El periodo de vibración fundamental de la estructura, al aplicar modelo dinámico NIST GCR 12-917-21

registro una variación de 6.39 % mientras que al aplicar el modelo Norma Rusa SNIP 02.02.05-87 la variación fue de 7.27 %, por otro lado, los desplazamientos variaron en un máximo de 6.65 % y 10.59% en la dirección X; un 14.30% y 16.56% en la dirección Y y al aplicar ambos modelos respectivamente. Los resultados también muestran una variación de en las distorsiones de entrepiso, al aplicar el modelo NIST GCR 12-917-21 se obtuvo una variación del valor más crítico cercano a 0.007 presentando una variación de 1.02% en la dirección X y 5.57% en la dirección Y, así mismo una variación de 4.19% y 6.66% al aplicar el modelo Norma Rusa SNIP 02.02.05-87, estas variaciones son suficientes para sobrepasar el límite de 0.007 establecido en el RNE. Por otro lado, se registró una reducción de las fuerzas de entrepiso, los valores de la cortante en la base variaron en -4.87% y -4.42% en la dirección X y de -5.61% y -4.61% en la dirección Y al aplicar los métodos dinámicos NIST GCR 12-917-21 y Norma Rusa SNIP 02.02.05-87 respectivamente. Finalmente se midió la variación de las reacciones en los elementos estructurales del edificio registrándose un anómalo crecimiento máximo de 10.24% y 11.10% y una reducción máxima de 4.27% y 2.13% en las fuerzas cortantes y momentos flectores en una columna muestra al aplicar ambos métodos respectivamente, por otro lado la variación de la fuerza cortante y momento flector máximos en la viga es de -3.64% y -6.18 para el modelo NIST GCR 12-917-21 y una variación de -3.43% y -6.08% al aplicar el modelo Norma Rusa SNIP 02.02.05-87

- La variación obtenida en los resultados, va en línea con la hipótesis formulada, donde se planteó que existiría variación en el comportamiento estructural, Aunque en su mayoría las variaciones son menores al 10% se debe tener especial consideración en acápites como el incremento de las derivas de entrepiso hasta

superar el límite permitido, esto sugiere que se debe incluir en el reglamento nacional de edificaciones las consideraciones de los métodos dinámicos de Interacción Suelo-Estructura ya que estos representan de manera más real el modelado de la edificación el entorno con las características de flexibilidad del suelo de fundación y su comportamiento ante la ocurrencia de un evento sísmico.

### **RECOMENDACIONES**

- Se debe recoger de manera precisa y detallada la información existente sobre la edificación, así como los parámetros sismo geotécnicos, que, aunque a veces no existen se deben aproximar utilizando tablas de valores referenciales y estudios previos.
- Combinar el análisis sísmico tiempo historia (como un método complementario al análisis modal espectral), y la Interacción dinámica Suelo -Estructura para lograr una mejor representación del fenómeno. El método tiempo-historia, al considerar la respuesta dinámica ante registros reales o sintéticos de aceleración, permite capturar efectos no lineales y temporales que el enfoque espectral, por su naturaleza simplificada, no logra reflejar completamente, este análisis ampliara el campo de conocimiento llevando a idealizaciones más precisas.
- Se recomienda agregar un modelo dinámico de análisis Interacción dinámica Suelo-Estructura en la Norma E.030 Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones esto guiara a los ingenieros estructurales a utilizar la flexibilidad del suelo de fundación en el análisis sísmico y con ello lograr resultados del comportamiento estructural de las edificaciones más acordes a los que presentará durante la ocurrencia de un evento sísmico permitiendo así construir edificaciones más seguras y eficientes.

## VI. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- American Society of Civil Engineers. (2017). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures* (ASCE/SEI 7-16). American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784414248>
- Benel, J., & Rodríguez, S. (2025). *Análisis del comportamiento estructural considerando interacción suelo estructura en el pabellón de ingeniería civil de la Universidad Nacional de Jaén-2023*. Jaén: [Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Jaén] Repositorio Institucional UNJ. <https://hdl.handle.net/20.500.14689/930>
- CENSIS- Instituto Geofísico del Perú. (n.d.). *Ultimosismo* [Recuperado el 5 de febrero de 2024]. <https://ultimosismo.igp.gob.pe/mapas-sismicos>
- Curioso, R., & Torres, C. (2020). *Influencia de la interacción suelo-estructura en edificaciones aporricadas (oficinas) de 4, 8 y 12 pisos en perfiles de suelo S1, S2 y S3 de Lima– Perú bajo la normativa Americana NIST GCR 12-917-21* [Tesis de Pregrado, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas (UPC)]. Repositorio Institucional de la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas (UPC). <http://doi.org/10.19083/tesis/653063> <https://doi.org/10.19083/tesis/653063>
- Das, B. (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones* (7.<sup>a</sup> ed.) [Traducción del libro *Principles of Foundation Engineering*, 7th ed.]. Cengage Learning Editores, S.A. de C.V.
- Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI). (2005). *Programa de prevención y medidas de mitigación ante desastres de la ciudad de Jaén* [Proyecto INDECI– PNUD–PER/02/051]. INDECI. <https://sigrid.cenepred.gob.pe/sigridv3/documento/3309>

- Alberca & Laban (2025). *Efectos de la interacción suelo-estructura en el módulo administrativo de la Universidad Nacional de Jaén-2025*[Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Jaén, Carrera Profesional de Ingeniería Civil]. Repositorio institucional UNJ. <http://hdl.handle.net/20.500.14689/1001>
- Llimpe, Q. (2020). *Análisis de la interacción sísmica suelo estructura en una edificación aporticada de cinco niveles y un sótano, con losa y vigas de cimentación en la Cooperativa de Vivienda Mercados Unidos, distrito de Santiago, Cusco* [Tesis de Pregrado, Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco]. Repositorio Institucional de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco. <http://hdl.handle.net/20.500.12918/5194>
- NEHRP *Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures* Volume I: Part 1 Provisions, Part 2 Commentary [Accedido: 2024-05-18]. (2020). [https://www.fema.gov/sites/default/files/2020-10/fema\\_2020-nehrp-provisions\\_part-1-and-part-2.pdf](https://www.fema.gov/sites/default/files/2020-10/fema_2020-nehrp-provisions_part-1-and-part-2.pdf)
- Pais, A., & Kausel, E. (1988). Approximate formulas for dynamic stiffnesses of rigid foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 7(4), 213–227.
- Ritter, M., Menegoto, M., Costella, M., Pavan, R., & Pilz, S. (2020). Analysis of soil-structure interaction in buildings with deep foundation. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, 13, 248-273. <https://www.scielo.br/j/riem/a/P6Z93ZR9KXGx86QDnBtFqC/?lang=en>
- Sempertegui Delgado, C. J. (2022). *Vulnerabilidad sísmica de las autoconstrucciones de albañilería con ladrillo artesanal de la urbanización guayacán de la ciudad de Jaén – Cajamarca*. [Tesis de Pregrado, Universidad Nacional de Cajamarca].

Repositorio Institucional de la Universidad Nacional de Cajamarca.  
<http://hdl.handle.net/20.500.14074/4620>

Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción – SENCICO.  
(2020). *Norma E.020 Cargas* [Primera edición digital]. Gerencia de Investigación y Normalización del SENCICO. <https://www.gob.pe/sencico>

Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción – SENCICO.  
(2020). *Norma E.030 Diseño sismorresistente* [Primera edición digital]. Gerencia de Investigación y Normalización del SENCICO. <https://www.gob.pe/sencico>

Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción – SENCICO.  
(2020). *Norma E.060 Concreto armado* [Primera edición digital]. Gerencia de Investigación y Normalización del SENCICO. <https://www.gob.pe/sencico>

Stewart, J. P., Fenves, G. L., & Seed, R. B. (1999). Seismic soil-structure interaction in buildings. I: Analytical aspects. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(1), 26-37.  
<http://escholarship.org/uc/item/9t09660m>

Tahghighi, H., & Mohamadi, A. (2020). Numerical Evaluation of Soil-Structure Interaction Effects on the Seismic Performance and Vulnerability of Reinforced Concrete Buildings. *International Journal of Geomechanics*, 20, 04020072.  
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0001651](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001651)

Tapia, A. (2023). *Evaluación del comportamiento estructural de un edificio multifamiliar de 05 pisos con zapatas aisladas y combinadas en la ciudad de Cajamarca al considerar y obviar el efecto de interacción sísmica suelo- estructura* [Tesis de Pregrado, Universidad Nacional de Cajamarca]. Repositorio Institucional de la Universidad Nacional de Cajamarca. <http://hdl.handle.net/20.500.14074/6000>

- Tapia, V. (2020). *Variación del Comportamiento Sísmico de un Edificio de trece pisos con Muros Estructurales y Platea de Cimentación al Incorporar la Interacción Suelo-Estructura en la Av. Taca bamba, Chota* [Tesis de Pregrado, Universidad Nacional de Cajamarca]. Repositorio Institucional de la Universidad Nacional de Cajamarca. <https://repositorio.unc.edu.pe/handle/20.500.14074/5394>
- Villanueva, A. (2023). *Influencia de la interacción suelo estructura en la respuesta estructural del módulo “C” y del módulo “D” de la edificación de turismo y hotelería de la Universidad Nacional de Cajamarca* [Tesis de Pregrado, Universidad Nacional de Cajamarca]. Repositorio Institucional de la Universidad Nacional de Cajamarca. <https://repositorio.unc.edu.pe/handle/20.500.14074/5992>
- Villarreal, C. (2021). Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con muros de ductilidad limitada sobre plateas de cimentación. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 26(1), 153-178. <https://journal.espe.edu.ec/ojs/index.php/riie/article/view/1967>
- World Health Organization. (2021). *Earthquakes*. [https://www.who.int/health-topics/earthquakes#tab=tab\\_1](https://www.who.int/health-topics/earthquakes#tab=tab_1)

## AGRADECIMIENTO

Al supremo creador por la existencia, por la sabiduría, por su guía, y por la segunda oportunidad puesta en mi camino.

A mi Madre, Padre y Hermanos por su cariño, comprensión y apoyo incondicional.

A la Universidad Nacional de Jaén, a sus docentes y a mis compañeros de estudio, gracias por su compañía, consejos y conocimientos compartidos.

A mi asesor Dr. José Luis Piedra Tineo, por su guía durante la ejecución de este trabajo.

*José Hitler Julca Tarrillo*

## **DEDICATORIA**

Dedico este trabajo a mis Padres y Hermanos por su amor incondicional, su apoyo constante y su motivación para volver a seguir el sueño.

*José Hitler Julca Tarrillo*

# ANEXOS