

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**TESIS**

**EFFECTOS DE LA INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA EN EL  
COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL BLOQUE II DE LA INSTITUCIÓN  
EDUCATIVA CONCERTADA SOLARIS, LOCALIDAD SUYLLUACCA -  
ANDAHUAYLAS**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

**AUTOR:**

Bach. HUAYHUA GUEVARA WILSON

**ASESOR:**

Dr. Ing. MIGUEL ANGEL MOSQUEIRA MORENO

**CAJAMARCA – PERÚ**

**2025**

## CONSTANCIA DE INFORME DE ORIGINALIDAD

### - FACULTAD DE INGENIERÍA -

1. **Investigador:** WILSON HUAYHUA GUEVARA

**DNI:** 77170196

**Escuela Profesional:** INGENIERÍA CIVIL

2. **Asesor:** Dr. Ing. MIGUEL ANGEL MOSQUEIRA MORENO

**Facultad:** DE INGENIERÍA

3. **Grado académico o título profesional**

Bachiller

Título profesional

Segunda especialidad

Maestro

Doctor

4. **Tipo de Investigación:**

Tesis

Trabajo de investigación

Trabajo de suficiencia profesional

Trabajo académico

5. **Título de Trabajo de Investigación:**

EFFECTOS DE LA INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL BLOQUE II DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA CONCERTADA SOLARIS, LOCALIDAD SUYLLUACCA – ANDAHUAYLAS

6. **Fecha de evaluación:** 04/07/2025

7. **Software antiplagio:**

TURNITIN

URKUND (OURIGINAL) (\*)

8. **Porcentaje de Informe de Similitud:** 21%

9. **Código Documento: Oid:** 3117:471725004

10. **Resultado de la Evaluación de Similitud:**

APROBADO  PARA LEVANTAMIENTO DE OBSERVACIONES O DESAPROBADO

Fecha Emisión: 05/07/2025



Firmado digitalmente por:  
BAZAN DIAZ Laura Sofia  
FAU 20148258601 soft  
Motivo: En señal de  
conformidad  
Fecha: 05/07/2025 14:59:53-0500

**FIRMA DEL ASESOR**

Dr. Ing. MIGUEL ANGEL MOSQUEIRA MORENO  
DNI: 26733060

**UNIDAD DE INVESTIGACIÓN FI**



## ACTA DE SUSTENTACIÓN PÚBLICA DE TESIS.

**TITULO** : *EFFECTOS DE LA INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO - ESTRUCTURA EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL BLOQUE II DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA CONCERTADA SOLARIS, LOCALIDAD DE SUYLLUCCA - ANDAHUAYLAS.*

**ASESOR** : *Dr. Ing. Miguel Angel Mosqueira Moreno.*

En la ciudad de Cajamarca, dando cumplimiento a lo dispuesto por el Oficio Múltiple N° 0433-2025-PUB-SA-FI-UNC, de fecha 31 de agosto de 2025, de la Secretaría Académica de la Facultad de Ingeniería, a los **cuatro días del mes de agosto de 2025**, siendo las diez horas con treinta minutos (10:30 m.) en la Sala de Audiovisuales (Edificio 1A - Segundo Piso), de la Facultad de Ingeniería se reunieron los Señores Miembros del Jurado Evaluador:

Presidente : Dr. Ing. Mauro Augusto Centurión Vargas.  
Vocal : Ing. Marcos Mendoza Linares.  
Secretario : M.Cs. Ing. Manuel Lincoln Minchán Pajares.

Para proceder a escuchar y evaluar la sustentación pública de la tesis titulada *EFFECTOS DE LA INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO - ESTRUCTURA EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL BLOQUE II DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA CONCERTADA SOLARIS, LOCALIDAD DE SUYLLUCCA - ANDAHUAYLAS*, presentado por el Bachiller en Ingeniería Civil *WILSON HUAYHUA GUEVARA*, asesorado por el Dr. Ing. Miguel Angel Mosqueira Moreno, para la obtención del Título Profesional

Los Señores Miembros del Jurado replicaron al sustentante debatieron entre sí en forma libre y reservada y lo evaluaron de la siguiente manera:

EVALUACIÓN PRIVADA : ..... *07* ..... PTS.  
EVALUACIÓN PÚBLICA : ..... *11* ..... PTS.  
EVALUACIÓN FINAL : ..... *18* ..... PTS. .... *Diecerocho* ..... (En letras)

En consecuencia, se lo declara *aprobado* con el calificativo de *18 (diecerocho)* acto seguido, el presidente del jurado hizo saber el resultado de la sustentación, levantándose la presente a las *11:40 am* horas del mismo día, con lo cual se dio por terminado el acto, para constancia se firmó por quintuplicado.

Dr. Ing. Mauro Augusto Centurión Vargas.  
Presidente

Ing. Marcos Mendoza Linares.  
Vocal

M.Cs. Ing. Manuel Lincoln Minchán Pajares.  
Secretario

Dr. Ing. Miguel Angel Mosqueira Moreno.  
Asesor

## **AGRADECIMIENTO**

A Dios por guiarme y protegerme en esta bonita experiencia, llena de altibajos, que llamamos vida.

Al Dr. Ing. Miguel Angel Mosqueira Moreno, por el tiempo brindado en el desarrollo de la presente investigación.

A mi alma mater, la Universidad Nacional de Cajamarca, principalmente a los docentes de la Facultad de Ingeniería que ayudaron en mi formación como Ingeniero Civil.

## **DEDICATORIA**

A la persona más preciada de mi vida, mi madre Susana Guevara López, por el apoyo y cariño inmensurable brindado.

A mi padre, Héctor Huayhua Prado, de quien solo guardo los mejores recuerdos, por protegerme y guiarme hasta mi adolescencia.

A mis hermanos; Doris, por su humildad y perseverancia; Héctor, la imagen representativa a seguir; Julio, por su empatía; Edward, por sociable y buen humor; José, por su empeño a mejorar; Mariela, muestra de resiliencia.

## CONTENIDO

<b>AGRADECIMIENTO</b> .....	i
<b>DEDICATORIA</b> .....	ii
<b>ÍNDICE DE TABLAS</b> .....	vii
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b> .....	x
<b>RESUMEN</b> .....	xiv
<b>ABSTRACT</b> .....	xv
<b>CAPITULO I. INTRODUCCIÓN</b> .....	1
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....	1
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	2
1.3. HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN .....	2
1.4. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	2
1.4.1. JUSTIFICACIÓN CIENTÍFICA .....	2
1.4.2. JUSTIFICACIÓN TÉCNICA - PRÁCTICA .....	3
1.5. ALCANCES O DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	3
1.6. LIMITACIONES .....	4
1.7. OBJETIVOS .....	4
1.7.1. OBJETIVO GENERAL .....	4
1.7.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	4
1.8. DESCRIPCIÓN DE LOS CONTENIDOS DE LOS CAPÍTULOS .....	5
<b>CAPITULO II. MARCO TEÓRICO</b> .....	6
2.1. ANTECEDENTES TEÓRICOS .....	6
2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES .....	6
2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES .....	7
2.2. BASES TEÓRICAS.....	8

2.2.1. INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA.....	8
2.2.2. MÉTODOS DE ANALISIS DE INTERACCIÓN SUELO- ESTRUCTURA.....	11
2.2.3. MODELO DINÁMICO NORMA RUSA SNIP 2.02.05.87 .....	14
2.2.4. MODELO DINÁMICO NORMA AMERICANA NIST GRC 12-917-21 .....	18
2.2.5. MODELO DE ANÁLISIS SÍSMICO CON BASE EMPOTRADA .....	32
2.2.6. ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL. ....	33
2.2.7. RESPUESTA ESTRUCTURAL.....	39
2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS. ....	40
<b>CAPITULO III. MARCO METODOLÓGICO.....</b>	<b>43</b>
3.1. UBICACIÓN GEOGRÁFICA.....	43
3.2. ÉPOCA DE LA INVESTIGACIÓN.....	44
3.3. TIPO Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN .....	44
3.4. POBLACIÓN DE ESTUDIO .....	45
3.5. MUESTRA.....	45
3.6. UNIDAD DE ANÁLISIS .....	45
3.7. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS .....	45
3.7.1. TÉCNICAS .....	45
3.7.2. INSTRUMENTOS .....	46
3.8. PROCEDIMIENTO. ....	46
3.8.1. DESCRIPCIÓN.....	46
3.8.2. ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	47
3.8.3. CARGAS.....	51
3.8.4. SUELO DE FUNDACIÓN .....	52

3.8.5. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES UTILIZADOS EN LA EDIFICACIÓN .....	53
3.8.6. PARÁMETROS SÍSMICOS.....	54
3.8.7. MODELADO EN ETABS .....	54
3.8.8. ANÁLISIS SÍSMICO MODAL ESPECTRAL SIN ISE APLICANDO EL MODELO CON BASE EMPOTRADA DE LA NORMA TÉCNICA E.030-2019.....	58
3.8.9. ANÁLISIS SÍSMICO CON ISE APLICANDO EL MODELO DINÁMICO DE LA NORMA RUSA SNIP 2.02.05.87.....	62
3.8.10. ANÁLISIS SÍSMICO CON ISE APLICANDO EL MODELO DINÁMICO DE LA NORMA AMERICANA NIST GRC 12-917-21.....	65
<b>CAPITULO IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....</b>	<b>66</b>
4.1. PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS .....	66
4.1.1. PERIODOS DE VIBRACIÓN.....	68
4.1.2. FRECUENCIAS DE VIBRACIÓN.....	70
4.1.3. MASA PARTICIPATIVA MODAL .....	72
4.1.4. MODOS NORMALIZADOS DE VIBRACIÓN.....	76
4.1.5. DESPLAZAMIENTOS.....	81
4.1.6. DERIVAS.....	84
4.1.7. REACCIONES EN LA BASE.....	87
4.1.8. CORTANTES POR NIVEL.....	89
4.1.9. FUERZAS INTERNAS MÁXIMAS .....	93
4.2. INTERPRETACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS .....	95
4.2.1. PERIODOS DE VIBRACIÓN.....	95
4.2.2. FRECUENCIAS DE VIBRACIÓN.....	96

4.2.3. MASA PARTICIPATIVA MODAL Y MODOS DE VIBRACIÓN.....	96
4.2.4. DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS .....	97
4.2.5. REACCIONES EN LA BASE.....	98
4.2.6. CORTANTES POR NIVEL.....	99
4.2.7. FUERZAS INTERNAS MÁXIMAS. ....	100
4.3. CONTRASTACIÓN DE LA HIPÓTESIS .....	101
<b>CAPITULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>102</b>
5.1. CONCLUSIONES .....	102
5.2. RECOMENDACIONES .....	103
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>104</b>
<b>ANEXOS.....</b>	<b>108</b>
ESPECTRO DE PSEUDO – ACELERACIÓN PARA CADA DIRECCIÓN.....	108
ESTUDIO DE SUELOS .....	110
PLANOS .....	112

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1.</b> Valores de reducción de velocidad de onda de corte y del módulo de corte para varias clases de sitios y amplitudes de agitación (ASCE, 2010; FEMA, 2009). .....	26
<b>Tabla 2.</b> Soluciones elásticas para la rigidez estática de zapatas rígidas en la superficie del suelo. ....	28
<b>Tabla 3.</b> Factores de corrección de desplante para la rigidez estática de zapatas rígidas. ....	29
<b>Tabla 4.</b> Modificadores de rigidez dinámica para zapatas rígidas. ....	30
<b>Tabla 5.</b> Modificadores de amortiguamiento por radiación para zapatas rígidas. ....	31
<b>Tabla 6.</b> Factores de zona “Z” .....	35
<b>Tabla 7.</b> Clasificación de los perfiles de suelo .....	36
<b>Tabla 8.</b> Factores de suelo “S” .....	36
<b>Tabla 9.</b> Periodos “T <sub>P</sub> ” y “T <sub>L</sub> ” .....	36
<b>Tabla 10.</b> Coeficiente básico de reducción R <sub>0</sub> . ....	38
<b>Tabla 11.</b> Categoría y regularidad de las edificaciones. ....	39
<b>Tabla 12.</b> Límites para la distorsión de entrepiso. ....	40
<b>Tabla 13.</b> Ubicación política del proyecto .....	43
<b>Tabla 14.</b> Sección de columnas.....	49
<b>Tabla 15.</b> Sección de vigas.....	50
<b>Tabla 16.</b> Propiedades de los materiales .....	53
<b>Tabla 17.</b> Parámetros sísmicos.....	54
<b>Tabla 18.</b> Masas en zapatas.....	63
<b>Tabla 19.</b> Coeficientes de rigidez para el modelo de ISE ruso. ....	66
<b>Tabla 20.</b> Coeficientes de amortiguamiento para el modelo de ISE ruso. ....	66
<b>Tabla 21.</b> Coeficientes de rigidez para el modelo de ISE americano. ....	67
<b>Tabla 22.</b> Coeficientes de amortiguamiento para el modelo de ISE americano. ....	67

<b>Tabla 23.</b> Periodos de vibración de los modelos analizados. ....	68
<b>Tabla 24.</b> Representación porcentual de periodos respecto al modelo empotrado. ....	69
<b>Tabla 25.</b> Frecuencias de vibración de los modelos analizados. ....	70
<b>Tabla 26.</b> Representación porcentual de frecuencias respecto al modelo empotrado. ....	71
<b>Tabla 27.</b> Masa participativa modal traslacional en “X”. ....	72
<b>Tabla 28.</b> Masa participativa modal traslacional en “Y”. ....	73
<b>Tabla 29.</b> Masa participativa modal rotacional en “Z”. ....	74
<b>Tabla 30.</b> Modos de vibración normalizados en “X” del modelo base empotrada, sin ISE. ..	76
<b>Tabla 31.</b> Modos de vibración normalizados en “Y” del modelo base empotrada, sin ISE. ..	76
<b>Tabla 32.</b> Modos de vibración normalizados en “X” del modelo con ISE de la norma rusa. ..	78
<b>Tabla 33.</b> Modos de vibración normalizados en “Y” del modelo con ISE de la norma rusa. ..	78
<b>Tabla 34.</b> Modos de vibración en “X” del modelo con ISE de la norma americana. ....	79
<b>Tabla 35.</b> Modos de vibración en “Y” del modelo con ISE de la norma americana. ....	79
<b>Tabla 36.</b> Desplazamientos en dirección “X” de los modelos analizados. ....	81
<b>Tabla 37.</b> Desplazamientos en dirección “Y” de los modelos analizados. ....	82
<b>Tabla 38.</b> Valor porcentual de desplazamientos respecto al modelo empotrado, en X-X. ....	83
<b>Tabla 39.</b> Valor porcentual de desplazamientos respecto al modelo empotrado, en Y-Y. ....	83
<b>Tabla 40.</b> Derivas en dirección “X” de los modelos analizados. ....	84
<b>Tabla 41.</b> Derivas en dirección “Y” de los modelos analizados. ....	85
<b>Tabla 42.</b> Representación porcentual de derivas respecto al modelo empotrado, en X-X. ....	86
<b>Tabla 43.</b> Representación porcentual de derivas respecto al modelo empotrado, en Y-Y. ....	86
<b>Tabla 44.</b> Cortantes en la base de los modelos analizados. ....	87
<b>Tabla 45.</b> Momentos en la base de los modelos analizados. ....	88
<b>Tabla 46.</b> Representación porcentual de cortantes en la base respecto al modelo empotrado. ....	88

<b>Tabla 47.</b> Representación porcentual de momentos en la base respecto al modelo empotrado. ....	89
<b>Tabla 48.</b> Fuerzas de corte por nivel en dirección “X” de los modelos analizados. ....	90
<b>Tabla 49.</b> Fuerzas de corte por nivel en dirección “Y” de los modelos analizados. ....	90
<b>Tabla 50.</b> Valor porcentual de cortantes por nivel respecto al modelo empotrado, en X-X...	91
<b>Tabla 51.</b> Valor porcentual de cortantes por nivel respecto al modelo empotrado, en Y-Y...	92
<b>Tabla 52.</b> Fuerzas internas máximas en columnas. ....	93
<b>Tabla 53.</b> Fuerzas internas máximas en vigas. ....	94
<b>Tabla 54.</b> Fuerzas internas máximas en muros. ....	94
<b>Tabla 55.</b> Valor porcentual de fuerzas internas en columnas frente al modelo empotrado. ...	94
<b>Tabla 56.</b> Valor porcentual de fuerzas internas en vigas respecto al modelo empotrado. ....	95
<b>Tabla 57.</b> Valor porcentual de fuerzas internas en muros respecto al modelo empotrado. ....	95
<b>Tabla 58.</b> Espectro de pseudo – aceleración dirección “X”. ....	108
<b>Tabla 59.</b> Espectro de pseudo – aceleración dirección “Y”. ....	109
<b>Tabla 60.</b> Estudio de suelo calicatas C1,C2 del expediente técnico del Colegio Solaris.....	110
<b>Tabla 61.</b> Estudio de suelo calicatas C3,C4,C5 del expediente técnico del Colegio Solaris. ....	111

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1.</b> Evaluación de la respuesta de campo libre del sitio. ....	10
<b>Figura 2.</b> Esquema de un análisis directo de ISE mediante modelado por elementos finitos. ....	12
<b>Figura 3.</b> Esquema de un enfoque de subestructura para el análisis de la ISE usando: (i) cimentación rígida; o (ii) suposición de cimentación flexible. ....	14
<b>Figura 4.</b> Esquema de las deflexiones causadas por la fuerza aplicada a: (a) estructura de base fija; y (b) estructura con flexibilidad vertical, horizontal y rotacional en su base. ....	19
<b>Figura 5.</b> Gráfica de la relación de alargamiento del periodo ( $T/T$ ) y amortiguación de los cimientos ( $B_f$ ) vs la relación de rigidez estructura-suelo para cimientos cuadrados ( $L=B$ ) y la relación de variables de $h/B$ . En esta gráfica, $\nu=0.33$ , $B/L=1$ , amortiguamiento histerético del suelo $\beta_s=0$ , relación de masa $=0$ y exponente $n=2$ (NIST, 2012). ....	22
<b>Figura 6.</b> Zapata rígida para el cálculo de rigidez simplificada. ....	28
<b>Figura 7.</b> Sección transversal y dimensiones de desplante para el cálculo de rigideces simplificados. ....	29
<b>Figura 8.</b> Métodos de análisis ....	32
<b>Figura 9.</b> Primeros tres modos de un edificio de altura media, $F_j$ es la carga de entrepiso y $\Delta_n$ es el desplazamiento modal del edificio. ....	34
<b>Figura 10.</b> Ejemplo de modelado del espectro de pseudo – aceleración de la norma técnica E.030. ....	37
<b>Figura 11.</b> Croquis de la Institución Educativa Concertada Solaris. ....	44
<b>Figura 12.</b> Ejes estructurales cimentación. ....	48
<b>Figura 13.</b> Definición de materiales concreto y albañilería. ....	55
<b>Figura 14.</b> Definición de secciones de columna “C1” y muro de 0.23m. ....	55
<b>Figura 15.</b> Estructura modelada, brazos rígidos y restricciones. ....	56
<b>Figura 16.</b> Diafragmas rígidos. ....	56

<b>Figura 17.</b> Discretización de losas y muros. ....	56
<b>Figura 18.</b> Patrones de carga.....	57
<b>Figura 19.</b> Masa sísmica. ....	57
<b>Figura 20.</b> Caso de asignación de cargas por tabiquería y canaletas de concreto en vigas. ...	57
<b>Figura 21.</b> Definición de sismo estático en X-X.....	59
<b>Figura 22.</b> Definición de sismo estático en Y-Y.....	59
<b>Figura 23.</b> Casos de carga para el sismo estático en “X-X” y “Y-Y”.....	59
<b>Figura 24.</b> Definición de espectros de pseudo-aceleración en dirección “X” y “Y”......	60
<b>Figura 25.</b> Espectro de pseudo-aceleración en dirección “X”. ....	60
<b>Figura 26.</b> Espectro de pseudo-aceleración en dirección “Y”. ....	60
<b>Figura 27.</b> Sismo dinámico en dirección “X”. ....	61
<b>Figura 28.</b> Sismo dinámico en dirección “Y”. ....	61
<b>Figura 29.</b> Definición de material y sección para la cimentación.....	62
<b>Figura 30.</b> Definición de áreas tributarias de zapatas. ....	63
<b>Figura 31.</b> Asignación de masa de zapatas. ....	64
<b>Figura 32.</b> Definición de rigideces y amortiguamiento de norma rusa en Etabs.....	64
<b>Figura 33.</b> Definición de rigideces y amortiguamiento de norma americana en Etabs. ....	65
<b>Figura 34.</b> Curvas de periodos de vibración de los modelos analizados. ....	68
<b>Figura 35.</b> Comparación porcentual de los principales periodos de los modelos analizados. ....	69
<b>Figura 36.</b> Curvas de frecuencias de vibración de los modelos analizados.....	70
<b>Figura 37.</b> Comparación porcentual de frecuencias de los modelos analizados.....	71
<b>Figura 38.</b> Curvas de masa participativa modal traslacional en “X”.....	72
<b>Figura 39.</b> Curvas de masa participativa modal traslacional en “Y”.....	73
<b>Figura 40.</b> Curvas de masa participativa modal traslacional en “Z”. ....	74
<b>Figura 41.</b> Comparación porcentual de masa participativa modal en “X”. ....	75

<b>Figura 42.</b> Comparación porcentual de masa participativa modal en “Y”. .....	75
<b>Figura 43.</b> Comparación porcentual de masa participativa modal en “Z” .....	76
<b>Figura 44.</b> Formas modales de vibración normalizados en “X” del modelo base empotrada, sin ISE. ....	77
<b>Figura 45.</b> Formas modales de vibración normalizados en “Y” del modelo base empotrada, sin ISE. ....	77
<b>Figura 46.</b> Formas modales de vibración en “X” del modelo con ISE de la norma rusa. ....	78
<b>Figura 47.</b> Formas modales de vibración en “Y” del modelo con ISE de la norma rusa. ....	79
<b>Figura 48.</b> Formas modales de vibración en “X” de modelo con ISE de la norma americana. ....	80
<b>Figura 49.</b> Formas modales de vibración en “Y” de modelo con ISE de la norma americana. ....	80
<b>Figura 50.</b> Curvas desplazamientos en dirección “X”. ....	81
<b>Figura 51.</b> Curvas desplazamientos en dirección “Y”. ....	82
<b>Figura 52.</b> Comparación porcentual de desplazamientos de los modelos analizados, en X-X. ....	83
<b>Figura 53.</b> Comparación porcentual de desplazamientos de los modelos analizados, en Y-Y. ....	84
<b>Figura 54.</b> Curvas de derivas en dirección “X”. ....	85
<b>Figura 55.</b> Curvas de derivas en dirección “Y”. ....	85
<b>Figura 56.</b> Comparación porcentual de derivas de los modelos analizados, en X-X. ....	86
<b>Figura 57.</b> Comparación porcentual de derivas de los modelos analizados, en Y-Y. ....	87
<b>Figura 58.</b> Comparación porcentual de cortantes en la base de los modelos analizados. ....	88
<b>Figura 59.</b> Comparación porcentual de momentos en la base de los modelos analizados. ....	89
<b>Figura 60.</b> Gráfica de fuerzas de corte por nivel en X-X. ....	90

<b>Figura 61.</b> Gráfica de fuerzas de corte por piso en Y-Y. ....	91
<b>Figura 62.</b> Comparación porcentual de fuerzas de corte por nivel de los modelos, en X-X. .	92
<b>Figura 63.</b> Comparación porcentual de fuerzas de corte por nivel de los modelos, en Y-Y. .	93

## RESUMEN

La investigación tuvo como objetivo determinar en cuánto aumenta los efectos de la interacción dinámica suelo - estructura en el comportamiento estructural del bloque II de la Institución Educativa Concertada Solaris, localidad de Suylluacca – Andahuaylas. Para lo cual se compara la respuesta estructural, medido en función de periodos, desplazamientos, derivas y fuerzas, de 3 modelos de análisis, un modelo sin ISE con base empotrada de la Norma Técnica E.030 y dos modelos con ISE de la Norma Rusa SNIP 2.02.05.87 y la Norma Americana NIST GRC 12-917-21. El bloque II es una estructura de 3 niveles, presenta dos sistemas estructurales, un sistema de pórtico de concreto armado y un sistema de albañilería confinada. El suelo de fundación se trata de un perfil tipo  $S_2$ , suelos intermedios y el efecto de la flexibilidad del suelo frente a una cimentación rígida son representadas por funciones de impedancia por las normas SNIP 2.02.05.87 y NIST GRC 12-917-21. Para el modelamiento y análisis sísmico modal espectral se utilizó el software ETABS v20.3. Al comparar los 2 modelos con ISE respecto del modelo sin ISE; la respuesta estructural tuvo variaciones la mayoría mayores al 5%; tal como, aumentos mínimos y máximos, de periodos de 2.39% y 39.78%, de desplazamientos de 4.08% y 99.98%, de derivas de 1.30% y 74.65%; también, reducciones mínimas y máximas, de reacciones en la base de 0.66% y 7.36%, de cortantes por nivel de 0.38% y 9.32%, de fuerzas internas de 2.09% y 9.72%.

***Palabras clave:*** Interacción suelo – estructura (ISE), respuesta estructural, análisis sísmico, funciones de impedancia.

## ABSTRACT

The objective of the research was to determine how much the effects of the soil-structure dynamic interaction increases in the structural behavior of block II of the Solaris Concerted Educational Institution, town of Suylluacca-Andahuaylas. To this end, the structural response, measured as a function of periods, displacements, drifts and forces, of three analysis models is compared, a model without SSI with an embedded base of the Technical Standard E.030 and two models with SSI of the Russian Standard SNIP 2.02.05.87 and the American Standard NIST GRC 12-917-21. The analysis models used are the model without soil – structure interaction with embedded base of the Technical Standard E.030 and the Dynamic soil – structure interaction models of the Russian Standard SNIP 2.02.05.87 and American Standard NIST GRC 12-917-21. Block II is a 3-level structure, featuring two structural systems, a reinforced concrete frame system and a confined masonry system. The foundation soil is an S<sub>2</sub> type profile, intermediate soils and the effect of soil flexibility compared to a rigid foundation are represented by impedance functions according to the SNIP 2.02.05.87 and NIST GRC 12-917-21 standards. For the modeling and spectral modal seismic analysis, the ETABS v20.3 software was used. When comparing the two models with SSI to the model without SSI, the structural response showed variations, most of which were greater than 5%; such as minimum and maximum increases in periods of 2.39% and 39.78%, displacements of 4.08% and 99.98%, and drifts of 1.30% and 74.65%; and minimum and maximum reductions in base reactions of 0.66% and 7.36% level shears of 0.38% and 9.32%, and internal forces of 2.09% and 9.72%.

**Keywords:** *Soil – structure interaction (SSI), structural response, seismic analysis, impedance functions.*

## CAPITULO I. INTRODUCCIÓN

### 1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El mundo está expuesto a la constante ocurrencia de fenómenos sísmicos y por su magnitud pueden ocasionar daños materiales, pérdidas de vidas o ser imperceptibles por las personas. El Perú al encontrarse dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico es un país altamente sísmico (Instituto Geofísico del Perú, 2024), teniendo como sismo más reciente y relevante el ocurrido el 15 de junio del 2025 con una magnitud de 6.1 y epicentro en el mar a 30km al sudoeste de la provincia Constitucional del Callao, ocasionando la muerte de 1 persona, 135 heridos, 286 afectados y 43 damnificados y daños materiales en 24 locales públicos, 37 establecimientos de salud, 168 viviendas y 125 instituciones educativas (Instituto Nacional de Defensa Civil, 2025). La provincia de Lima presenta sectores con suelos flexibles, estos suelos amplifican las ondas sísmicas generando mayor movimiento de la edificación y es una de las causas principales de los daños en las infraestructuras públicas, las cuales fueron diseñadas considerando un suelo de fundación rígido. (Zavala, 2025)

La Institución Educativa Concertada Solaris se encuentra en el sistema de fallas Abancay - Andahuaylas - Chincheros, un conjunto de fallas de orientación este - oeste que pueden generar sismos. Por tanto, para mitigar daños materiales y pérdidas de vidas es necesario considerar el factor suelo en el comportamiento estructural de edificaciones, esto es posible con modelos de análisis de Interacción Suelo - Estructura. Los modelos de ISE consideran el trabajo conjunto de suelo - cimentación - superestructura y permiten obtener comportamientos estructurales más reales, por ende, estructuras más seguras.

La NTE.030 (2019) en el artículo 30.2.6. (Modelo para el análisis) considera que se puede suponer que la estructura está empotrada en la base, o alternativamente considerar la

flexibilidad del sistema de cimentación si fuera pertinente. Esto valida a considerar la ISE en el análisis de estructuras, bajo responsabilidad del ingeniero.

Cuando involucran la ISE en el análisis, es posible que se generen efectos en el comportamiento estructural de edificaciones, esto se determinará al comparar cortante basal, momentos, periodos de vibración, modos de vibración y frecuencias, desplazamientos, derivas y fuerzas internas de los modelos a analizar de una edificación de tres niveles considerando un suelo intermedio; un modelo con empotramiento completo y otro modelo con la ISE, considerando parámetros de la norma técnica E.030 y los modelos dinámicos de ISE de la normas, americana NIST GCR 12-917-21 y rusa SNIP 2.02.05.87.

## **1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA**

¿En cuánto aumenta los efectos de la interacción dinámica suelo – estructura en el comportamiento estructural del bloque II de la Institución Educativa Concertada Solaris, localidad Suylluacca - Andahuaylas?

## **1.3. HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN**

Los efectos de la interacción dinámica suelo – estructura en el comportamiento estructural del bloque II de la Institución Educativa Concertada Solaris, localidad Suylluacca- Andahuaylas, aumenta en 5% la respuesta estructural.

## **1.4. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN**

### ***1.4.1. JUSTIFICACIÓN CIENTÍFICA***

Tradicionalmente el análisis sísmico de edificios se realiza como un sistema que no depende de su cimentación y características del suelo, considerando como apoyo una base rígida (empotrado); esto genera controversia, pues la existencia de los diferentes tipos de suelo más aún si son suelos flexibles, afecta el comportamiento de la estructura, por tal causa es conveniente incluir el fenómeno de la ISE en el análisis sísmico de la edificación.

#### **1.4.2. JUSTIFICACIÓN TÉCNICA - PRÁCTICA**

El sismo del 15 agosto del 2007 con epicentro a 40km al oeste de Pisco y con magnitud de momento de 8.0 fue sentido en menor intensidad en Andahuaylas causando grietas en casas e instituciones educativas (CISMID, 2022; Cuenca, 2008). La Institución Educativa Concertada Solaris se ubica en Andahuaylas y que consideró en su análisis estructural un suelo de fundación rígido, está asentada sobre suelos coluviales, estos suelos presentan flexibilidad en su estructura y pueden afectar la forma, amplitud y duración de un movimiento sísmico. Por ende, la respuesta estructural de una edificación ante una excitación sísmica sin considerar la flexibilidad del suelo no sería correcta, generando construcciones inseguras y con esto posibles impactos negativos como daños materiales y pérdidas de vidas humanas. Para mitigar estos impactos es importante conocer cómo se comporta realmente las estructuras durante un sismo, y se logra considerando la flexibilidad del suelo en el análisis y esto se conoce como interacción suelo - estructura. Además, el Perú no cuenta con suficientes métodos de análisis considerando la interacción suelo - estructura, esta investigación puede servir como guía práctica para estudiantes, egresados e ingenieros que deseen indagar en el área de comportamiento de estructuras con ISE.

#### **1.5. ALCANCES O DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN**

La presente investigación se ha desarrollado entre los años 2024 y 2025, se eligió el bloque II de la Institución Educativa Concertada Solaris que se encuentra en la provincia de Andahuaylas del departamento de Apurímac, específicamente en la localidad de Suylluacca del distrito de San Jerónimo. Esta edificación presenta dos sistemas estructurales, un sistema de pórtico de concreto armado en dirección “X” y un sistema de albañilería confinada en dirección “Y”, con tipo de cimentación de zapatas corridas.

Se desarrolla el análisis dinámico modal espectral del bloque II de la Institución Educativa Concertada Solaris considerando tres modelos, un modelo de análisis sin ISE con

base empotrada según la norma técnica E.030-2019 y los modelos de análisis involucrando la flexibilidad del suelo, usando los modelos dinámicos de ISE según la norma rusa SNIP 2.02.05.87 y norma americana NIST GRC 12-917-21, y se comparan su respuesta estructural.

Para el modelado y análisis de la estructura de tres niveles con y sin efectos de ISE se desarrollará con el software ETABS versión 20.3 que aplica el método de elementos finitos. Además, los parámetros de resistencia;  $f'_c$ ,  $f'_m$ , y elasticidad;  $E_c$ ,  $E_m$ ,  $E_s$  de los materiales de la edificación se obtendrán del expediente técnico de la Institución Educativa Concertada Solaris; así mismo, los planos de arquitectura y estructuras.

## **1.6. LIMITACIONES**

Uso de software crackeado de ETABS, no se cuenta con el original.

## **1.7. OBJETIVOS**

### ***1.7.1. OBJETIVO GENERAL***

Determinar en cuanto aumenta los efectos de la interacción dinámica suelo - estructura en el comportamiento estructural del bloque II de la Institución Educativa Concertada Solaris, localidad Suylluacca - Andahuaylas.

### ***1.7.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS***

- Realizar el análisis sísmico por el método modal espectral de una estructura de acorde a la norma técnica E.030-2019, utilizando el software ETABS v20.3.
- Realizar el análisis sísmico con efectos de ISE de una estructura considerando suelos intermedios, utilizando los modelos dinámicos de la norma rusa SNIP 2.02.05.87 y la norma americana NIST GRC 12-917-21, utilizando el software ETABS v20.3.
- Comparar cortante basal, momentos, periodos de vibración, modos de vibración, derivas, frecuencias, desplazamientos y fuerzas internas de los modelos de análisis con y sin efectos de la interacción suelo-estructura.

## 1.8. DESCRIPCIÓN DE LOS CONTENIDOS DE LOS CAPÍTULOS

- **CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN:** Este capítulo incluye el planteamiento del problema, la formulación del problema, la hipótesis, la justificación, los alcances, las limitaciones y los objetivos de la investigación.
- **CAPITULO II. MARCO TEÓRICO:** Este capítulo muestra los antecedentes teóricos de índole nacional e internacional acorde a esta investigación, las bases teóricas que son el sostenimiento de la presente investigación y se definen términos básicos para un mejor entendimiento de la presente investigación.
- **CAPÍTULO III. MARCO METODOLÓGICO:** Este capítulo describe la ubicación de la muestra, la época de la investigación, el tipo y diseño de la investigación, la población, la muestra, unidad de análisis, técnicas e instrumentos de recolección de datos; así como, describe el procedimiento utilizado, cálculo de parámetros de los modelos de ISE y el modelado en Etabs de los tres modelos.
- **CAPÍTULO IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN:** Este capítulo abarca la presentación, el análisis, interpretación y discusión de resultados de acuerdo con los objetivos de la investigación.
- **CAPITULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:** Este capítulo expone las conclusiones más relevantes de los resultados obtenidos y presenta recomendaciones para próximas investigaciones de interacción suelo-estructura.
- **REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS:** Presenta una lista de normas, artículos e investigaciones afines al tema de investigación.
- **ANEXOS:** Presenta Espectros de pseudo – aceleración. Estudios de Suelos y Planos, obtenidos del expediente técnico de la Institución Educativa Concertada Solaris.

## CAPITULO II. MARCO TEÓRICO

### 2.1. ANTECEDENTES TEÓRICOS

#### 2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES

- León (2016), en su trabajo de investigación “**Análisis comparativo del diseño de una edificación de hormigón armado considerando el sistema de base rígida versus la interacción suelo – estructura**” presenta la comparación del análisis y diseño de una edificación de cuatro niveles en la ciudad de Quito, con el objetivo de determinar los efectos de la flexibilidad del suelo de fundación en el comportamiento estructural, usando el modelo de ISE propuesto por los científicos Barkan-Savinov; la inclusión de la flexibilidad del suelo en el análisis del edificio frente al sistema de base rígida tuvo como consecuencia un aumento de los desplazamientos, distorsiones y periodos, presentándose una aminoración de las fuerzas internas de algunos elementos estructurales. Además, considerando la ISE se observó alteraciones considerables en el diseño a flexión de columnas y zapatas, obteniendo áreas menores de acero con respecto a lo calculado por el modelo de base rígida; por otra parte, no hubo variación con respecto al diseño al corte de los elementos estructurales.
- Proaño (2022), en su artículo de investigación “**Interacción Suelo - Estructura para edificaciones de hormigón armado, mediante modelos dinámicos**” realiza un análisis dinámico con interacción suelo-estructura aplicando diversos modelos dinámicos experimentales como el método de Barkan, el modelo de la norma rusa, el modelo de A.E.Sargsian y la metodología ASCE 41-17, con el objetivo de analizar la respuesta dinámica de estructuras de tres, cuatro y cinco pisos con tipo de cimentación de zapatas aisladas, considerando como apoyo de las edificaciones una arcilla blanda. En la comparación de periodos de vibración, derivas de piso y fuerzas cortantes en la base de los modelos de análisis considerando la ISE frente al modelo de base rígida,

se aprecia una mayor influencia en los modelos A. E. Sargsian y ASCE 41-17, por el contrario, en los modelos de Barkan y norma rusa se aprecia una menor influencia.

- Díaz et al. (2012), en la monografía de ingeniería sísmica **“Respuesta dinámica de un edificio considerando el efecto de interacción suelo-estructura”** realizaron el análisis lineal a un edificio de 12 pisos en la ciudad de Ensenada, para evaluar la respuesta dinámica considerando el modelo con base rígida y el modelo con efectos de ISE, en el cual se toma como base de apoyo de la estructura un suelo blando. Así mismo, presenta las distorsiones de entrepiso y su comparación respecto a los valores máximos establecidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Distrito Federal del 2004. Del análisis y comparación de los modelos, el efecto de la ISE es relevante e influyó en el comportamiento dinámico de la estructura, ya que se presentó una disminución del amortiguamiento, un aumento del periodo fundamental y se presentaron mayores distorsiones en comparación con el modelo de base empotrada.

### ***2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES***

- Curioso y, Torres (2020), en su tesis con nombre **“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”**, desarrollan la interacción dinámica suelo-estructura con y sin amortiguamiento de tres modelos de análisis A, B y C de 4,8 y 12 pisos respectivamente usando diferentes tipos de perfiles de suelo. Entre la comparación de los modelos en los diferentes tipos de suelo, se observó que existe mayor variación con IDSE con o sin amortiguamiento de desplazamientos y derivas en el modelo A. En el caso a los periodos de vibración, se observó la mayor variación en suelos S1, S3 en el modelo C y en suelo S2 mayor variación en los modelos B y C.

- Villarreal et al. (2021), en su revista internacional “**Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con muros de ductilidad limitada sobre plateas de cimentación**”, realizan los análisis estático, espectral y tiempo-historia del modelo convencional y de los modelos de ISE de Winkler, de Barkan y de la norma rusa. Muestran la comparación de los modelos con interacción suelo-estructura respecto del modelo convencional, tomando como objeto de análisis una edificación de 5 niveles ubicado en el distrito de Baños del Inca-Cajamarca y presenta como suelo de fundación una arena arcillosa. Además, de la comparación de sus modelos con ISE respecto del modelo convencional, para cada tipo de análisis, los resultados presentan aumento del primer periodo de vibración en un 24.67%, incremento de desplazamientos laterales de hasta un 35%, reducción de fuerzas axiales en un 46% , aminoración de cortantes en un 42% y reducción de momentos flectores en un 34%.

## **2.2. BASES TEÓRICAS**

### **2.2.1. INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA**

La ISE es un fenómeno físico en que una estructura al ser influenciada por una fuerza externa como una acción sísmica, su comportamiento estructural es dependiente de la flexibilidad del suelo; es decir, la respuesta del suelo afecta el movimiento de la estructura y viceversa. En consecuencia, la ISE explica la respuesta real de la estructura y la respuesta de la condición teórica de base empotrada (Metwally, s.f.; Duggal, 2013).

Los efectos de ISE que pueden afectar la respuesta de las estructuras, se clasifican como efectos de interacción inercial y efectos de interacción cinemática (National Institute of Standards and Technology [NIST], 2012).

- **Interacción inercial:** Se refiere a un fenómeno en el cual la inercia de una estructura debido a una excitación sísmica da lugar a fuerzas cortante, momento y torsión en la

base, provocando desplazamientos y rotaciones en la interfase suelo – cimentación que solo son posibles por la flexibilidad del suelo, y se cuantifica mediante la función de impedancia (Metwally, s.f.; NIST,2012).

- **Interacción cinemática:** Es la variación entre el movimiento del suelo en campo libre y el movimiento de entrada de la cimentación, en una excitación sísmica. Esto resulta por la existencia de elementos mucho más rígidos que el suelo circundante, como lo es la cimentación. Además, esta variación de movimiento se cuantifica con la función de transferencia (Metwally, s.f.; NIST, 2012).

#### **2.2.1.1. Campo libre.**

Es el espacio o terreno abierto, un lugar sin existencia de estructuras ni cimientos; además, el movimiento del suelo por excitaciones sísmicas en ausencia de estructuras y cimientos es la definición de movimiento de campo libre.

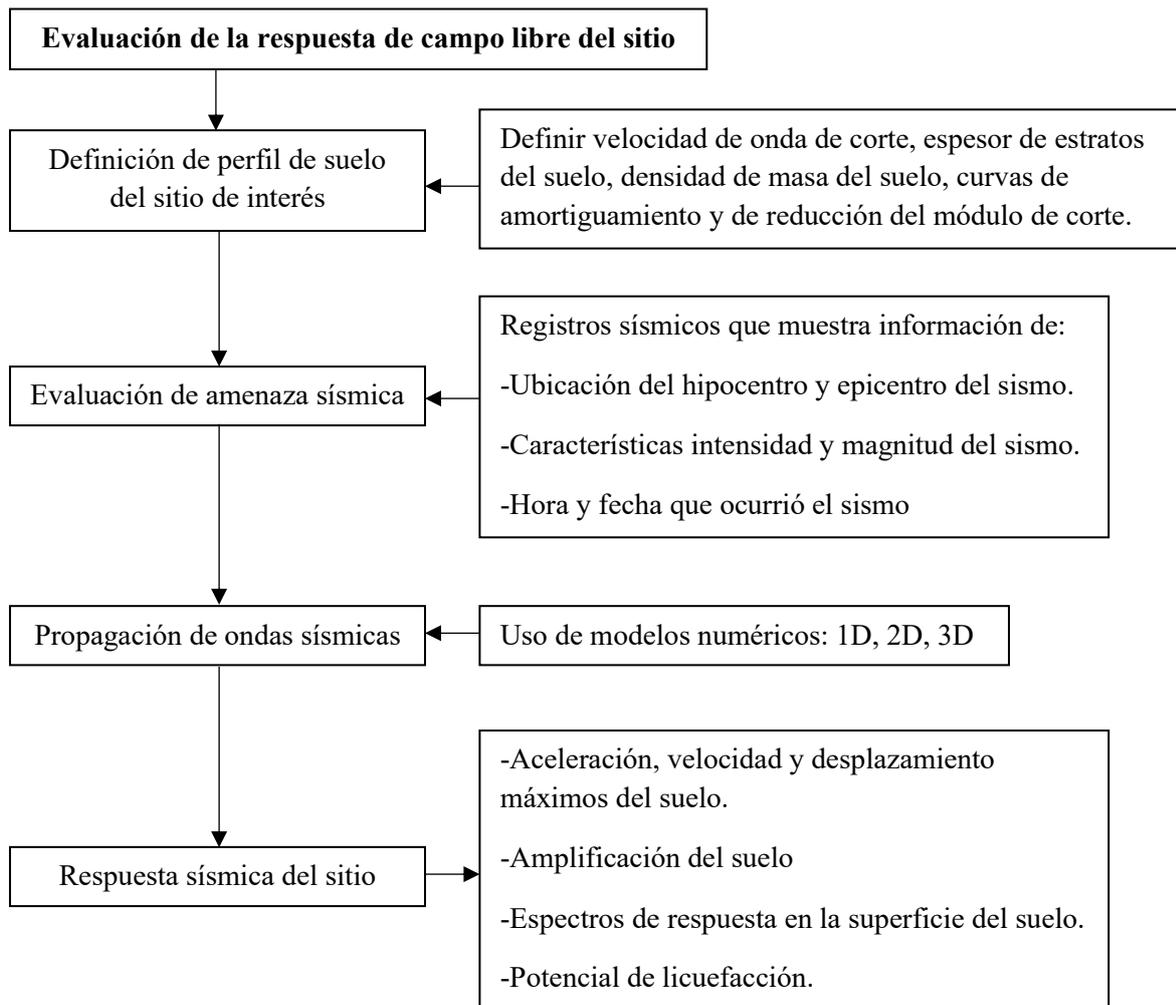
#### **2.2.1.2. Evaluación de la respuesta de campo libre del sitio.**

Evaluación de la respuesta de campo libre del sitio o de la respuesta sísmica del sitio proporcionan una idea del comportamiento del suelo bajo cargas sísmicas, se emplea para pronosticar los efectos originados en un depósito de suelo a causa de cargas sísmicas y partir de estos, se elabora el espectro de diseño, se determinan las deformaciones y los esfuerzos dinámicos para la evaluación del riesgo de licuefacción y se identifican los esfuerzos generados por el sismo que podrían causar la inestabilidad de las estructuras. Además, la respuesta del sitio es influenciada por factores como tipo de suelo, espesor de estratos, características del sismo, topografía superficial y subsuperficial (Aguilar et al., 2019).

Para evaluación de la respuesta de campo libre del sitio se usan métodos empíricos o numéricos. Entre los métodos empíricos tenemos, el método de la ratio espectral estándar (SSR), el método de los microtemblores y el método de Nakamura y como métodos

numéricos tenemos los modelos unidimensionales (1D), bidimensionales (2D) y tridimensionales (3D), siendo estos últimos métodos los más aceptados. (Rodríguez, 2005). En la figura 1 se muestra la secuencia general de pasos para la evaluación de la respuesta de campo libre del sitio.

**Figura 1.** Evaluación de la respuesta de campo libre del sitio.



**Nota:** Elaborado a partir de Avellaneda (2023) y Rodríguez (2005)

### 2.2.1.3. Funciones de transferencia.

Las funciones de transferencia expresan el movimiento de entrada para la cimentación bajo excitación armónica, relacionando el movimiento de entrada de la cimentación y el movimiento del terreno en campo libre, suponiendo una cimentación y una estructura sin

masa. (NIST, 2012; Pérez y Avilés, 2003). Los movimientos mencionados se detallan en el subcapítulo de Enfoque de subestructura.

#### **2.2.1.4. Funciones de impedancia.**

Son números complejos que expresan la relación en estado estacionario entre una fuerza armónica aplicada a una cimentación rígida sin masa y el desplazamiento total (Cruz et al., 2007). Las funciones de impedancia son dependientes de la frecuencia de la interacción suelo-cimentación, la parte real representa la rigidez e inercia del sistema suelo-cimentación y la parte imaginaria el amortiguamiento del sistema (NIST, 2012). La expresión matemática y uso de estas funciones se detalla en el ítem 2.2.4.2.

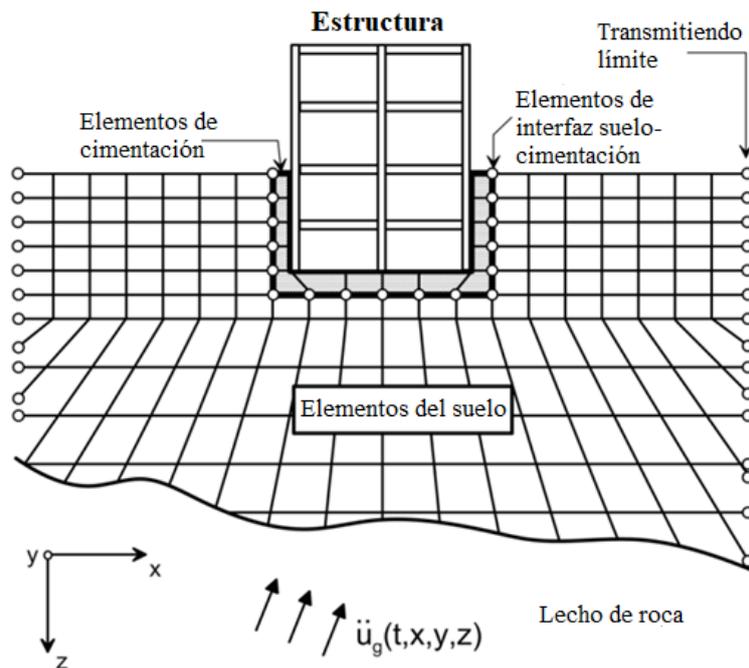
### ***2.2.2. MÉTODOS DE ANALISIS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA***

Un análisis de ISE evalúa la respuesta global de la cimentación, la estructura, y el medio geológico subyacente y circundante a la cimentación ante un movimiento determinado del suelo en campo libre. Los métodos para evaluar los efectos de ISE se categorizan como enfoques directos y de subestructura; en un análisis directo, la estructura y el suelo de fundación se incluyen dentro un mismo modelo y se analizan como un sistema completo; en el enfoque de subestructura, los efectos de ISE se divide en diferentes partes para luego combinarse y formular la solución completa (NIST, 2012).

#### **2.2.2.1. Análisis directo.**

Como se muestra en la figura 2, el suelo a menudo se representa como un medio continuo (puede ser modelado por elementos finitos), junto con elementos estructurales y de cimentación, transmitiendo límites en los límites de la malla del suelo y elementos de interfaz en los bordes de la cimentación (NIST, 2012).

**Figura 2.** Esquema de un análisis directo de ISE mediante modelado por elementos finitos.



**Nota:** De “Soil-Structure Interaction for Building Structures”, por NIST, 2012.

#### 2.2.2.2. Enfoque de subestructura.

Los efectos de ISE para este enfoque requiere varias consideraciones, la NIST (2012) considera las siguientes:

-Evaluación del movimiento del suelo en campo libre y las propiedades afines del material del suelo.

-Transformar movimientos de campo libre en movimientos de entrada de cimientos mediante evaluación de las funciones de transferencia.

-Representación de la rigidez y amortiguamiento en la interfaz suelo-cimentación mediante la integración de resortes y amortiguadores.

-Análisis de respuesta, aplicando el movimiento de entrada de cimentación al sistema integrado de estructura-resorte/amortiguador.

Procedimiento en un enfoque de subestructura según la NIST (2012):

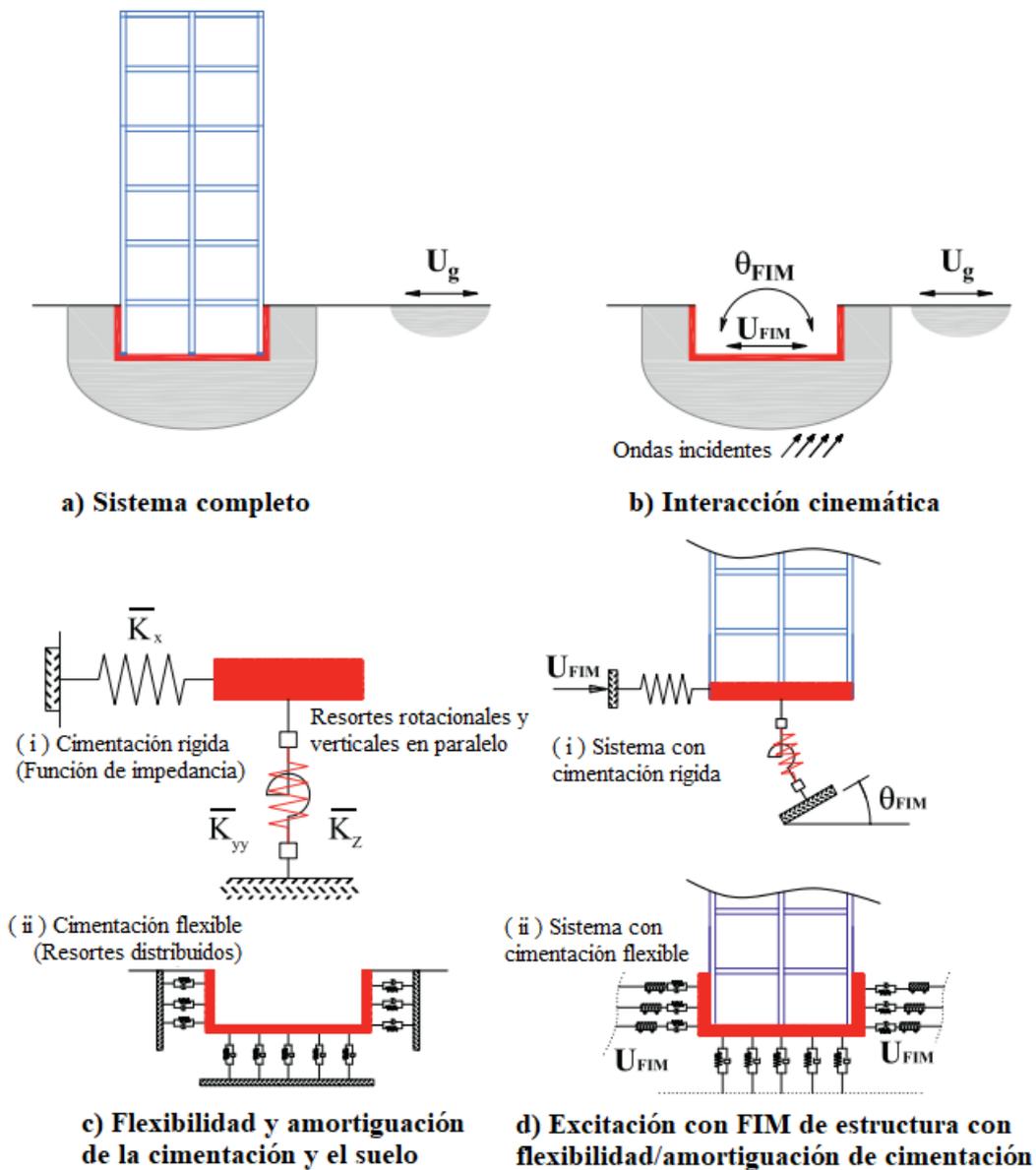
-Especificación de un foundation input motion (FIM) o movimiento de entrada de la cimentación, considera la rigidez y geometría de la cimentación y se aplica a la condición teórica de que la estructura y el cimiento no tienen masa como se observa en la figura 3.b.; además este FIM incluye componentes de traslación y rotación, y expresan la demanda sísmica aplicada a la cimentación y al sistema estructural. Para definir el FIM es esencial evaluar la respuesta de campo libre del sitio, que es la variación espacial y temporal del movimiento del suelo sin existencia de estructura y cimientos. Definido el movimiento de campo libre, se hacen análisis de propagación de ondas para determinar el FIM por la interfaz suelo-cimentación, esto se observa en la figura 3.d (NIST, 2012).

-El uso de modelos de función de impedancia o un conjunto distribuido de resortes y amortiguadores determinan las características de rigidez y amortiguamiento de la interacción suelo-cimentación. El uso de modelos de funciones de impedancia para cimientos rígidos se muestra en la figura 3.c(i). El modelo de distribución de resortes y amortiguadores actuando en el contorno de los cimientos se presenta en la figura 3.c(ii). Este último modelo, es necesario cuando los elementos de cimentación no son rígidos o cuando las demandas internas (p.ej, momentos, cortantes, deformaciones) son resultados solicitados del análisis (NIST, 2012).

Para usar el modelo de resorte y amortiguadores distribuidos se deben aplicar desplazamientos diferenciales del suelo sobre la profundidad de empotramiento, esta acción introduce una componente rotacional en el FIM, por esta razón no aparece esta componente en la figura 3.d(ii) (NIST, 2012).

La superestructura se modela sobre la cimentación y el sistema se excita a través de la cimentación desplazando los extremos de los resortes y amortiguadores utilizando los componentes de balanceo y traslación del FIM (NIST, 2012).

**Figura 3.** Esquema de un enfoque de subestructura para el análisis de la ISE usando: (i) cimentación rígida; o (ii) suposición de cimentación flexible.



**Nota:** De “Soil-Structure Interaction for Building Structures”, por NIST, 2012.

En la presente investigación se utilizará el método de enfoque de la subestructura para evaluar los efectos de ISE.

### 2.2.3. MODELO DINÁMICO NORMA RUSA SNIP 2.02.05.87

Este modelo dinámico de ISE considera 6 grados de libertad en el análisis estructural, que son los desplazamientos (3 traslacionales y 3 rotacionales) de la estructura en el espacio.

Los coeficientes de rigidez que considera la norma rusa se calculan con las siguientes fórmulas.

$$K_Z = C_Z A \quad ; \quad K_X = C_X A \quad ; \quad K_\varphi = C_\varphi I_\varphi \quad ; \quad K_\psi = C_\psi I_\psi$$

Donde:

$A$  = Área de la base de la cimentación ( $m^2$ ).

$I_\varphi$  = Momento de inercia ( $m^4$ ) del área de la base de cimentación respecto al eje horizontal, que pasa por el centro de gravedad perpendicular al plano de vibración.

$I_\psi$  = Momento de inercia ( $m^4$ ) del área de la base de cimentación respecto al eje vertical, que pasa por el centro de gravedad de la cimentación (momento polar de inercia).

$C_Z$  = Coeficiente de compresión elástica uniforme ( $Tn/m^3$ ).

$C_X$  = Coeficiente de desplazamiento elástico uniforme ( $Tn/m^3$ ).

$C_\varphi$  = Coeficiente de compresión elástica no uniforme ( $Tn/m^3$ ).

$C_\psi$  = Coeficiente de desplazamiento elástico no uniforme ( $Tn/m^3$ ).

Además:

$K_Z$  = Coeficiente de rigidez de compresión elástica uniforme ( $Tn/m$ ).

$K_X$  = Coeficiente de rigidez de desplazamiento elástico uniforme ( $Tn/m$ ).

$K_\varphi$  = Coeficiente de rigidez de compresión elástica no uniforme ( $Tn.m$ ).

$K_\psi$  = Coeficiente de rigidez de desplazamiento elástico no uniforme ( $Tn.m$ ).

Villarreal (2009) afirma que el coeficiente de compresión elástica  $C_Z$  que es la principal característica elástica de la cimentación, se determina por medio de ensayos experimentales, y si no se tiene esta información se calcular con la fórmula.

$$C_z = b_0 E \left( 1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}} \right)$$

Donde:

$b_0$  = Coeficiente ( $m^{-1}$ ) tomar con suelos arenosos igual a 1; con arenas arcillosa 1.2; con arcillas, cascajos, gravas, cantos rodados, arenas densas igual a 1.5.

$E$  = Módulo de deformación del suelo en la base de la cimentación, Tn/m<sup>2</sup>.

$A_{10}$  = 10m<sup>2</sup>

Los coeficientes  $C_x$ ,  $C_\varphi$ ,  $C_\psi$ , se calculan con las siguientes fórmulas.

$$C_x = C_y = 0.7C_z$$

$$C_\varphi = 2C_z$$

$$C_\psi = C_z$$

“En las propiedades de amortiguación de la base de cimentación, se considera las amortiguaciones relativas  $\xi$ , determinado por ensayos de laboratorio. Si no existe datos experimentales, la amortiguación relativa para vibraciones verticales  $\xi_z$  se puede determinar por las siguientes fórmulas”. (Villarreal, 2009, p. 37).

Para las vibraciones establecidas (armónicas) o conocidas:

$$\xi_z = \frac{0.7}{\sqrt{p_m}}$$

Para las vibraciones no establecidas (impulsos) o desconocidas:

$$\xi_z = 2 \sqrt{\frac{E}{C_z p_m}}$$

Donde:

E =Módulo de deformación del suelo en la base de la cimentación.

$C_z$ =Coeficiente de compresión elástica uniforme.

$P_m$ =Presión estática media en la base de la cimentación.

$$p_m \leq \gamma_{ts}R$$

Donde:

$\gamma_{ts}$  = Coeficiente de la condición de trabajo del suelo de fundación, se toma 0.7 para arenas saturadas de grano fino o polvorosa y arcillas de consistencia movediza; y para otros suelos es 1.

$R$  = Resistencia de cálculo del suelo de fundación o capacidad portante del suelo de fundación.

Villarreal (2009) define que las amortiguaciones relativas para las vibraciones horizontales y rotacionales respecto a sus ejes horizontal y vertical se pueden determinar por las siguientes fórmulas.

$$\xi_x = 0.6\xi_z \quad ; \quad \xi_\varphi = 0.5\xi_z \quad ; \quad \xi_\psi = 0.3\xi_z$$

Las características de amortiguamiento de cimentación se calculan con las siguientes formulas (Villarreal, 2009).

$$B_x = 2\xi_x * \sqrt{K_x M_x}$$

$$B_z = 2\xi_z * \sqrt{K_z M_z}$$

$$B_\varphi = 2\xi_\varphi * \sqrt{K_\varphi M_\varphi}$$

$$B_\psi = 2\xi_\psi * \sqrt{K_\psi M_\psi}$$

#### **2.2.4. MODELO DINÁMICO NORMA AMERICANA NIST GRC 12-917-21**

La implementación de la ISE en el procedimiento del análisis lineal de estructuras, se desprecia los efectos de interacción cinemática, pero se tienen en cuenta los efectos de interacción inercial relacionados con el alargamiento del periodo y la relación de amortiguamiento (NIST, 2012).

##### **2.2.4.1. Comportamiento del sistema suelo-estructura:**

La NIST (2012) establece definiciones en su modelo de ISE y son las siguientes:

**Base rígida:** Se denomina así a los soportes de suelo con rigidez infinita; esto es, sin resorte de suelo (NIST, 2012).

**Cimentación rígida:** Se denomina así a los componentes de cimentación con rigidez infinita; esto es, indeformable.

**Base fija:** Se denomina así a la combinación de elementos de cimentación rígidos sobre una base rígida (NIST, 2012).

**Base flexible:** El análisis toma en cuenta las deformaciones de los elementos de cimentación y del suelo.

##### **Cálculo del periodo, procedimiento:**

Según NIST (2012) para un análisis tradicional se toma una estructura de un solo grado de libertad con rigidez,  $k$ , y masa,  $m$ , descansando sobre una base fija, esto se ilustra en la figura 4(a). Al aplicar una fuerza estática,  $F$ , se produce una deflexión,  $\Delta$ .

$$\Delta = \frac{F}{k} \quad (1)$$

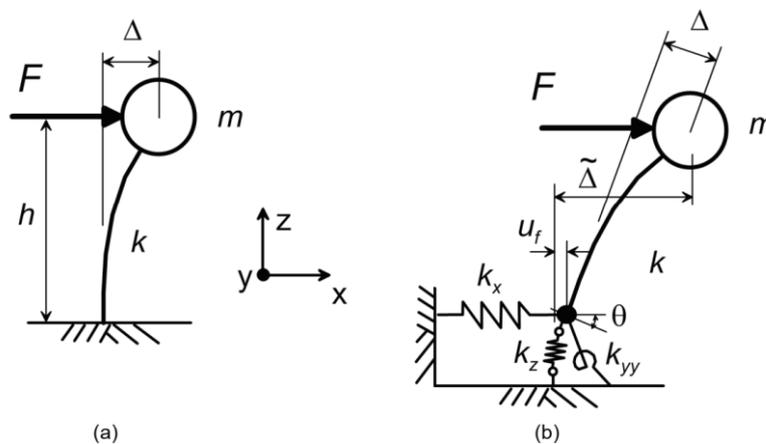
-Clough y Penzien (1993), definen a la frecuencia de vibración natural no amortiguada,  $\omega$ , y al periodo,  $T$ , como:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad ; \quad T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} \quad (2)$$

-Para obtener el cuadrado del periodo se reemplaza la ecuación (1) en la ecuación (2).

$$T^2 = (2\pi)^2 \frac{m\Delta}{F} \quad (3)$$

**Figura 4.** Esquema de las deflexiones causadas por la fuerza aplicada a: (a) estructura de base fija; y (b) estructura con flexibilidad vertical, horizontal y rotacional en su base.



**Nota:** De “Soil-Structure Interaction for Building Structures”, por NIST, 2012.

Según NIST (2012), para representar los efectos de flexibilidad del suelo frente a una cimentación rígida, se repite la estructura de la figura 4(a), pero con resortes verticales, horizontales y giratorios, como se muestra en la figura 4(b). Si se ejerce una fuerza,  $F$ , en la masa en la dirección X, la estructura queda desplazada como en el sistema de base fija, sin embargo, el cortante en la base,  $F$ , mueve el resorte horizontal en  $u_f$ , y el momento en la base,  $F \cdot h$ , desplaza rotacionalmente al resorte en  $\theta$ . Por ende, la desviación total de la parte superior de la estructura con relación al campo libre es:

$$\tilde{\Delta} = \frac{F}{k} + u_f + \theta \cdot h = \frac{F}{k} + \frac{F}{k_x} + \left( \frac{F \cdot h}{k_{yy}} \right) h \quad (4)$$

Donde:

$k_z$ : Rigidez del resorte vertical en la dirección z

$k_x$ : Rigidez del resorte horizontal en la dirección x

$k_{yy}$ : Representa la rotación en el plano x-z (alrededor del eje y-y)

Para obtener el cuadrado del periodo de base flexible sustituimos la ecuación (4) en la ecuación (3).

$$\tilde{T}^2 = (2\pi^2)m \left( \frac{1}{k} + \frac{1}{k_x} + \frac{h^2}{k_{yy}} \right) \quad (5)$$

Combinando la ecuación (5) y la ecuación (2) y simplificando se obtiene lo siguiente.

$$\frac{\tilde{T}}{T} = \sqrt{1 + \frac{k}{k_x} + \frac{kh^2}{k_{yy}}} \quad (6)$$

NIST (2012), la ecuación 6 es aplicable a estructuras de varios grados de libertad, considerando  $h$  como la altura del centro de masa para la forma del primer modo. Veletsos y Nair (1975) y Bielak (1975), demostraron que los parámetros adimensionales que controlan el alargamiento del periodo son:

$$\frac{h}{V_s T}, \frac{h}{B}, \frac{B}{L}, \frac{m}{\rho_s 4BLh}, \text{ y } \nu \quad (7)$$

Donde:

$h$ : altura de la estructura (o altura al centro de masa de la forma del primer modo).

$B$ : mitad del ancho de la cimentación.

$L$ : mitad del largo de la cimentación.

$m$ : masa (o masa modal efectiva)

$\rho_s$ : densidad de masa del suelo

$\nu$ : relación de Poisson del suelo

Consideración de ISE para cimentaciones rectangulares.

$B/L$ : relación de las dimensiones de la zapata para formas rectangulares.

$h/T$ : relación que cuantifica la rigidez de la superestructura.

$h/V_s T$ : relación de rigidez estructura-suelo.

$h/T$ : relación con unidades de velocidad, es mayor para sistemas rígidos y menor para sistemas flexibles.

$V_s$ : velocidad de onda de corte del suelo

$G$ : módulo de corte del suelo

$$V_s = \sqrt{G/\rho_s} \quad (8)$$

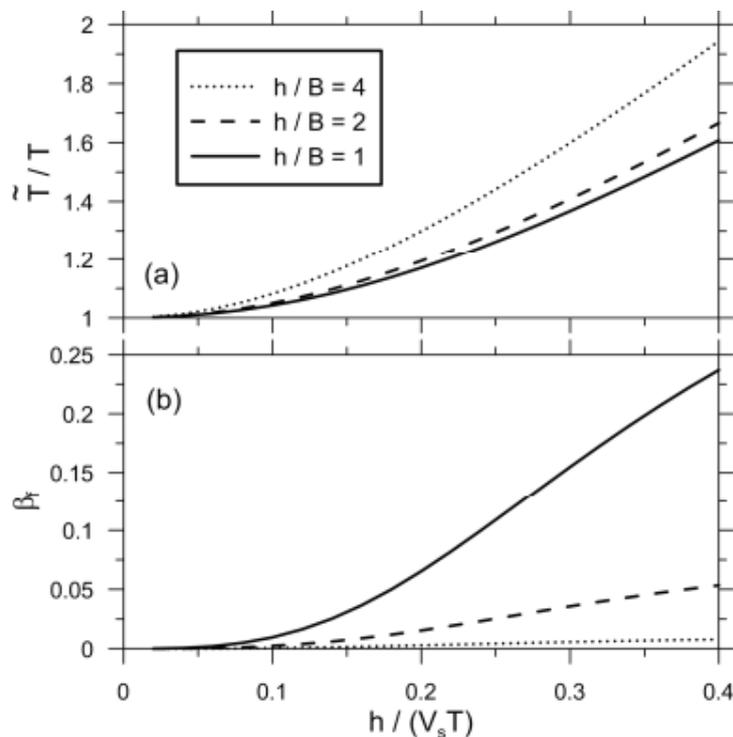
Para estructuras típicas en sitios de suelo y rocas erosionables  $h/V_s T$  es menor a 0.1 en pórticos resistentes a momentos, y va de 0.1 a 0.5 en estructuras de pórticos arriostrados y muros cortantes (NIST, 2012).

Según NIST (2012), el alargamiento del periodo acrecienta con la relación de rigidez estructura-suelo, que es el parámetro principal que gobierna los efectos de inercia de ISE.

La proporción entre la altura y el ancho del cimiento,  $h/B$ , y la proporción entre el ancho y largo de la cimentación,  $B/L$ , en la fórmula 7, definen la geometría del sistema suelo-estructura. La proporción de masa,  $m/\rho_s 4BLh$ , es la división entre la masa de la estructura y la masa del suelo en un volumen que se expande hasta una profundidad igual a la altura de la estructura,  $h$ , debajo de los cimientos. De la fórmula 6, permite deducir que el alargamiento del periodo no depende de la masa. El término de proporción de masa se definió para que el alargamiento del periodo se relacione con características identificables, como es  $V_s$  y el periodo del primer modo,  $T$ , en vez de  $G$  y la rigidez estructural,  $k$ . La relación de masa tiene un impacto pequeño y se considera 0.15, así mismo la rigidez y amortiguación de los cimientos es influencia por Poisson,  $\nu$ , (NIST, 2012).

Usando modelos para la rigidez de cimentaciones rectangulares (de medio ancho, medio largo,  $L$ ; y  $L \geq B$ ) que descansa sobre un semiespacio isotrópico homogéneo con velocidad de onda de corte,  $V_s$ , las relaciones de alargamiento del periodo se pueden calcular con los resultados que se muestran en la figura 5(a), que se traza para el caso especial de una base cuadrada ( $L=B$ ). (NIST,2012).

**Figura 5.** Gráfica de la relación de alargamiento del periodo ( $\tilde{T}/T$ ) y amortiguación de los cimientos ( $\beta_f$ ) vs la relación de rigidez estructura-suelo para cimientos cuadrados ( $L=B$ ) y la relación de variables de  $h/B$ . En esta gráfica,  $\nu=0.33$ ,  $B/L=1$ , amortiguamiento hysterético del suelo  $\beta_s=0$ , relación de masa =0 y exponente  $n=2$  (NIST, 2012).



**Nota:** De “Soil-Structure Interaction for Building Structures”, por NIST, 2012.

Si son iguales los restantes factores, el alargamiento del periodo acrecienta con la razón entre la altura de la estructura y el ancho del cimiento,  $h/B$ , a causa del incremento del momento de vuelco y rotación del cimiento,  $\theta$ . Esto impone que los efectos de inercia de ISE tendrían mayor impacto en edificios de gran altura, pero esta no es la situación. Los edificios

de gran altura usualmente tienen razones  $h/(V_s T)$  pequeñas, esto es más significativo para gestionar los efectos inerciales de ISE. Por ende, el alargamiento del periodo en edificios de gran altura es uno o casi uno. En una razón fija de  $h/B$ , se observa que el alargamiento del periodo se reduce moderadamente con la razón  $B/L$  de la cimentación, a causa del incremento del tamaño de la cimentación (y por ende de la rigidez) normal a la dirección de la carga (NIST,2012).

El comportamiento del sistema también es afectado por la amortiguación de la cimentación,  $\beta_f$ , y se integra de dos partes: (1) amortiguación histórica o contribuciones de la histéresis del suelo; y (2) amortiguación por radiación, que es la radiación de energía fuera de los cimientos en forma de ondas de estrés; además, la amortiguación de la cimentación aporta directamente al amortiguamiento del sistema de base flexible,  $\beta_0$  (NIST,2012).

$$\beta_0 = \beta_f + \frac{1}{(\tilde{T}/T)^n} \beta_i \quad (9)$$

Donde,  $\beta_i$  es la amortiguación estructural en la superestructura considerando una base fija, y que generalmente es 5% para los sistemas estructurales clásicos; estudios han demostrado que  $\beta_f$  está en el rango de 0% a 25%; además, el exponente,  $n$ , toma el valor de 3 para el amortiguamiento estructural linealmente viscoso, y el valor de 2 en caso contrario como la amortiguación histórica (NIST,2012).

#### 2.2.4.2. Ecuaciones de rigidez y amortiguamiento para cimentaciones poco profundas.

Las funciones de impedancia representan las características de rigidez y amortiguamiento dependiente de la frecuencia de la interacción suelo-cimentación (NIST,2012). Las soluciones clásicas para las funciones de impedancia de valores complejos se pueden escribir como (Luco and Westman, 1971; Veletsos and Wei, 1971):

$$\bar{k}_j = k_j + i\omega c_j \quad (10)$$

Donde:

$\bar{k}_j$ : Función de impedancia de valor complejo.

$k_j$ : Rigidez de la cimentación dependiente de la frecuencia para el modo  $j$ .

$c_j$ : Coeficientes de amortiguamiento para el modo  $j$ .

$j$ : Índice de modos de desplazamiento traslacional o rotacional.

$\omega$ : Frecuencia circular (rad/s)

Un amortiguador con coeficiente  $c_j$  representa los efectos de amortiguamiento relacionados con la interacción suelo-cimentación. Otra forma distinta de la ecuación 10 es:

$$\bar{k}_j = k_j(1 + 2i\beta_j) \quad (11)$$

$$\beta_j = \frac{\omega c_j}{2k_j} ; k_j > 0 \quad (12)$$

Una ventaja de la ecuación para  $\beta_j$  en función de  $c_j$ , es que en la resonancia del sistema ISE,  $\beta_j$  es interpretado como una parte del amortiguamiento crítico en el sentido clásico; y una desventaja es cuando  $k_j$  se acerca a cero,  $\beta_j$  va al infinito (NIST, 2012).

La diferencia de fase entre la excitación armónica y la respuesta a una frecuencia específica está representada por la parte imaginaria de la impedancia compleja. La diferencia de fase,  $\phi_j$ , entre la fuerza y el desplazamiento (retardado) es (Clough and Penzien, 1993).

$$\phi_j = \tan^{-1}(2\beta_j) \quad (13)$$

El ángulo  $\phi_j$  es llamado también ángulo de pérdida. Para ilustrar, si  $\beta_j$  es 10%, el desplazamiento armónico máximo retrasará la fuerza pico en 0.197 radianes. Cuando  $\beta_j$  va al infinito,  $\phi_j$  está limitado por  $\pi/2$  (NIST, 2012).

Existen múltiples soluciones de función de impedancia para cimientos rígidos circulares o rectangulares ubicados en la superficie o incrustados dentro de un semiespacio

uniforme, elástico o viscoelástico (NIST, 2012). En el caso de una cimentación rectangular rígida que descansa sobre la superficie de un semiespacio con velocidad de onda de corte  $V_s$ , Kausel (1988), Gazetas (1991) y Mylonakis (2006) revisan las soluciones de impedancia en la literatura y presentan ecuaciones para calcular los términos de rigidez y amortiguamiento en las ecuaciones 10 y 11.

Las soluciones describen la rigidez traslacional y el amortiguamiento a lo largo de los ejes X, Y, y Z, y la rigidez rotacional y amortiguamiento alrededor de los ejes (denotado XX, YY y ZZ). La rigidez se denota  $k_j$ , y es una función de las dimensiones de la cimentación, el módulo de corte del suelo,  $G$ , la relación de poisson del suelo,  $\nu$ , los modificadores de rigidez dinámica,  $\alpha_j$ , y los modificadores de empotramiento,  $\eta_j$ .

$$k_j = K_j \times \alpha_j \times \eta_j \quad (14)$$

$$K_j = GB^m f\left(\frac{B}{L}, \nu\right), \alpha_j = f\left(\frac{B}{L}, a_0\right) \quad (15)$$

$$\eta_j = f\left(\frac{B}{L}, \frac{D}{B}, \frac{d_w}{B}, \frac{A_w}{BL}\right) \quad (16)$$

Donde,  $K_j$ , es la rigidez estática de la cimentación a frecuencia cero para el modo j, el valor de m es 1 para la traslación y 3 para la rotación, además,  $G$ , debe reflejar los efectos de la reducción del módulo al aumentar la amplitud de la deformación por corte. ASCE/SEI 7-10, Cargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras (ASCE,2010), y FEMA P-750, Recomendaciones sísmicas recomendadas por NEHRP para nuevos edificios y otras estructuras (FEMA, 2009), proporcionan la información presentada en la siguiente tabla para ajustar el módulo de corte y la velocidad de onda de corte para grandes niveles de deformación.

**Tabla 1.** Valores de reducción de velocidad de onda de corte y del módulo de corte para varias clases de sitios y amplitudes de agitación (ASCE, 2010; FEMA, 2009).

Site Class	Reduction Factor ( $V_s$ )			Reduction Factor ( $G/G_0$ )		
	$S_{DS}/2.5^{(1)}$			$S_{DS}/2.5^{(1)}$		
	$\leq 0.1$	0.4	$\geq 0.8$	$\leq 0.1$	0.4	$\geq 0.8$
A	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	0.97	0.95	1.00	0.95	0.90
C	0.97	0.87	0.77	0.95	0.75	0.60
D	0.95	0.71	0.32	0.90	0.50	0.10
E	0.77	0.22	(2)	0.60	0.05	(2)
F	(2)	(2)	(2)	(2)	(2)	(2)

(1)  $S_{DS}$  es el parámetro de aceleración de respuesta espectral de periodo corto definido en ASCE/SEI 7-1; usar interpolación de línea recta para valores intermedios de  $S_{DS}/2.5$ .

(2) El valor debe evaluarse a partir del análisis específico del sitio.

**Nota:** De “Soil-Structure Interaction for Building Structures”, por NIST, 2012.

El módulo de corte máximo (pequeña deformación),  $G_0$ , se puede calcular partiendo de la ecuación 8 de la forma  $G_0 = V_s^2 \rho_s$ , donde  $V_s$  se basa en mediciones geofísicas en el campo, y  $\rho_s$  es densidad de masa del suelo. Se suele utilizar una profundidad efectiva del perfil,  $z_p$ , para calcular un valor válido promedio de  $V_s$ , como se muestra en la sección 2.2.2. de la NIST; además, los modificadores de rigidez dinámica,  $\alpha_j$ , están relacionadas con la frecuencia adimensional  $a_0$  (NIST, 2012).

$$a_0 = \frac{\omega B}{V_s} \quad (17)$$

Tiene la interpretación física de ser la relación de B a aproximadamente una sexta parte de la longitud de onda sísmica para la frecuencia  $\omega$ . Este parámetro de frecuencia es esencialmente único para condiciones de semiespacio, pero puede no serlo en presencia de un estrato rígido a poca profundidad (Anoyatis and Mylonakis, 2012). Para el análisis en el dominio del tiempo, generalmente se selecciona una sola frecuencia  $\omega$  con el objetivo de

evaluar los coeficientes de amortiguamiento y del resorte de la cimentación que depende de  $a_0$ . Esta frecuencia puede ser la correspondiente al periodo relacionado con la respuesta dominante de la estructura, que generalmente es el primer modo, periodo de base flexible (NIST, 2012).

En la tabla 2 se muestran las ecuaciones de rigidez estática de la cimentación,  $K_j$ , para tres grados de libertad de traslación y tres de rotación para una zapata rectangular rígida ubicada en la superficie del suelo; estas ecuaciones son similares para País y Kausel (1988), Gazetas (1991) y Mylonakis et al. (2006), (NIST, 2012).

El empotramiento de cimientos debajo de la superficie del suelo aumenta la rigidez estática de los cimientos. Los factores,  $n_j$ , para incrementar  $K_j$  por los efectos de empotramiento se muestran en la tabla 3 (NIST, 2012). Las ecuaciones de País y Kausel (1988) son las más usadas en la práctica. Las ecuaciones de Gazetas (1991) y Mylonakis (2006) son más generales y tienen en cuenta los efectos de empotramiento resultantes de la separación entre el suelo y las paredes laterales de los cimientos.

La tabla 4 proporciona ecuaciones para modificadores de rigidez dinámica,  $\alpha_j$ , y relaciones de amortiguamiento de la radiación,  $\beta_j$ , para zapatas rígidas ubicadas en la superficie del suelo. La tabla 5 proporciona los modificadores de rigidez dinámica y las relaciones de amortiguamiento de la radiación para las zapatas empotradas (NIST, 2012). Para la tabla 2 hasta la tabla 5, el cabeceo es la rotación alrededor del eje transversal o un movimiento de balanceo en el plano vertical y el balanceo es la rotación alrededor del eje longitudinal o es el movimiento lateral de la estructura.

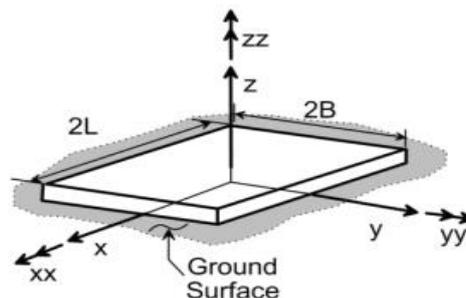
**Tabla 2.** Soluciones elásticas para la rigidez estática de zapatas rígidas en la superficie del suelo.

Grados de libertad	Pais y Kausel (1988)
Traslación a lo largo del eje "z"	$K_{z, sur} = \frac{GB}{1-\nu} \left[ 3.1 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right]$
Traslación a lo largo del eje "y"	$K_{y, sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[ 6.8 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \left( \frac{L}{B} \right) + 1.6 \right]$
Traslación a lo largo del eje "x"	$K_{x, sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[ 6.8 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right]$
Torsión sobre el eje "z"	$K_{zz, sur} = GB^3 \left[ 4.25 \left( \frac{L}{B} \right)^{2.45} + 4.06 \right]$
Balaceo sobre el eje "y" o cabeceo sobre el eje "x"	$K_{yy, sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[ 3.73 \left( \frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right]$
Balaceo sobre el eje "x" o cabeceo sobre el eje "y"	$K_{xx, sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[ 3.2 \left( \frac{L}{B} \right) + 0.8 \right]$

**Nota:** De “Soil-Structure Interaction for Building Structures”, por NIST, 2012.

Para aplicar las ecuaciones de la tabla 2, los ejes de la zapata deben estar orientados de tal manera que  $L \geq B$ , como se muestra en la figura 6. Donde  $2L$  es el largo de la zapata y  $2B$  el ancho de la zapata.

**Figura 6.** Zapata rígida para el cálculo de rigidez simplificada.



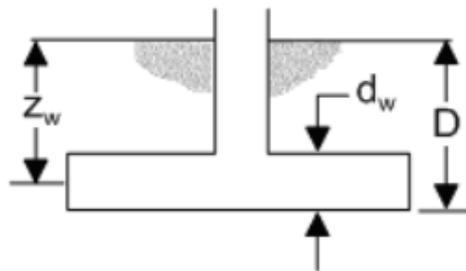
**Nota:** De “Soil-Structure Interaction for Building Structures”, por NIST, 2012.

**Tabla 3.** Factores de corrección de desplante para la rigidez estática de zapatas rígidas.

Grados de libertad	Pais y Kausel (1988)
Traslación a lo largo del eje "z"	$\eta_z = \left[ 1.0 + \left( 0.25 + \frac{0.25}{L/B} \right) \left( \frac{D}{B} \right)^{0.8} \right]$
Traslación a lo largo del eje "y"	$\eta_y = \left[ 1.0 + \left( 0.33 + \frac{1.34}{1+L/B} \right) \left( \frac{D}{B} \right)^{0.8} \right]$
Traslación a lo largo del eje "x"	$\eta_x \approx \eta_y$
Torsión sobre el eje "z"	$\eta_{zz} = \left[ 1 + \left( 1.3 + \frac{1.32}{L/B} \right) \left( \frac{D}{B} \right)^{0.9} \right]$
Balanceo sobre el eje "y" o cabeceo sobre el eje "x"	$\eta_{yy} = \left[ 1.0 + \frac{D}{B} + \left( \frac{1.6}{0.35 + (L/B)^4} \right) \left( \frac{D}{B} \right)^2 \right]$
Balanceo sobre el eje "x" o cabeceo sobre el eje "y"	$\eta_{xx} = \left[ 1.0 + \frac{D}{B} + \left( \frac{1.6}{0.35 + L/B} \right) \left( \frac{D}{B} \right)^2 \right]$

**Nota:** De "Soil-Structure Interaction for Building Structures", por NIST, 2012.

**Figura 7.** Sección transversal y dimensiones de desplante para el cálculo de rigideces simplificadas.



**Nota:** De "Soil-Structure Interaction for Building Structures", por NIST, 2012.

En la figura anterior  $z_w$  es la profundidad hasta el centroide de la altura de la zapata y  $d_w$  es la altura de la cimentación en contacto con el suelo.

**Tabla 4.** Modificadores de rigidez dinámica para zapatas rígidas.

Grados de libertad	Modificadores de rigidez dinámica
Traslación a lo largo del eje "z"	$\alpha_z = 1.0 - \left[ \frac{\left(0.4 + \frac{0.2}{L/B}\right) a_0^2}{\left(\frac{10}{1+3(L/B-1)}\right) + a_0^2} \right]$
Traslación a lo largo del eje "y"	$\alpha_y = 1$
Traslación a lo largo del eje "x"	$\alpha_x = 1$
Torsión sobre el eje "z"	$\alpha_{zz} = 1.0 - \left[ \frac{\left(0.33 - 0.03\sqrt{L/B-1}\right) a_0^2}{\left(\frac{0.8}{1+0.33(L/B-1)}\right) + a_0^2} \right]$
Balaceo sobre el eje "y" o cabeceo sobre el eje "x"	$\alpha_{yy} = 1.0 - \left[ \frac{0.55 a_0^2}{\left(0.6 + \frac{1.4}{(L/B)^3}\right) + a_0^2} \right]$
Balaceo sobre el eje "x" o cabeceo sobre el eje "y"	$\alpha_{xx} = 1.0 - \left[ \frac{\left(0.55 + 0.01\sqrt{L/B-1}\right) a_0^2}{\left(2.4 - \frac{0.4}{(L/B)^3}\right) + a_0^2} \right]$

**Nota:** De "Soil-Structure Interaction for Building Structures", por NIST, 2012.

Condiciones para los modificadores dinámicos de la tabla 4 y tabla 5.

- Los ejes de la zapata deben estar orientados de tal manera que  $L \geq B$ , como se muestra en la figura 6.
- La amortiguación histórica del suelo,  $\beta_s$ , es aditiva a la amortiguación por radiación de la base  $\beta_j$ .
- $\psi = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}}$  ;  $\psi \leq 2.5$
- $a_0 = \frac{\omega B}{V_s}$

**Tabla 5.** Modificadores de amortiguamiento por radiación para zapatas rígidas.

Grados de libertad	Modificadores de amortiguación por radiación
Traslación a lo largo del eje "z"	$\beta_z = \left[ \frac{4\psi(L/B)}{(K_{z,sur}/GB)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_z} \right]$
Traslación a lo largo del eje "y"	$\beta_y = \left[ \frac{4(L/B)}{(K_{y,sur}/GB)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_y} \right]$
Traslación a lo largo del eje "x"	$\beta_x = \left[ \frac{4(L/B)}{(K_{x,sur}/GB)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_x} \right]$
Torsión sobre el eje "z"	$\beta_{zz} = \left[ \frac{(4/3)[(L/B)^3 + (L/B)]a_0^2}{(K_{zz,sur}/GB^3) \left[ \left( \frac{1.4}{1+3(L/B-1)^{0.7}} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_{zz}} \right]$
Balaceo sobre el eje "y" o cabeceo sobre el eje "x"	$\beta_{yy} = \left[ \frac{(4\psi/3)(L/B)^3 a_0^2}{\left( \frac{K_{yy,sur}}{GB^3} \right) \left[ \left( \frac{1.8}{1+1.75(L/B-1)} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_{yy}} \right]$
Balaceo sobre el eje "x" o cabeceo sobre el eje "y"	$\beta_{xx} = \left[ \frac{(4\psi/3)(L/B)a_0^2}{(K_{xx,sur}/GB^3) \left[ \left( 2.2 - \frac{0.4}{(L/B)^3} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_{xx}} \right]$

**Nota:** De “Soil-Structure Interaction for Building Structures”, por NIST, 2012.

En el cálculo de rigidez con amortiguamiento se considera la ecuación 18 para cimentaciones superficiales de la tabla 7-4 de la norma (NIST, 2012).

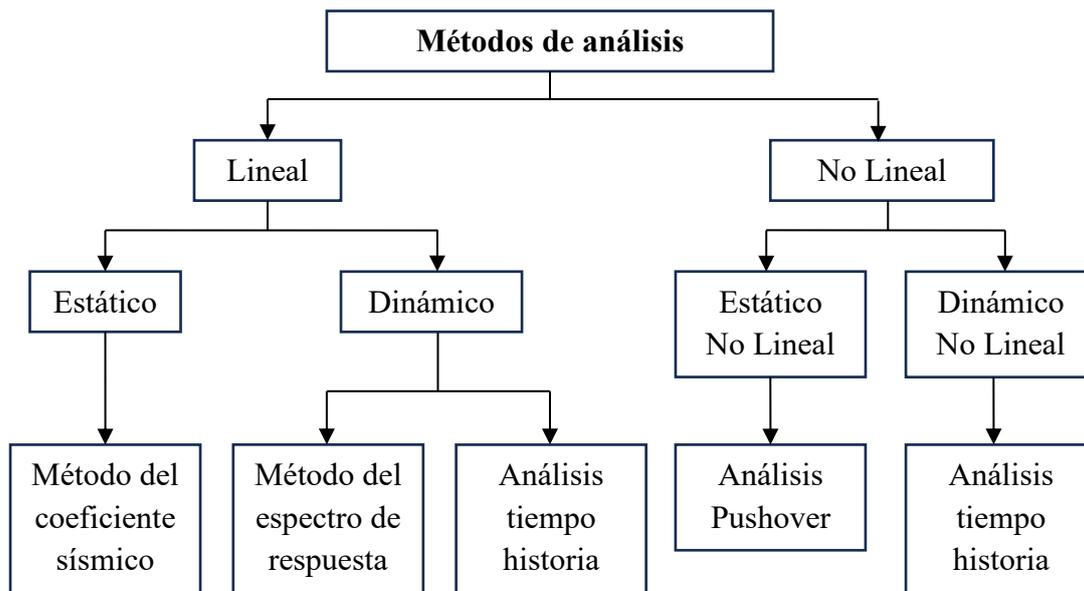
$$c_{sur} = \frac{2K_{sur}(\beta_{sur} + \beta_j)}{\omega} \quad (18)$$

En el capítulo 8 de la norma, propone tomar el amortiguamiento histórico del suelo con un valor de 5% (NIST, 2012).

### 2.2.5. MODELO DE ANÁLISIS SÍSMICO CON BASE EMPOTRADA

Se utilizan diferentes métodos de análisis sísmico para determinar la respuesta de una estructura sometido a fuerzas sísmicas, estos métodos se pueden clasificar como se expone en la siguiente figura.

**Figura 8.** *Métodos de análisis*



**Nota:** Por Srinivas, 2017.

EL análisis se hace considerando un modelo de comportamiento lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas, considerando dos tipos de procedimientos de análisis sísmico que son los siguientes, (Norma Técnica E.030 [NTE.030], 2019).

#### 2.2.5.1. Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes.

Según NTE.030 (2019), este método representa las sollicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación; así mismo, las estructuras que pueden ser analizadas mediante este procedimiento son las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, además en las otras zonas sísmicas se usa este procedimiento para las estructuras regulares de no más de 30 m de altura,

y para las estructuras de muros portantes, de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15m de altura, aun cuando sean irregulares.

#### **2.2.5.2. Análisis sísmico dinámico.**

Hay dos tipos de análisis sísmico dinámico, el primero es un análisis dinámico modal espectral y el segundo un análisis dinámico tiempo-historia. Para el presente proyecto se realiza aplicando el análisis dinámico modal espectral, de acuerdo con las consideraciones de la (norma técnica E.030, 2019).

#### **2.2.6. ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL.**

Se caracteriza porque usa simultáneamente los modos de vibración y espectros de diseño para el cálculo de respuestas sísmica de estructuras. Para analizar un sistema estructural por el método modal espectral requiere como primer paso conocer los modos y frecuencias de vibración.

##### **2.2.6.1. Formas modales y periodos.**

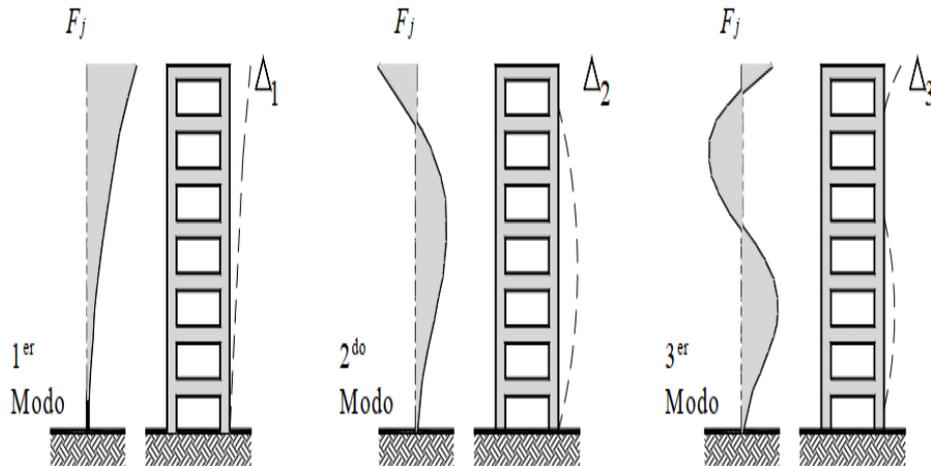
Se necesitan los periodos y formas de vibración para cada uno de los modos naturales de vibración que puedan contribuir significativamente a las cantidades totales de diseño, los cuales son determinados del comportamiento elástico y los cálculos deben incluir solo aquellos componentes del edificio que son relevantes (Rosenblueth, 1992).

Los modos de vibración indican la forma como va a responder la estructura durante un sismo o una excitación dinámica; por este motivo es importante fijarse en sus valores, especialmente en el primer modo de vibración ya que puede indicar que la estructura va a tener un buen o mal comportamiento sísmico; demás, los modos de vibración son adimensionales (Aguiar, 2012).

Para determinar valores de diseño de fuerzas y deformaciones, casi siempre son suficientes tres modos de vibración en cada dirección lateral para edificios bajos y de

mediana altura como se ilustra en la siguiente figura, pero pueden ser necesarios más modos para edificios de gran altura (Rosenblueth, 1992).

**Figura 9.** Primeros tres modos de un edificio de altura media,  $F_j$  es la carga de entrepiso y  $\Delta_n$  es el desplazamiento modal del edificio.



**Nota:** Por Park et al. ,2007.

### 2.2.6.2. Espectro de diseño según la norma técnica E.030.

Según la norma técnica E.030 (2019), para las direcciones horizontales analizadas se utiliza un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

Donde:

$S_a$ : Aceleración espectral o espectro de pseudo aceleraciones.

$Z$ : Factor de zona.

$U$ : Factor de uso.

$C$ : Factor de amplificación sísmica.

$S$ : Factor de suelo.

$R$ : Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas.

$g$ : Aceleración de la gravedad

### 2.2.6.3. Parámetros de diseño sísmico de la norma técnica E.030.

#### ➤ Factor de zona (Z).

La norma técnica E.030 (2019), divide el territorio nacional en cuatro zonas basadas en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral. Así mismo, cada zona sísmica presenta un factor de zona que se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de ser excedida en 50 años, y se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad, como se muestra en la siguiente tabla.

**Tabla 6.** Factores de zona “Z”

ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

**Nota:** Por NTE.030, 2019.

#### ➤ Perfiles de suelo.

La norma técnica E.030 (2019), presenta cinco tipos de perfiles de suelo. El perfil tipo S<sub>0</sub> para roca, el perfil tipo S<sub>1</sub> para roca o suelos muy rígidos, el perfil tipo S<sub>2</sub> para suelos intermedios, el perfil tipo S<sub>3</sub> para suelos blandos y el perfil tipo S<sub>4</sub> para condiciones excepcionales, para clasificar estos perfiles como se muestra en la siguiente tabla, la norma toma en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte ( $V_s$ ), opcionalmente, para suelos granulares, el promedio ponderado de los N<sub>60</sub> obtenido de un ensayo de penetración estándar (SPT), o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada ( $S_u$ ) para suelos cohesivos.

**Tabla 7. Clasificación de los perfiles de suelo**

Perfil	$\bar{V}_s$	$\bar{N}_{60}$	$\bar{S}_u$
S <sub>0</sub>	> 1500 m/s	-	-
S <sub>1</sub>	500 m/s a 1500 m/s	> 50	> 100 kPa
S <sub>2</sub>	180 m/s a 1500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S <sub>3</sub>	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S <sub>4</sub>	Clasificación basada en el EMS		

**Nota:** Por NTE.030, 2019.

➤ **Parámetros de sitio (S, T<sub>P</sub> y T<sub>L</sub>).**

Se obtienen de las siguientes tablas en función de la zona y el perfil del suelo.

**Tabla 8. Factores de suelo "S"**

ZONA \ SUELO	SUELO			
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
Z <sub>1</sub>	0,80	1,00	1,05	1,10
Z <sub>2</sub>	0,80	1,00	1,15	1,20
Z <sub>3</sub>	0,80	1,00	1,20	1,40
Z <sub>4</sub>	0,80	1,00	1,60	2,00

**Nota:** Por NTE.030, 2019.

**Tabla 9. Periodos "T<sub>P</sub>" y "T<sub>L</sub>"**

	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
T <sub>P</sub> (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T <sub>L</sub> (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

**Nota:** De NTE.030, 2019.

➤ **Factor de amplificación sísmica (C).**

La norma técnica E.030 (2019) lo define con las siguientes expresiones.

$$T < T_P \quad C = 2,5$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2,5 \left( \frac{T_P}{T_L} \right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \left( \frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \right)$$

Donde:

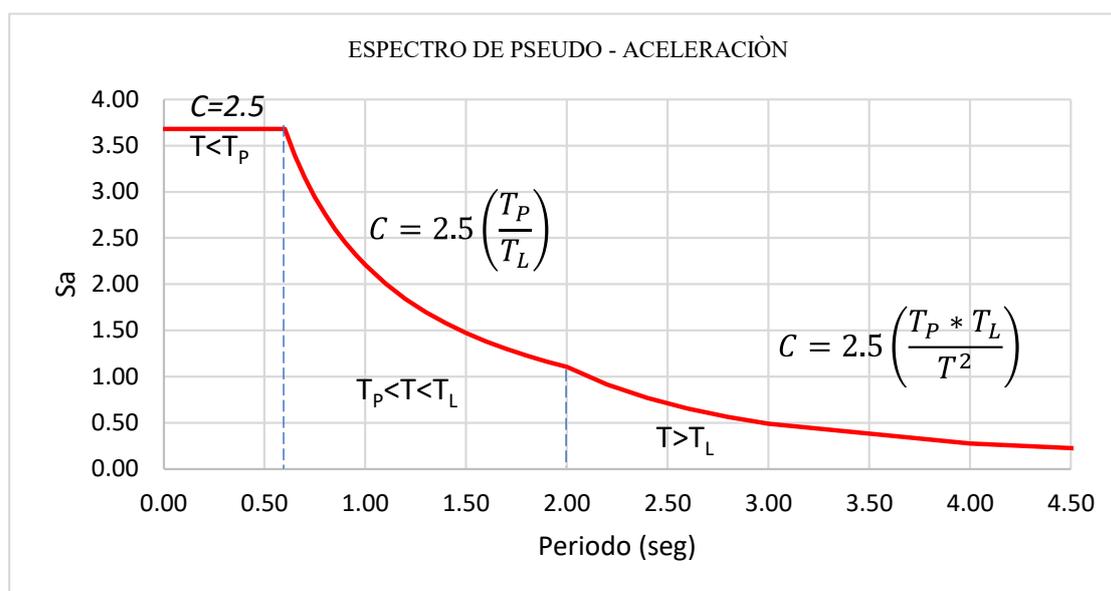
$T$ : Periodo fundamental de vibración.

$T_P$ : Periodo que define la plataforma del factor C.

$T_L$ : Periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante.

Con los parámetros definidos anteriormente se elabora el espectro de diseño según la (norma técnica E.030, 2019). Se expone en la figura siguiente un ejemplo de modelado del espectro de pseudo – aceleración.

**Figura 10.** Ejemplo de modelado del espectro de pseudo – aceleración de la norma técnica E.030.



➤ **Factor de uso (U).**

La norma técnica E.030 (2019), clasifica las edificaciones en cuatro categorías.

Categoría A para edificaciones esenciales, categoría B para edificaciones importante, categoría C para ediciones comunes y categoría D para edificaciones temporales. Para edificios con aislamiento sísmico en la base se puede considerar  $U=1$ . Para mayor detalle, revisar la presente norma técnica E.030.

➤ **Coefficiente básico de reducción ( $R_0$ ).**

Cada sistema estructural tiene un coeficiente básico de reducción como se expone en la siguiente tabla.

**Tabla 10.** *Coefficiente básico de reducción  $R_0$ .*

<b>Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES</b>	
Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción $R_0$ (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
<b>Albañilería Armada o Confinada</b>	<b>3</b>
<b>Madera</b>	<b>7(**)</b>

**Nota:** De NTE.030, 2019.

➤ **Coefficiente de reducción de las fuerzas sísmicas ( $R$ ).**

Se determina con la siguiente expresión.

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

Los factores de irregularidad en altura " $I_a$ " e irregularidad en planta " $I_p$ " se obtienen de las tablas N°8 y N°9 de la norma técnica E.030,2019.

➤ **Restricciones a la irregularidad**

**Tabla 11.** *Categoría y regularidad de las edificaciones.*

<b>Categoría de la edificación</b>	<b>Zona</b>	<b>Restricciones</b>
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades.
	1	No se permiten irregularidades extremas.
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas.
	1	Sin restricciones.
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas.
	2	No se permiten irregularidades extremas, excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8m de altura total.
	1	Sin restricciones.

**Nota:** De NTE.030, 2019.

### **2.2.7. RESPUESTA ESTRUCTURAL**

Es la determinación de frecuencias, periodos, fuerzas internas, pero se detalla mejor en función de desplazamientos y derivas de la estructura en análisis.

➤ **Desplazamientos laterales.**

La NTE.030 (2019), determina los desplazamientos laterales para estructuras regulares multiplicando por  $0,75R$  los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas; así mismo, para estructuras irregulares se calculan multiplicando por  $0.85R$  los resultados obtenidos del análisis lineal elástico. Para el cálculo de los desplazamientos laterales, no se consideran los valores mínimos de  $C/R$  ni el cortante mínimo en la base, especificados en el artículo 28 y artículo 29 respectivamente (NTE.030, 2019).

➤ **Derivas o distorsión de entrepiso.**

Es el desplazamiento lateral relativo de entrepiso, que es la diferencia de los desplazamientos laterales de dos niveles consecutivos dividido por la altura de entrepiso.

Los límites de distorsión acorde a la NTE.030,2019 están en la siguiente tabla.

**Tabla 12.** *Límites para la distorsión de entrepiso.*

<b>Material Predominante</b>	<b>(<math>\Delta_i / h_{ei}</math>)</b>
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

**Nota:** De NTE.030, 2019.

### 2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS.

- **Análisis estructural:** Determinar esfuerzos y deformaciones en elementos estructurales debido cargas aplicadas en la estructura.(Caltrans, 2022)
- **Capacidad portante del suelo:** Máxima presión que puede soportar el suelo antes de fallar por corte o antes que se produzcan asentamientos excesivos. (Andrew Lees, 2021)
- **Cimentación:** Elemento estructural que transmite las cargas de la estructura al suelo de fundación.
- **Coefficiente de poisson:** Relación entre la deformación transversal o lateral y la deformación longitudinal de un material sometido a tensión.
- **Comportamiento estructural:** Respuesta de toda estructura debido a la aplicación de cargas externas.
- **Cortante basal:** Determinación de la fuerza lateral máxima esperada sobre la base de una estructura debido a un evento sísmico. (Ali Khan, 2013)
- **Centro de masa:** Es la concentración de la masa de un sistema en un solo punto, que es el promedio de cada partícula con masa del sistema considerando sus ubicaciones.

- **Derivas:** Es el desplazamiento horizontal relativo entre dos puntos ubicados en la misma línea vertical, en dos o más niveles consecutivos de una edificación. (NSR, 2010)
- **Diafragma:** Es una restricción que define una igual forma de desplazamiento de todos los puntos y nudos en piso.
- **Elementos estructurales:** Componentes de una estructura que soportan el peso de la estructura y otro tipo de cargas como fuerza de sismos.
- **Empotramiento o base rígida:** Elementos de cimentación no deformables; es decir, de rigidez infinita. (NIST, 2012)
- **Espectro de respuesta elástico:** Representa la máxima respuesta de la estructura en cualquier momento de un terremoto en función del periodo de vibración, para un valor fijo de amortiguamiento del 5%.
- **Frecuencia:** Es el número de ciclos que realiza un sistema por unidad de tiempo.
- **Fuerzas internas:** Son fuerzas en el interior de un elemento estructural, generadas por cargas que soporta una estructura; son fuerzas internas, las fuerzas cortantes, fuerzas normales y momento flexionante.
- **Funciones de impedancia:** Representan las características de rigidez y amortiguamiento de la frecuencia de la interacción suelo-cimentación. (NIST, 2012)
- **Interacción suelo-estructura (ISE):** Es la respuesta de la relación recíproca entre una estructura y su suelo de apoyo.
- **Modo de vibración:** Forma particular en el que vibrará una estructura.
- **Perfil de suelo:** Conjunto de cualidades particulares que representan a un suelo.
- **Periodo de vibración:** Es el tiempo que necesita un sistema para realizar un ciclo completo de movimiento.

- **Respuesta estructural:** El el cálculo de cortante basal, momentos, periodos y modos de vibración, distorsiones o derivas, frecuencias, desplazamientos y fuerzas internas.
- **Sismo:** Proceso de generación y liberación de energía para posteriormente propagarse en forma de ondas por el interior de la tierra. Al llegar a la superficie, estas ondas son registradas por las estaciones sísmicas y el sacudimiento del suelo por ellas producidas, es percibido por la población (Instituto geofísico del Perú, s.f.).
- **Sistema estructural:** Método peculiar de ensamble y construcción de elementos estructurales de una edificación de manera que soporten y transmitir las cargas aplicadas de manera segura al suelo sin sobrepasar las tensiones permitidas en los elementos estructurales. (Britannica, 2020)
- **Suelos blandos:** Suelo cohesivo con resistencia al corte no drenado entre 0.25 a 0.50kg/cm<sup>2</sup>, generalmente a las arcillas se les atribuye el término suelo blando. (NTE.030, 2019)
- **Suelo de fundación:** Capa de suelo donde se apoya la estructura.
- **Suelos intermedios:** Suelo mediamente rígido, suelos cohesivos compactos con resistencia al corte no drenado entre 0.5 a 1 kg/cm<sup>2</sup>. (NTE.030, 2019)
- **Superestructura:** Parte de la edificación que está por encima del nivel de suelo.
- **Velocidad de propagación de las ondas de corte:** Parámetro de deformación que se utiliza ampliamente para evaluar la respuesta dinámica de los suelos, incluida la respuesta sísmica del sitio, la vibración de los cimientos y potencial de licuación de suelos. (Zhu, F., Peaker, K. & Ahmad S., 2008)
- **Zona sísmica:** Zonas activas de la corteza terrestre expuestos a la ocurrencia de grandes movimientos sísmicos, coinciden con las zonas de roce entre placas tectónicas. (SGM, 2017)

## CAPITULO III. MARCO METODOLÓGICO

### 3.1. UBICACIÓN GEOGRÁFICA

La edificación en estudio de la presente investigación se ubica en la provincia de Andahuaylas de la región de Apurímac, específicamente en el Jr. Nicolas Franco S/N en la localidad de Suylluacca del distrito de San Jerónimo, con las siguientes coordenadas UTM: E 677800 m; N 8489900 m y una altitud de 2944 m.s.n.m.

**Tabla 13.** *Ubicación política del proyecto*

Departamento	Provincia
	
Distrito	Institución educativa "Concertada Solaris"
 <p data-bbox="590 1550 753 1581">San Jerónimo</p>	

La edificación cuenta con cinco bloques como se muestra en la siguiente figura, para la presente investigación se ha elegido el “bloque 2” y se encuentra en una zona sísmica 2 de acuerdo con la norma técnica E.030 Diseño sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones.

**Figura 11.** *Croquis de la Institución Educativa Concertada Solaris.*



**Nota:** Expediente técnico de Institución Educativa Concertada Solaris.

### 3.2. ÉPOCA DE LA INVESTIGACIÓN

Esta investigación se realiza entre marzo del año 2024 y abril del año 2025.

### 3.3. TIPO Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

Por criterio de finalidad es una investigación aplicada.

Por el criterio de diseño de prueba de hipótesis es una investigación no experimental.

Por el criterio de temporalidad es una investigación transversal, se recolecta y se analizan datos en un periodo determinado.

Por el criterio de objetivos o alcance es una investigación correlacional, evalúa conocer la relación que existe entre dos o más variables.

Por el criterio de diseño de enfoque metodológico es una investigación cuantitativa.

### **3.4. POBLACIÓN DE ESTUDIO**

La población está conformada por el bloque I, bloque II, bloque III, bloque IV y bloque V de la Institución Educativa Concertada Solaris.

### **3.5. MUESTRA**

La muestra es el bloque II de la Institución Educativa Concertada Solaris, para la selección de la muestra se ha empleado la técnica de muestreo no probabilístico por juicio o intencional, y se eligió el bloque II por la magnitud de su estructura.

### **3.6. UNIDAD DE ANÁLISIS**

La unidad de análisis es la interacción dinámica del bloque II.

### **3.7. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS**

#### **3.7.1. TÉCNICAS**

##### **3.7.1.1. Análisis documental.**

Se recopila información bibliográfica nacional e internacional de interacción dinámica suelo-estructura de tesis, artículos, normativas. Se hará uso de las normas internacionales americana NIST GRC 12-917-21 y rusa SNIP 2.02.05.87 y la norma técnica E.030-2019, y definir las diferentes condiciones de contorno a la que estará sometido el bloque II; además, se cuenta con el expediente técnico de la muestra de estudio.

##### **3.7.1.2. Observación directa.**

Se realiza en el Software ETABS v20.3 el modelado para el análisis del bloque II con y sin efectos de ISE para suelos intermedios de los tres modelos de análisis, luego se ejecuta

los modelos. Se obtiene los resultados y haciendo uso de hojas de Excel se comparará e interpretará (cortante basal, momentos, periodos de vibración, modos, derivas, frecuencias, desplazamientos y fuerzas internas) de los modelos de análisis.

### **3.7.2. INSTRUMENTOS**

Planos de la edificación, estudios de suelos, libros, tesis, Reglamento Nacional de Edificaciones, normas extranjeras, hojas de Excel y el Software ETABS v20.3 para el modelado y análisis.

### **3.8. PROCEDIMIENTO.**

Los datos de arquitectura, estructuras y propiedades del suelo de fundación de la estructura en estudio son obtenidos del expediente técnico: CREACIÓN DEL SERVICIO EDUCATIVO DE LA I.E. SECUNDARIA CONCERTADA SOLARIS N°55006-20, EN LA LOCALIDAD DE SUYLLUACCA DEL DISTRITO DE SAN JERONIMO, PROVINCIA DE ANDAHUAYLAS, DEPARTAMENTO DE APURÍMAC.

Las normas estructurales del Reglamento Nacional de Edificaciones del año 2018, utilizadas en la elaboración del expediente técnico fueron:

- Norma E.020: Cargas
- Norma E.030: Diseño Sismorresistente
- Norma E.050: Suelos y cimentaciones
- Norma E.060: Concreto armado
- Norma E.070: Albañilería.

#### **3.8.1. DESCRIPCIÓN**

El bloque II a analizar es de tres niveles, cada nivel presenta 3 aulas de 60m<sup>2</sup> de área útil cada una y pasadizos; además, presenta un techo a dos aguas con una pendiente de 28%, la distribución arquitectónica de áreas es la siguiente.

- Primer nivel: Con un área de 196.06 m<sup>2</sup> en aulas y 56.94 m<sup>2</sup> en veredas.
- Segundo nivel: Con un área de 253 m<sup>2</sup>, entre aulas y pasadizos.
- Tercer nivel: Con un área de 253 m<sup>2</sup>, entre aulas y pasadizos.
- Techo: Con un área de 284.56 m<sup>2</sup>.

Los ambientes anteriores mencionados están divididos por muros portantes y muros no portantes de albañilería o muretes.

En la parte estructural del bloque II, tiene dos sistemas estructurales, un sistema de pórtico de concreto armado y un sistema de albañilería confinada, con losas aligeradas de 0.20 m. Además, su tipo cimentación es de zapatas corridas de concreto armado, y sobrecimientos de concreto armado, apoyado sobre un suelo de arenas limosas.

### **3.8.2. ELEMENTOS ESTRUCTURALES**

Los ejes 1-1, 2-2, 3-3, 4-4, 5-5, 6-6 y 7-7 están en dirección Y, los ejes A-A, B -B y C-C están en dirección X, se usa los ejes para la ubicación de los elementos estructurales. La resistencia a la compresión de los elementos estructurales es de 210kg/cm<sup>2</sup>, de acuerdo con los planos estructurales se presentan sus secciones a continuación.

#### **3.8.2.1. Zapatas corridas de concreto armado.**

Las dimensiones de las zapatas, obtenido de la lámina E-01/B2 de los planos estructurales del bloque II, son las siguientes:

Zapata del Eje 1-1: Ancho de 1.80m, una longitud de 9.26m y un peralte de 0.55m.

Zapata del Eje 3-3: Ancho de 1.80m, una longitud de 9.26m y un peralte de 0.55m.

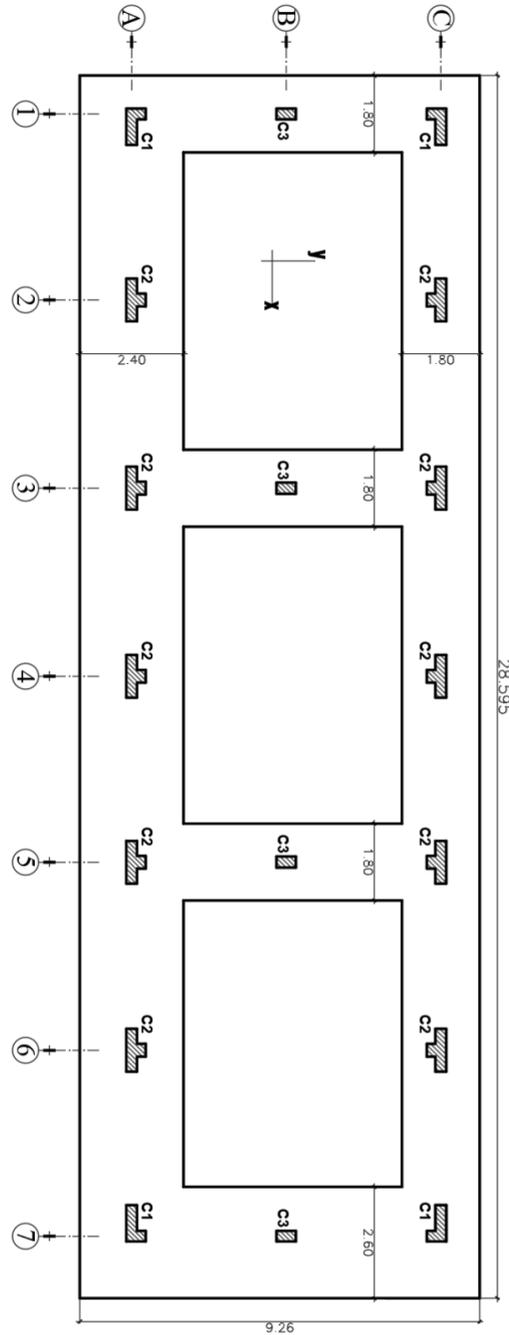
Zapata del Eje 5-5: Ancho de 1.80m, una longitud de 9.26m y un peralte de 0.55m.

Zapata del Eje 7-7: Ancho de 2.60m, una longitud de 9.26m y un peralte de 0.55m.

Zapata del Eje A-A: Ancho de 2.40m, una longitud de 28.6m y un peralte de 0.55m.

Zapata del Eje C-C: Ancho de 1.80m, una longitud de 28.6m y un peralte de 0.55m.

**Figura 12.** Ejes estructurales cimentación.



**Nota:** Lámina E-01/B2 del expediente técnico.

### 3.8.2.2. Columnas.

De la lámina E-02/B2 de los planos estructurales del bloque II presenta tres tipos de columnas (C1, C2 y C3), sus secciones son las siguientes.

**Tabla 14. Sección de columnas**

C1	C2	C3
$b \times t = 0.85\text{m} \times 0.45\text{m}$	$b \times t = 1.00\text{m} \times 0.45\text{m}$	$b \times t = 0.25\text{m} \times 0.45\text{m}$

**Nota:** Lámina E-02/B2 del expediente técnico.

### 3.8.2.3. Muros portantes de albañilería.

De las láminas E-05/B2, ESP.TEC-03 y especificaciones técnicas de arquitectura del expediente técnico, la unidad de arcilla King Kong industrial clase IV de acuerdo con la norma E.070 Albañilería, tiene una resistencia a compresión axial  $f'_b$  de  $145\text{kg/cm}^2$ , la resistencia a compresión axial del muro portante  $f'_m$  de  $65\text{ kg/cm}^2$  y la resistencia a compresión diagonal  $v'_m$  en muretes es de  $8.1\text{ kg/cm}^2$ .

Los muros portantes tienen una altura libre de 2.65m, una longitud de 3.03m y un espesor de 0.23m sin terminado, los muros portantes están ubicados en dirección Y específicamente ubicado en los ejes 1-1, 3-3, 5-5 y 7-7.

En dirección X hay tabiquería de ladrillo con un espesor sin acabados de 0.12m, aislados con columnetas y vigas de confinamiento, estos elementos tienen una resistencia a la compresión de  $175\text{kg/cm}^2$ .

Los muros portantes y no portantes en el primer nivel se apoyan en un sobrecimiento de concreto armado y estos transmiten la carga a las zapatas corridas, el sobrecimiento para para los muros portantes tiene un espesor 0.25m con una altura de 1.70m y el sobrecimiento para muros no portantes un espesor de 0.13m con una altura de 1.70m.

### 3.8.2.4. Vigas.

Según la NTE.060 (2019), en su artículo 21.5 para pórticos o estructuras sismorresistentes se considera un ancho mínimo de 0.25m, valor considerado en el predimensionamiento de vigas. Para el peralte de vigas, se consideró el criterio estructural de Blanco Blasco, donde el peralte para vigas principales varía entre L/12 y L/10, y para vigas secundarias entre L/14 y L/12 donde L es luz libre de la viga entre columnas en metros.

**Tabla 15.** *Sección de vigas*

Descripción	Tipo de viga	Sección		
		b (m)	h (m)	
Vigas primer piso	Viga en dirección Y	V-101	0.25	0.50
		V-102	0.30	0.70
		V-103	0.30	0.50
	Viga en dirección X	V-100	0.25	0.50
		VCH	0.25	0.20
		VA-1	0.15	0.50
Vigas segundo piso	Viga en dirección Y	V-201	0.25	0.50
		V-202	0.30	0.70
		V-203	0.30	0.50
	Viga en dirección X	V-200	0.25	0.50
		VCH	0.25	0.20
		VA-2	0.15	0.50
Vigas Tercer piso	Viga en dirección Y	V-301	0.25	0.50
		V-302	0.30	0.70
		V-303	0.30	0.50
	Viga en dirección X	V-300	0.25	0.50
		V-Cumbrera	0.40	0.20
		VA	0.15	0.50

**Nota:** Lámina E-03/B2 y E-04/B2 del expediente técnico.

### 3.8.2.5. Losa aligerada.

En la memoria descriptiva de estructuras y lamina E-03/B2, el espesor de la losa aligerada para no verificar deflexiones de acuerdo con las consideraciones del ítem 9.6.2.1. de la norma E.060 del reglamento nacional de edificaciones, es de 0.20m.

### 3.8.3. CARGAS

#### ➤ Estimación del peso de la edificación

Según la NTE.030 (2019), en su artículo 26 se estima de acuerdo con las siguientes proporciones.

-Cargas permanentes, como son peso propio y cargas muertas, se toma el 100%.

-Para edificaciones de categoría A y B se toma el 50% de la carga viva.

-Azoteas y techos en general se toma el 25% de la carga viva.

#### ➤ Cargas vivas

Aulas: 250kg/m<sup>2</sup>.

Pasadizos y escaleras: 400kg/m<sup>2</sup>.

Techos con inclinación mayor a 3°: 50kg/m<sup>2</sup>.

#### ➤ Cargas Muertas

Losa aligerada e=0.20m: 300kg/m<sup>2</sup>.

Piso terminado: 100kg/m<sup>2</sup>.

Teja artesanal o industrial: 50kg/m<sup>2</sup>.

Muro de albañilería: 1800kg/m<sup>3</sup>.

Concreto armado: 2400kg/m<sup>3</sup>.

Cielo raso e=0.015m: 30kg/m<sup>2</sup>.

Peso ladrillo de techo: 90kg/m<sup>2</sup>.

#### ➤ Resumen de cargas aplicadas en Etabs.

El peso propio (Dead) de la estructura es calculado por el software Etabs.

Carga muerta entrepiso (CM): 220kg/m<sup>2</sup>.

Carga viva entrepiso en pasadizos (CV=Live): 400kg/m<sup>2</sup>.

Carga viva entrepiso en aulas (CV=Live): 250kg/m<sup>2</sup>.

Carga muerta techo (CM techo): 170kg/m<sup>2</sup>.

Carga viva techo (CV techo): 50kg/m<sup>2</sup>.

Carga muerta de tabiquería a media altura en corredores o pasadizos (CM): 100kg/m.

Carga muerta de tabiquería confinada en aulas de altura 1.80m (CM): 500kg/m.

Carga muerta de tabiquería confinada en aulas de altura 1.25m (CM): 325kg/m.

Carga muerta de canaleta de concreto (CM): 580kg/m.

### **3.8.4. SUELO DE FUNDACIÓN**

#### **3.8.4.1. Clasificación y perfil de suelo.**

Del estudio de mecánica de suelos y memorias descriptiva del expediente técnico de la edificación, es un suelo de arenas limosas (SM) según el Sistema Unificado de Clasificación del Suelos y por las condiciones geotécnicas del suelo se trata de un perfil tipo S<sub>2</sub> que son suelos intermedios.

La velocidad de onda de corte V<sub>s</sub> dato necesario para el análisis con efectos de ISE, se tomó como valor para V<sub>s</sub> =300 m/s, valor que está entre los límites para suelos intermedios de acuerdo con la tabla 7. La NIST GRC 12-917-21, usa las clases de sitio del ASCE-SEI 7-10, y se trata de un suelo Clase D.

#### **3.8.4.2. Propiedades del suelo de fundación.**

Del estudio de mecánica de suelos y memoria descriptiva de estructuras del expediente técnico de la edificación se obtuvo la siguiente información.

- Carga límite: 4.438 kg/cm<sup>2</sup>.
- Factor de seguridad: 3
- Capacidad portante del suelo o carga admisible: 1.479 kg/cm<sup>2</sup>.
- Profundidad de cimentación: 2.00 m.
- Coeficiente de balasto: 1.12 kg/cm<sup>3</sup>.
- Peso específico de suelo: 1650 kg/m<sup>3</sup>.

➤ Módulo de elasticidad del suelo: 221.28 kg/cm<sup>2</sup>.

La NIST (2012) en el artículo 8.2.1. ítem c. define el coeficiente de poisson para ser usado en sus ecuaciones de rigidez y amortiguamiento de 0.30 para arenas y 0.45 para arcillas, se tomó como valor 0.45 para el coeficiente de poisson.

### 3.8.5. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES UTILIZADOS EN LA EDIFICACIÓN

Las propiedades de los materiales utilizados en la estructura “bloque II” de la Institución Educativa Concertada Solaris, que presenta sistemas estructurales del tipo pórtico de concreto armado y albañilería confinada, se muestran en la siguiente tabla.

**Tabla 16.** *Propiedades de los materiales*

Material	Descripción	Notación	Valor	Unidad
Concreto	Resistencia a la compresión	$f_c$	210	kg/cm <sup>2</sup>
	Módulo de elasticidad	$E_c$	$0.043(w_c)^{1.5} \cdot \sqrt{f_c} = 233956.237$	kg/cm <sup>2</sup>
	Coefficiente de Poisson	$\nu_c$	0.20	
	Módulo de corte	$G$	$E_c / 2 (1 + \nu_c) = 97481.765$	kg/cm <sup>2</sup>
	Peso específico	$\gamma_{cs}$	2300	kg/m <sup>3</sup>
Concreto armado	Peso específico	$\gamma_{ca} = w_c$	2400	kg/m <sup>3</sup>
Acero de refuerzo Grado 60	Esfuerzo de fluencia	$f_y$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
	Módulo de elasticidad	$E_s$	$2.1 \times 10^6$	kg/cm <sup>2</sup>
	Coefficiente de Poisson	$\nu_s$	0.30	
	Peso específico	$\gamma_s$	7850	kg/m <sup>3</sup>
Muro de albañilería	Resistencia a la compresión	$f_m$	65	kg/cm <sup>2</sup>
	Módulo de elasticidad	$E_m$	32500	kg/cm <sup>2</sup>
	Módulo de corte	$G_m$	13000	kg/cm <sup>2</sup>
	Coefficiente de Poisson	$\nu_m$	0.25	
	Peso específico	$\gamma_m$	1800	kg/m <sup>3</sup>

**Nota:** Expediente técnico de Institución Educativa Concertada Solaris.

### 3.8.6. PARÁMETROS SÍSMICOS

Los parámetros sísmicos tomados del expediente técnico de la edificación se muestran en la tabla 17.

**Tabla 17. Parámetros sísmicos**

Variable	Factor	Descripción	Parámetro	Valor
Factor de zona	Z	Distrito de San Jeronimo	$Z_2$	0.25
Factor de suelo	S	Suelo intermedio	$S_2$	1.20
Periodo que define la plataforma de respuesta	$T_p$	En función del factor de suelo	$T_p$	0.6
	$T_L$		$T_L$	2.0
Factor de amplificación sísmica	C	En función del periodo	$T < T_p, C=2.5$	
			$T_p < T < T_L, C=2.5(T_p/T_L)$ $T > T_L, C=2.5(T_p * T_L / T^2)$ $C/R \geq 0.11$	
Factor de uso	U	Edificaciones de uso esencial (instituciones educativas)	Edificaciones esenciales (A2)	1.5
Coeficiente básico de reducción	$R_0$	Edificación de sistemas de pórtico de concreto armado y albañilería confinada	Pórtico ( $R_{0x}$ )	8
			Albañilería confinada ( $R_{0y}$ )	3
Regularidad estructural	$I_a$	Edificación sin irregularidad en altura	Estructura regular	1.0
	$I_p$	Edificación sin irregularidad en planta	Estructura regular	1.0
Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas	R	Estructura de pórtico y albañilería confinada	$R_x$	8
			$R_y$	3

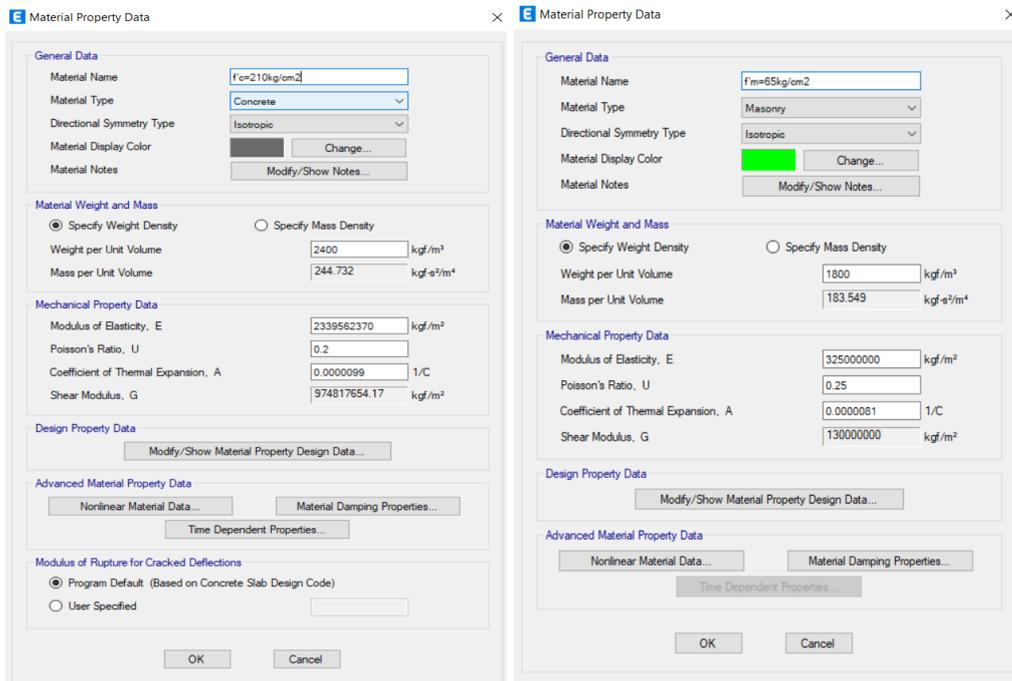
**Nota:** Expediente técnico de Institución Educativa Concertada Solaris.

### 3.8.7. MODELADO EN ETABS

Paso 1: Abrir el Software Etabs, File y New model, definir las unidades, elegir la norma y definir los ejes.

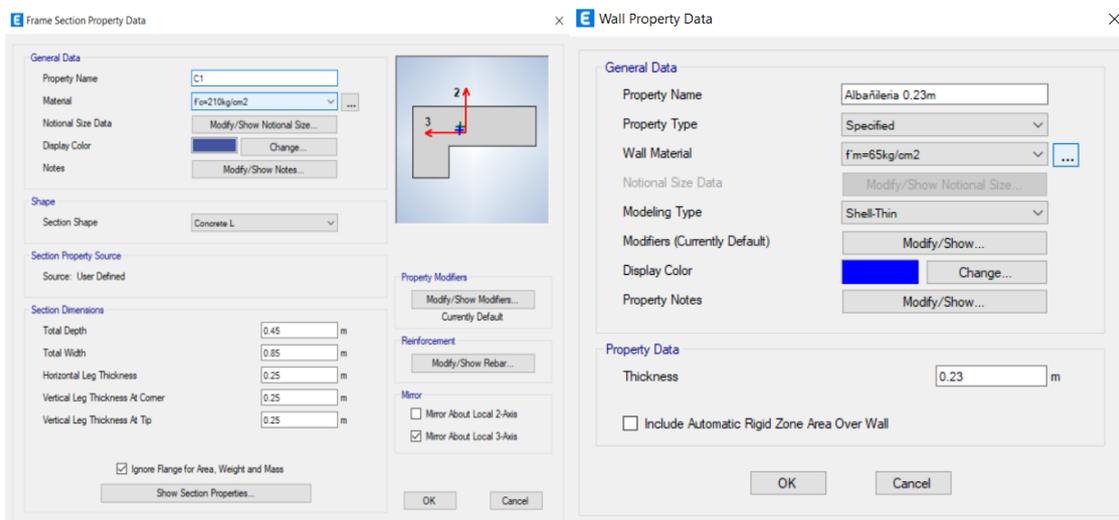
Paso 2: Definir los materiales como el concreto, albañilería y acero.

**Figura 13.** Definición de materiales concreto y albañilería.



Paso 3: Definir las secciones de los elementos estructurales como columnas, losas, vigas, muros de albañilería.

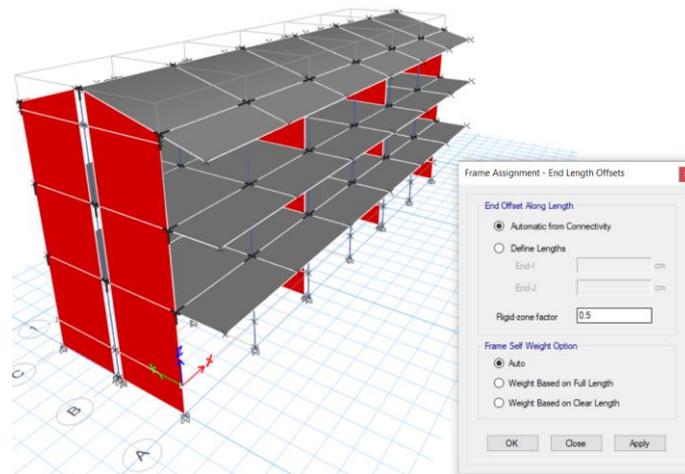
**Figura 14.** Definición de secciones de columna "C1" y muro de 0.23m.



Paso 4: Dibujamos la estructura con los elementos definidos en los pasos anteriores, como se muestra en la figura 15.

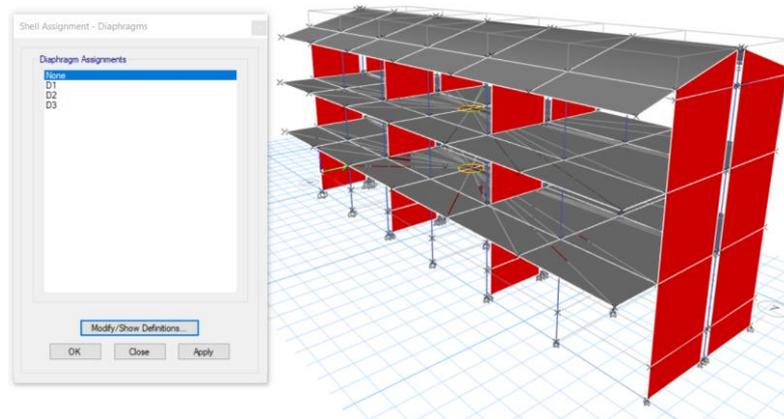
Paso 5: Asignamos brazos rígidos y restricciones en los apoyos.

**Figura 15.** Estructura modelada, brazos rígidos y restricciones.



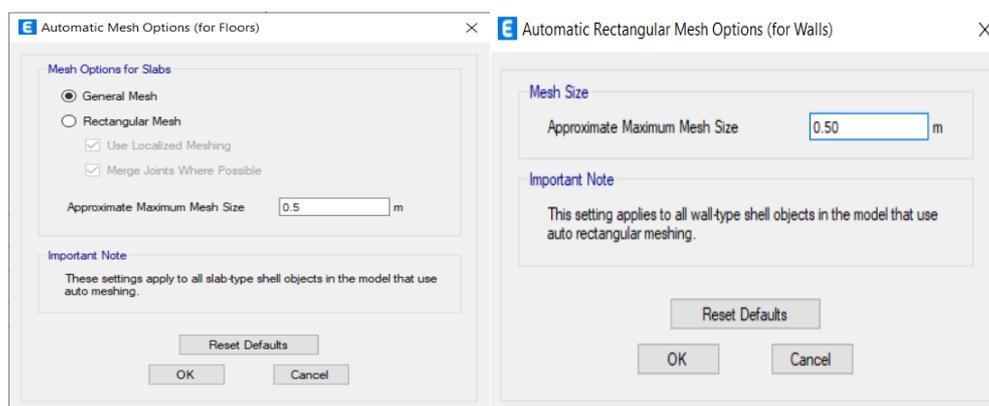
Paso 6: Definimos 3 diafragmas D1, D2 y D3, esto por el numero de niveles de la estructura y asignamos un diafragma por nivel.

**Figura 16.** Diafragmas rígidos.



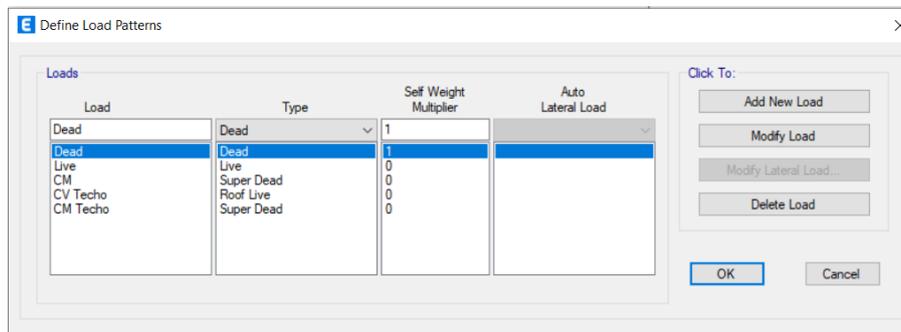
Paso 7: Discretizamos los muros y las losas cada 0.50m.

**Figura 17.** Discretización de losas y muros.



Paso 8: Definimos patrones de carga o Load Patterns.

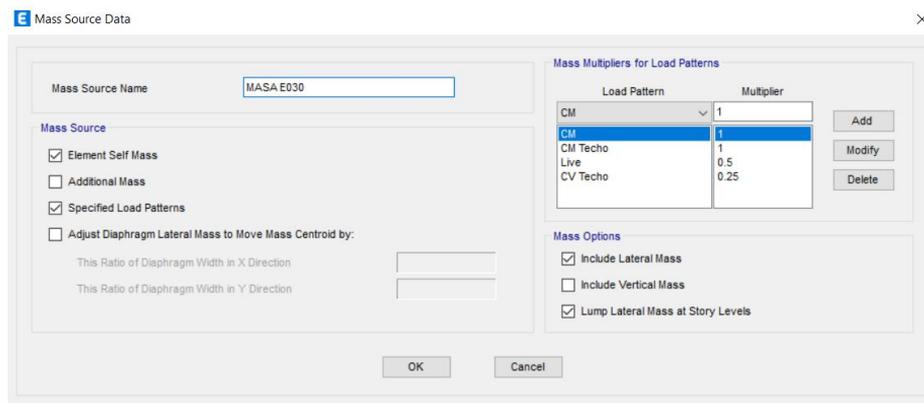
**Figura 18.** Patrones de carga.



Paso 9: Definimos mass source o estimación del peso sísmico de acuerdo al ítem

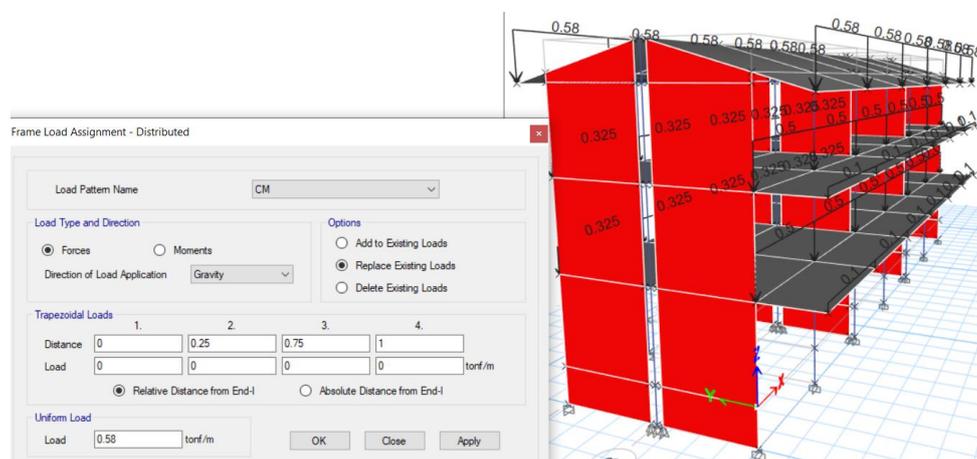
3.8.3.Cargas.

**Figura 19.** Masa sísmica.



Paso 10: Asignamos cargas de acuerdo al ítem 3.8.3. Cargas.

**Figura 20.** Caso de asignación de cargas por tabiquería y canaletas de concreto en vigas.



### **3.8.8. ANÁLISIS SÍSMICO MODAL ESPECTRAL SIN ISE APLICANDO EL MODELO CON BASE EMPOTRADA DE LA NORMA TÉCNICA E.030-2019.**

Para realizar un análisis sísmico modal espectral, es necesario como fase previa realizar un análisis sísmico estático, para verificar irregularidades que pueden modificar el coeficiente sísmico de reducción “R”, verificar desplazamientos laterales y distorsiones. Pero para realizar el análisis estático necesitamos los periodos del análisis modal.

Los periodos fundamentales del análisis modal obtenidos de Etabs, son los siguientes.

- Primer periodo de traslación en dirección “X”.

$$T_x = 0.36331 \text{ seg}$$

- Segundo periodo de traslación en dirección “Y”.

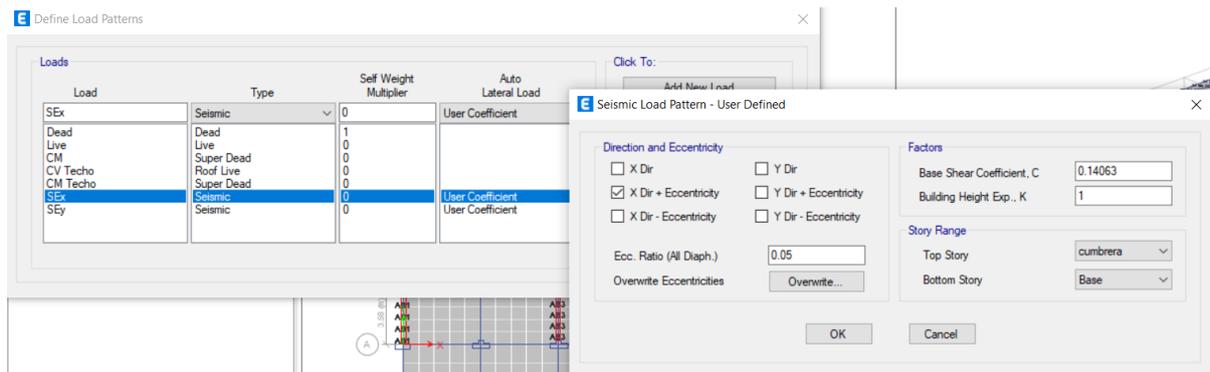
$$T_y = 0.20318 \text{ seg}$$

Usando los parámetros sísmicos para el análisis estático de la tabla 17, la masa de entrepiso y los periodos “Tx” y “Ty”; se procedió a calcular los coeficientes sísmicos “ZUCS/R” con su respectiva constante “K” para el análisis estático en ambas direcciones, y son los siguientes.

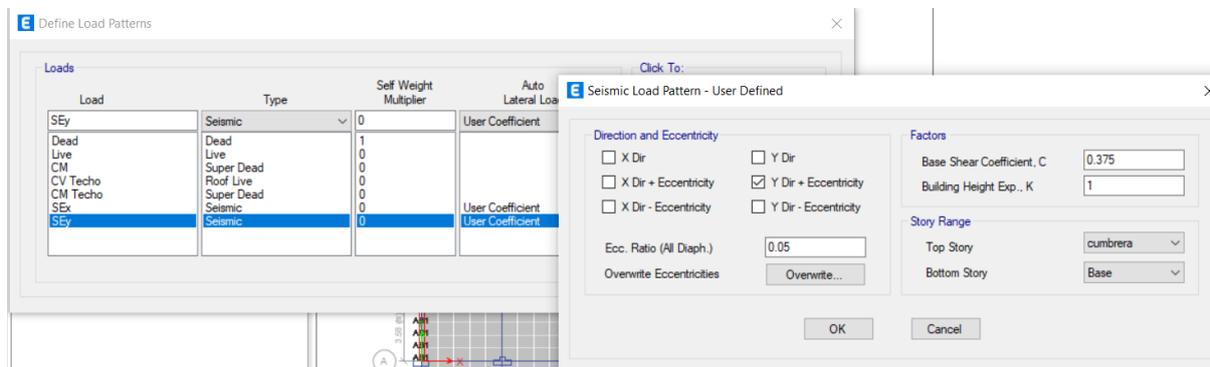
- Coeficiente sísmico en dirección “X” es de 0.14063 y K=1.
- Coeficiente sísmico en dirección “Y” es de 0.375 y K=1.

Con estos datos definimos los sismos estáticos en X-X (SE<sub>x</sub>) y Y-Y (SE<sub>y</sub>), con una excentricidad de 0.05, en Etabs. Para luego asignar los casos de carga.

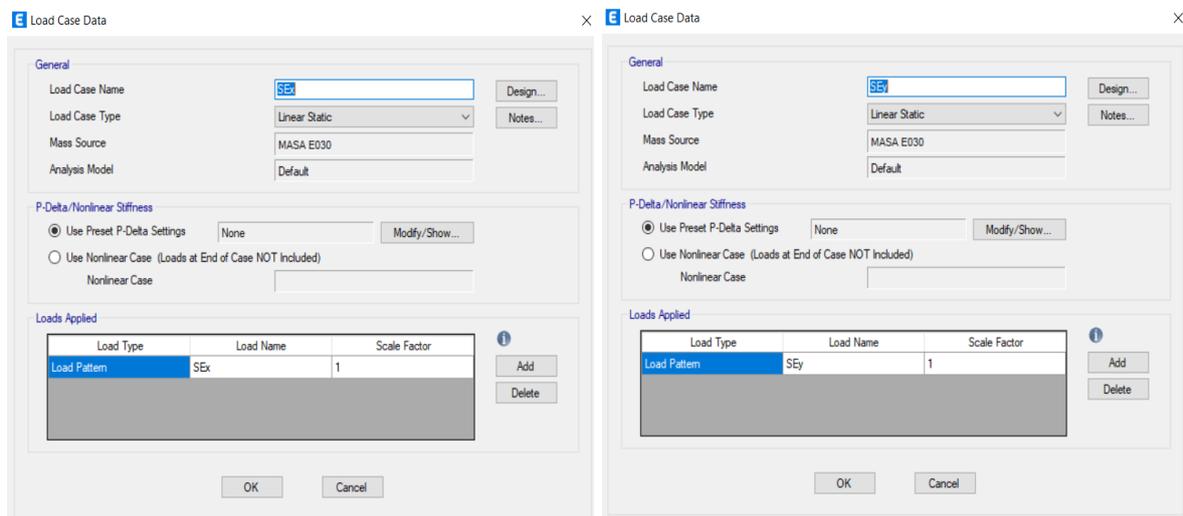
**Figura 21.** Definición de sismo estático en X-X.



**Figura 22.** Definición de sismo estático en Y-Y.



**Figura 23.** Casos de carga para el sismo estático en “X-X” y “Y-Y”.



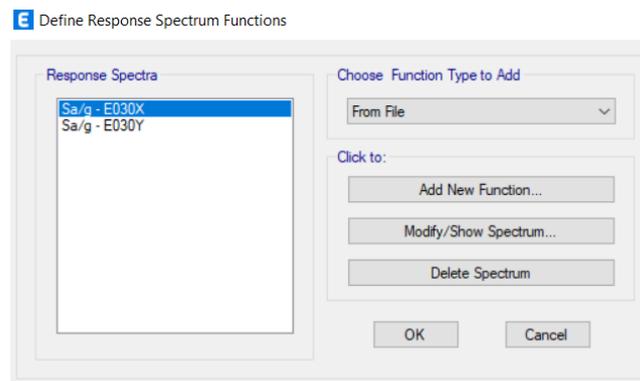
Definido los sismos estáticos, analizamos la estructura y verificamos que la estructura es regular, por tanto, el factor de reducción “R” no cambia. La deriva máxima de entrepiso es de 0.003972 en dirección “X” y 0.001318 en dirección “Y”, que son mayores a los mínimos de la norma técnica E.030 “Diseño Sismorresistente”.

Verificado el análisis sismo estático, realizamos el análisis dinámico modal espectral.

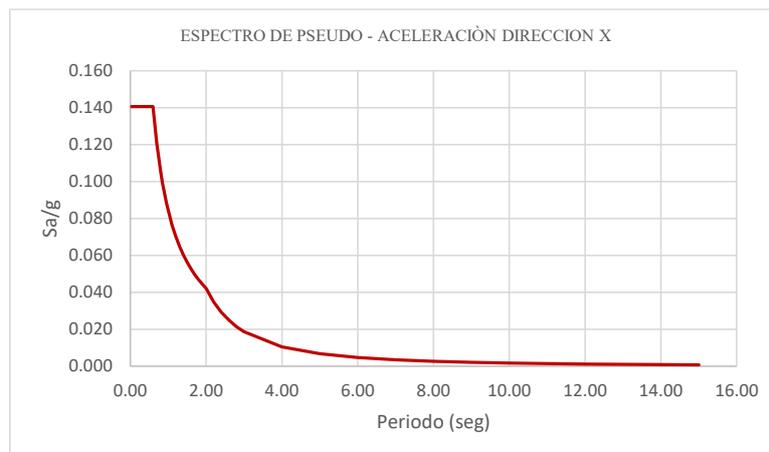
### 3.8.8.1. Espectro de pseudo-aceleraciones para el análisis modal espectral.

Elaboramos el espectro y lo definimos en Etabs. (Cálculo de espectro en anexos)

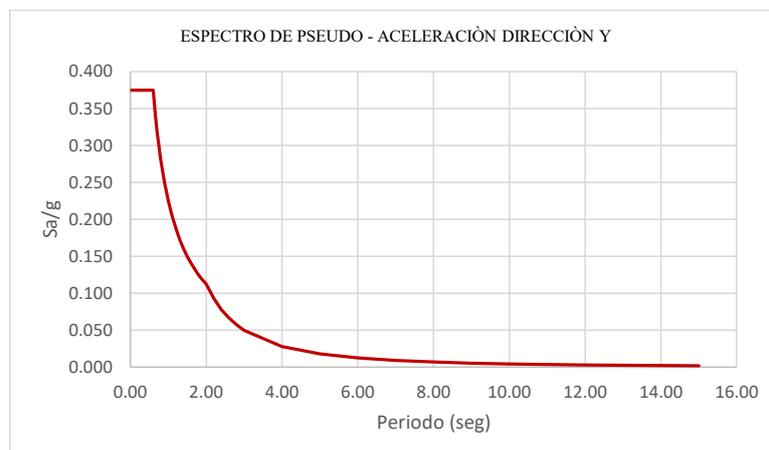
**Figura 24.** Definición de espectros de pseudo-aceleración en dirección “X” y “Y”.



**Figura 25.** Espectro de pseudo-aceleración en dirección “X”.



**Figura 26.** Espectro de pseudo-aceleración en dirección “Y”.



Con estos datos definimos los casos de cargas, el sismo dinámico en X (SDx) y el sismo dinámico en Y (SDy), con una excentricidad de 0.05, en Etabs.

**Figura 27.** Sismo dinámico en dirección “X”.

**General**

Load Case Name: SDX  
 Load Case Type: Response Spectrum  
 Mass Source: Previous (MASA E030)  
 Analysis Model: Default

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Sa/g - E030X	9.8067
Acceleration	U3	Sa/g - E030X	6.5378

**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  
 Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms

**Figura 28.** Sismo dinámico en dirección “Y”.

**General**

Load Case Name: SDY  
 Load Case Type: Response Spectrum  
 Mass Source: Previous (MASA E030)  
 Analysis Model: Default

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	Sa/g - E030Y	9.8067
Acceleration	U3	Default Uniform	6.5378

**Other Parameters**

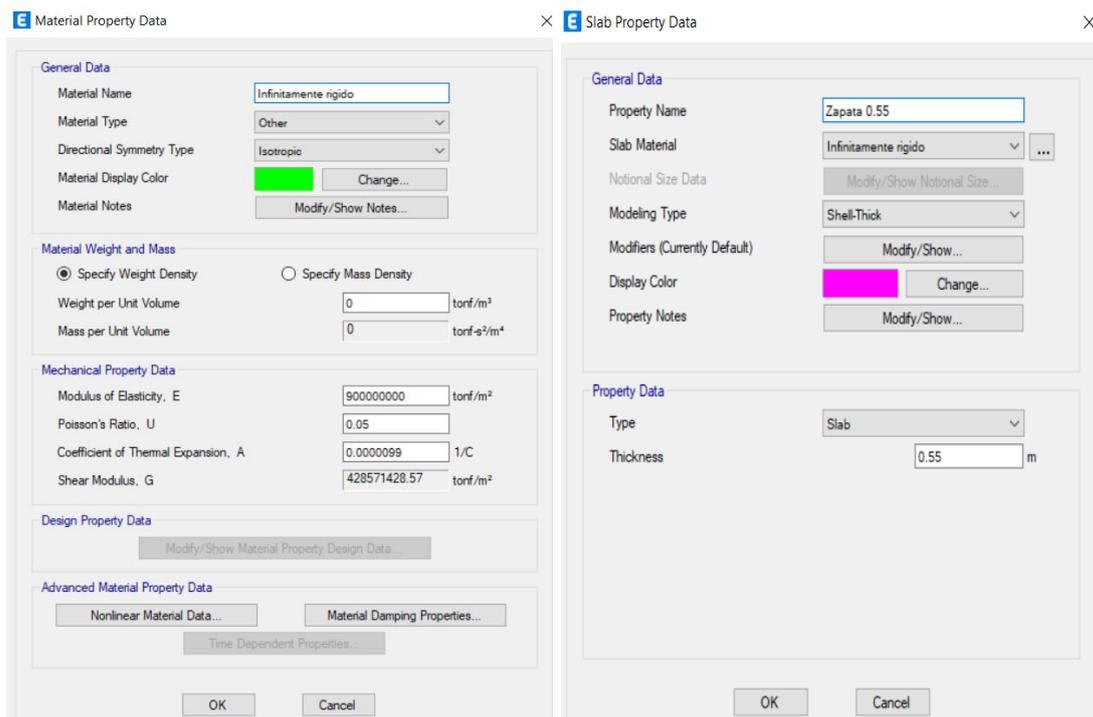
Modal Load Case: Modal  
 Modal Combination Method: CQC  
 Include Rigid Response  
 Rigid Frequency, f1:   
 Rigid Frequency, f2:   
 Periodic + Rigid Type:   
 Earthquake Duration, td:   
 Directional Combination Type: SRSS  
 Absolute Directional Combination Scale Factor:   
 Modal Damping: Constant at 0.05  
 Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms

Esta es la etapa final de modelado para el análisis modal espectral, se exponen los resultados en el capítulo IV.

### 3.8.9. ANÁLISIS SÍSMICO CON ISE APLICANDO EL MODELO DINÁMICO DE LA NORMA RUSA SNIP 2.02.05.87.

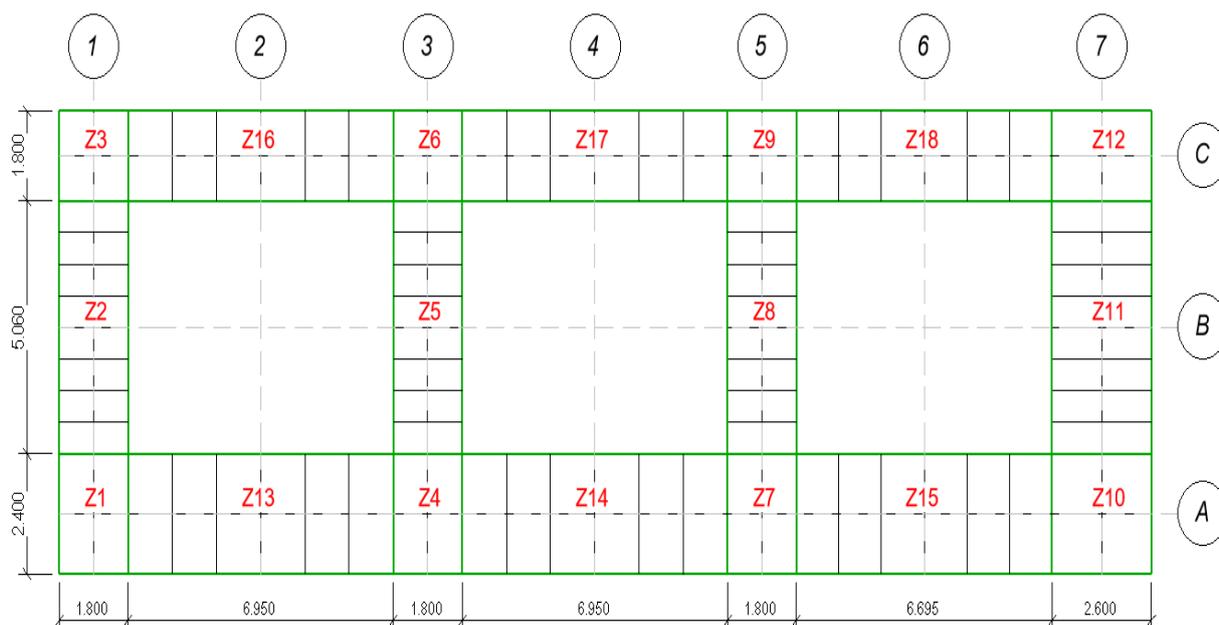
Partimos del ítem 3.8.7. ya modelado la estructura, definimos para el modelo de interacción suelo-estructura de la Norma Rusa como primer paso el material para la cimentación, en el análisis de ISE la cimentación es infinitamente rígido con un módulo de elasticidad de  $9 \times 10^8$  Tn/m<sup>2</sup>, y un coeficiente de poisson de 0.05. En segundo paso definimos la sección con un espesor de 0.55 m.

**Figura 29.** Definición de material y sección para la cimentación.



Paso 3: Definimos área tributaria de las zapatas para crear el elemento en Etabs.

**Figura 30.** Definición de áreas tributarias de zapatas.



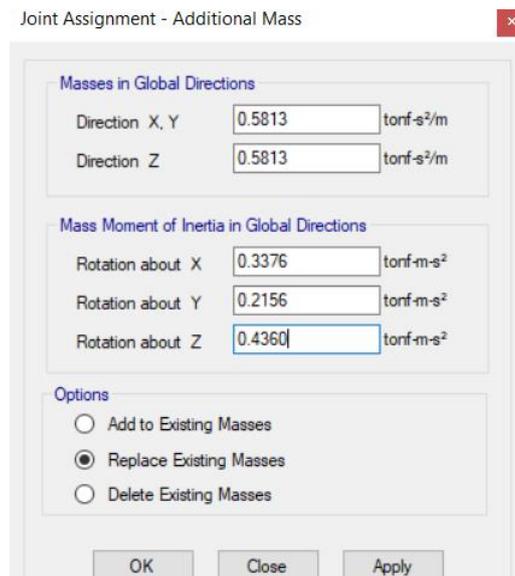
**Nota:** Elaboración propia, adaptado de lámina E-01/B2 del expediente técnico.

Paso 4: Calculamos las masas traslacionales ( $M_x$ ,  $M_y$ ,  $M_z$ ) y las masas rotacionales ( $M_{\phi_x}$ ,  $M_{\phi_y}$ ,  $M_{\phi_z}$ ) de zapatas y la asignamos en el centroide de las zapatas en Etabs.

**Tabla 18.** Masas en zapatas.

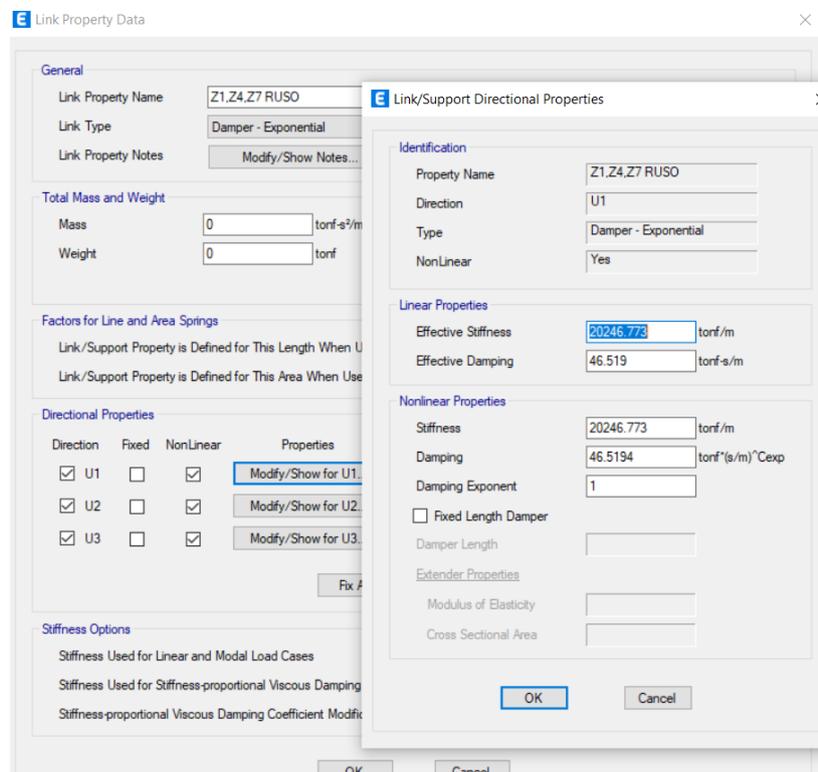
Zapata	$M_x$ (Tn.s <sup>2</sup> /m)	$M_y$ (Tn.s <sup>2</sup> /m)	$M_z$ (Tn.s <sup>2</sup> /m)	$M_{\phi_x}$ (Tn.s <sup>2</sup> .m)	$M_{\phi_y}$ (Tn.s <sup>2</sup> .m)	$M_{\phi_z}$ (Tn.s <sup>2</sup> .m)
Z1	0.5813	0.5813	0.5813	0.3376	0.2156	0.4360
Z2	1.2255	1.2255	1.2255	2.7384	0.4545	2.9458
Z3	0.4360	0.4360	0.4360	0.1617	0.1617	0.2354
Z4	0.5813	0.5813	0.5813	0.3376	0.2156	0.4360
Z5	1.2255	1.2255	1.2255	2.7384	0.4545	2.9458
Z6	0.4360	0.4360	0.4360	0.1617	0.1617	0.2354
Z7	0.5813	0.5813	0.5813	0.3376	0.2156	0.4360
Z8	1.2255	1.2255	1.2255	2.7384	0.4545	2.9458
Z9	0.4360	0.4360	0.4360	0.1617	0.1617	0.2354
Z10	0.8396	0.8396	0.8396	0.4877	0.5577	0.8760
Z11	1.7702	1.7702	1.7702	3.9555	1.1757	4.7742
Z12	0.6297	0.6297	0.6297	0.2335	0.4182	0.5248
Z13	2.2444	2.2444	2.2444	1.3036	9.2605	10.1115
Z14	2.2444	2.2444	2.2444	1.3036	9.2605	10.1115
Z15	2.1621	2.1621	2.1621	1.2558	8.2938	9.1136
Z16	1.6833	1.6833	1.6833	0.6242	6.9454	7.2301
Z17	1.6833	1.6833	1.6833	0.6242	6.9454	7.2301
Z18	1.6215	1.6215	1.6215	0.6013	6.2204	6.4947

**Figura 31.** *Asignación de masa de zapatas.*



Paso 5: Calculamos los coeficientes de rigideces y amortiguamientos de zapatas que se muestran en la tabla 19 y 20 del capítulo IV, luego definimos rigideces y amortiguamiento como elemento link property y finalmente asignarlas en el centroide de las zapatas en Etabs.

**Figura 32.** *Definición de rigideces y amortiguamiento de norma rusa en Etabs.*



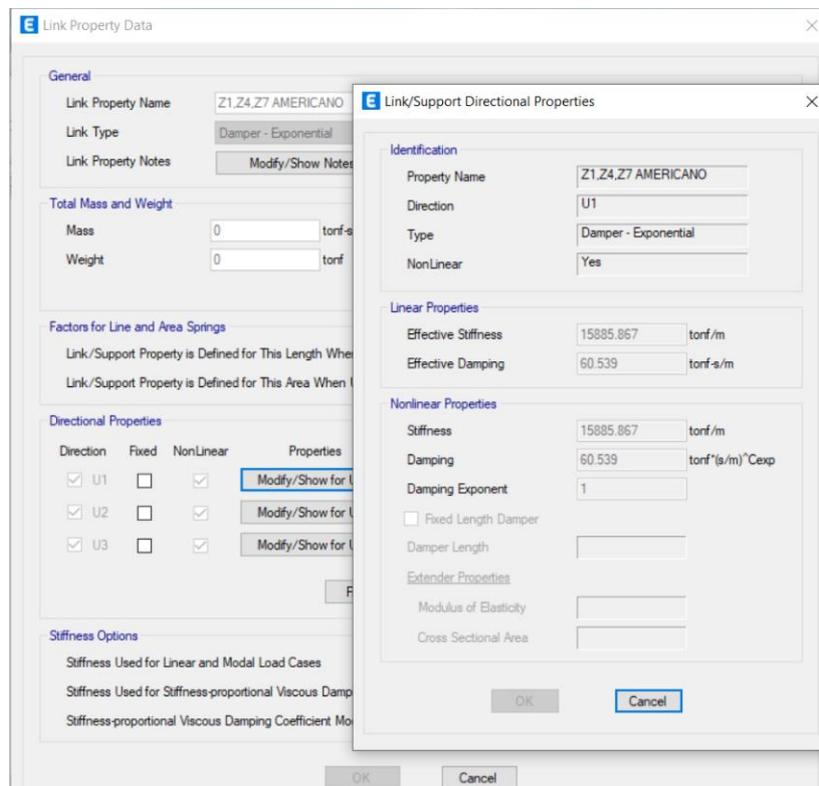
Se discretiza el elemento Shell, esta es la etapa final de modelado para el análisis sísmico con ISE aplicando la norma rusa, se exponen los resultados en el capítulo IV.

### ***3.8.10. ANÁLISIS SÍSMICO CON ISE APLICANDO EL MODELO DINÁMICO DE LA NORMA AMERICANA NIST GRC 12-917-21.***

Los pasos uno hasta el paso cuatro del análisis sísmico con ISE de la norma rusa son los mismos para este análisis de ISE de la norma americana.

Como paso 5: Calculamos los coeficientes de rigideces y amortiguamientos de zapatas que se muestran en la tabla 21 y 22 del capítulo IV, luego definimos las rigideces y amortiguamiento como elemento link property y finalmente asignarlas en el centroide de las zapatas en Etabs.

**Figura 33.** Definición de rigideces y amortiguamiento de norma americana en Etabs.



Se discretiza el elemento Shell, y esta es la etapa final de modelado para el análisis sísmico con ISE aplicando la norma americana, los resultados se exponen en el capítulo IV.

## CAPITULO IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

### 4.1. PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

Los coeficientes de rigideces y amortiguamiento que representan la interfaz suelo - cimentación, que posteriormente se definen y se asignan en Etabs por medio de resortes y amortiguadores para cada modelo de ISE son los siguientes.

**Tabla 19.** *Coefficientes de rigidez para el modelo de ISE ruso.*

Zapata	$K_x=K_y$ (Tn/m)	$K_z$ (Tn/m)	$K_{\phi x}$ (Tn.m)	$K_{\phi y}$ (Tn.m)	$K_{\psi z}$ (Tn.m)
Z1	20246.773	28923.962	27767.004	15618.940	21692.972
Z2	34668.669	49526.671	211343.511	26744.402	119043.957
Z3	16602.558	23717.940	12807.688	12807.688	12807.688
Z4	20246.773	28923.962	27767.004	15618.940	21692.972
Z5	34668.669	49526.671	211343.511	26744.402	119043.957
Z6	16602.558	23717.940	12807.688	12807.688	12807.688
Z7	20246.773	28923.962	27767.004	15618.940	21692.972
Z8	34668.669	49526.671	211343.511	26744.402	119043.957
Z9	16602.558	23717.940	12807.688	12807.688	12807.688
Z10	26281.577	37545.110	36043.305	42300.824	39172.064
Z11	45773.554	65390.791	279039.944	73673.625	176356.784
Z12	21414.779	30592.542	16519.973	34467.597	25493.785
Z13	55009.965	78585.664	75442.238	632647.343	354044.790
Z14	55009.965	78585.664	75442.238	632647.343	354044.790
Z15	53427.896	76325.566	73272.543	570190.456	321731.499
Z16	44042.778	62918.254	33975.857	506518.158	270247.008
Z17	44042.778	62918.254	33975.857	506518.158	270247.008
Z18	42804.651	61149.501	33020.731	456817.604	244919.167

**Tabla 20.** *Coefficientes de amortiguamiento para el modelo de ISE ruso.*

Zapata	$B_x=B_y$ (Tn.s/m)	$B_z$ (Tn.s/m)	$B_{\phi x}$ (Tn.s.m)	$B_{\phi y}$ (Tn.s.m)	$B_{\psi z}$ (Tn.s.m)
Z1	46.519	92.669	34.599	20.734	20.851
Z2	98.078	195.377	301.651	43.715	140.884
Z3	34.890	69.502	15.551	15.551	11.259
Z4	46.519	92.669	34.599	20.734	20.851
Z5	98.078	195.377	301.651	43.715	140.884
Z6	34.890	69.502	15.551	15.551	11.259
Z7	46.519	92.669	34.599	20.734	20.851
Z8	98.078	195.377	301.651	43.715	140.884
Z9	34.890	69.502	15.551	15.551	11.259
Z10	67.195	133.855	49.977	57.895	41.897
Z11	141.669	282.211	435.719	122.062	228.334
Z12	50.396	100.391	22.462	43.421	25.098
Z13	179.617	357.805	133.591	1031.080	483.596
Z14	179.617	357.805	133.591	1031.080	483.596
Z15	173.026	344.677	128.690	922.574	435.870
Z16	134.713	268.354	60.043	773.310	345.791
Z17	134.713	268.354	60.043	773.310	345.791
Z18	129.770	258.508	57.840	691.931	310.617

**Tabla 21.** *Coefficientes de rigidez para el modelo de ISE americano.*

Zapata	$K_{x,sur}$ (Tn/m)	$K_{y,sur}$ (Tn/m)	$K_{z,sur}$ (Tn/m)	$K_{xx,sur}$ (Tn.m)	$K_{yy,sur}$ (Tn.m)	$K_{zz,sur}$ (Tn.m)
Z1	15885.867	15495.965	19218.782	30310.131	21985.235	34507.375
Z2	22752.315	20831.468	27884.848	160366.078	38917.284	135609.255
Z3	13990.947	13990.947	17124.465	18130.486	18130.486	24593.605
Z4	15885.867	15495.965	19218.782	30310.131	21985.235	34507.375
Z5	22752.315	20831.468	27884.848	160366.078	38917.284	135609.255
Z6	13990.947	13990.947	17124.465	18130.486	18130.486	24593.605
Z7	15885.867	15495.965	19218.782	30310.131	21985.235	34507.375
Z8	22752.315	20831.468	27884.848	160366.078	38917.284	135609.255
Z9	13990.947	13990.947	17124.465	18130.486	18130.486	24593.605
Z10	17619.105	17741.931	22349.244	37784.976	41418.977	54275.687
Z11	24951.274	23566.619	31420.854	179497.065	72348.781	163934.543
Z12	15959.672	16473.856	19907.876	23265.035	35620.154	38802.427
Z13	26326.838	28826.690	36364.785	82253.322	368355.008	301151.136
Z14	26326.838	28826.690	36364.785	82253.322	368355.008	301151.136
Z15	25887.724	28256.432	35602.208	79653.548	337100.834	277806.599
Z16	24002.453	26930.447	33488.613	50897.951	340943.451	272958.479
Z17	24002.453	26930.447	33488.613	50897.951	340943.451	272958.479
Z18	23593.085	26387.127	32753.798	49282.515	311854.180	250893.218

**Tabla 22.** *Coefficientes de amortiguamiento para el modelo de ISE americano.*

Zapata	$\beta_x$ (Tn.s/m)	$\beta_y$ (Tn.s/m)	$\beta_z$ (Tn.s/m)	$\beta_{xx}$ (Tn.s.m)	$\beta_{yy}$ (Tn.s.m)	$\beta_{zz}$ (Tn.s.m)
Z1	60.539	59.138	97.332	98.408	64.671	80.795
Z2	97.461	89.850	155.525	572.311	125.031	367.185
Z3	50.927	50.927	82.692	51.056	51.056	53.034
Z4	60.539	59.138	97.332	98.408	64.671	80.795
Z5	97.461	89.850	155.525	572.311	125.031	367.185
Z6	50.927	50.927	82.692	51.056	51.056	53.034
Z7	60.539	59.138	97.332	98.408	64.671	80.795
Z8	97.461	89.850	155.525	572.311	125.031	367.185
Z9	50.927	50.927	82.692	51.056	51.056	53.034
Z10	71.987	72.454	119.400	129.090	144.924	139.641
Z11	114.052	108.309	187.725	719.691	270.336	495.865
Z12	61.727	63.595	102.042	69.209	118.521	92.686
Z13	125.260	135.882	222.634	304.572	1456.220	931.424
Z14	125.260	135.882	222.634	304.572	1456.220	931.424
Z15	122.487	132.514	217.006	294.285	1331.964	855.285
Z16	108.604	120.627	193.088	167.918	1221.919	768.587
Z17	108.604	120.627	193.088	167.918	1221.919	768.587
Z18	106.172	117.600	188.146	162.131	1117.364	703.592

Los datos de las tablas 23 hasta la 57 y de las figuras 34 hasta la 63, se obtuvieron de los análisis realizados en Etabs para cada modelo y se procesaron usando Excel.

### 4.1.1. PERIODOS DE VIBRACIÓN

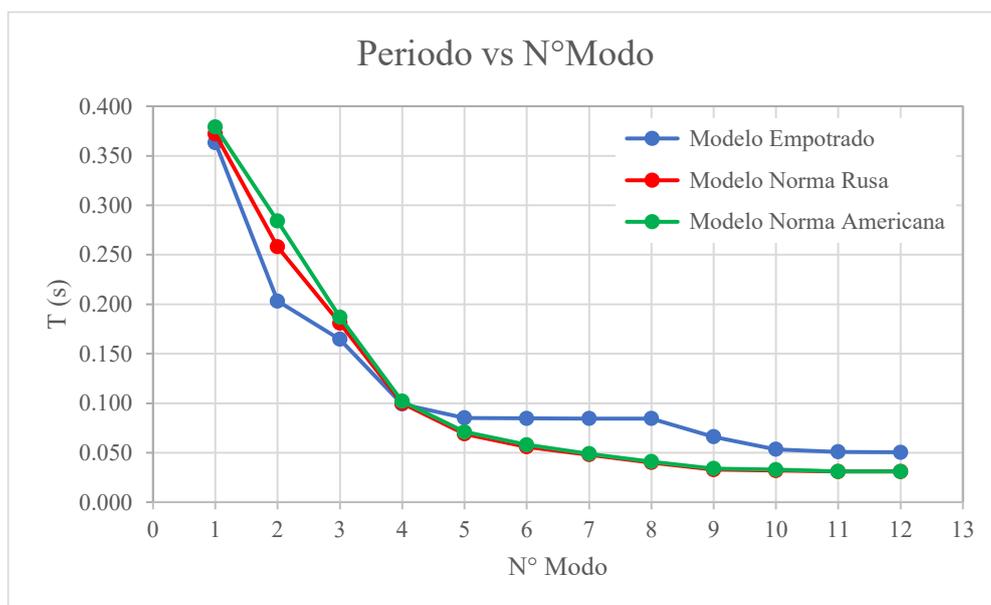
#### 4.1.1.1. Resultados de periodos de vibración.

La siguiente tabla y figura exponen resultados sobre periodos de vibración de los modelos analizados con y sin ISE.

**Tabla 23.** *Periodos de vibración de los modelos analizados.*

Modo	Periodo: T(s)		
	Modelo Empotrado	Modelo Norma Rusa	Modelo Norma Americana
1	0.363	0.372	0.379
2	0.203	0.258	0.284
3	0.165	0.181	0.187
4	0.099	0.100	0.102
5	0.085	0.069	0.071
6	0.085	0.056	0.058
7	0.085	0.048	0.049
8	0.085	0.040	0.041
9	0.066	0.033	0.034
10	0.053	0.032	0.033
11	0.051	0.031	0.031
12	0.050	0.031	0.031

**Figura 34.** *Curvas de periodos de vibración de los modelos analizados.*



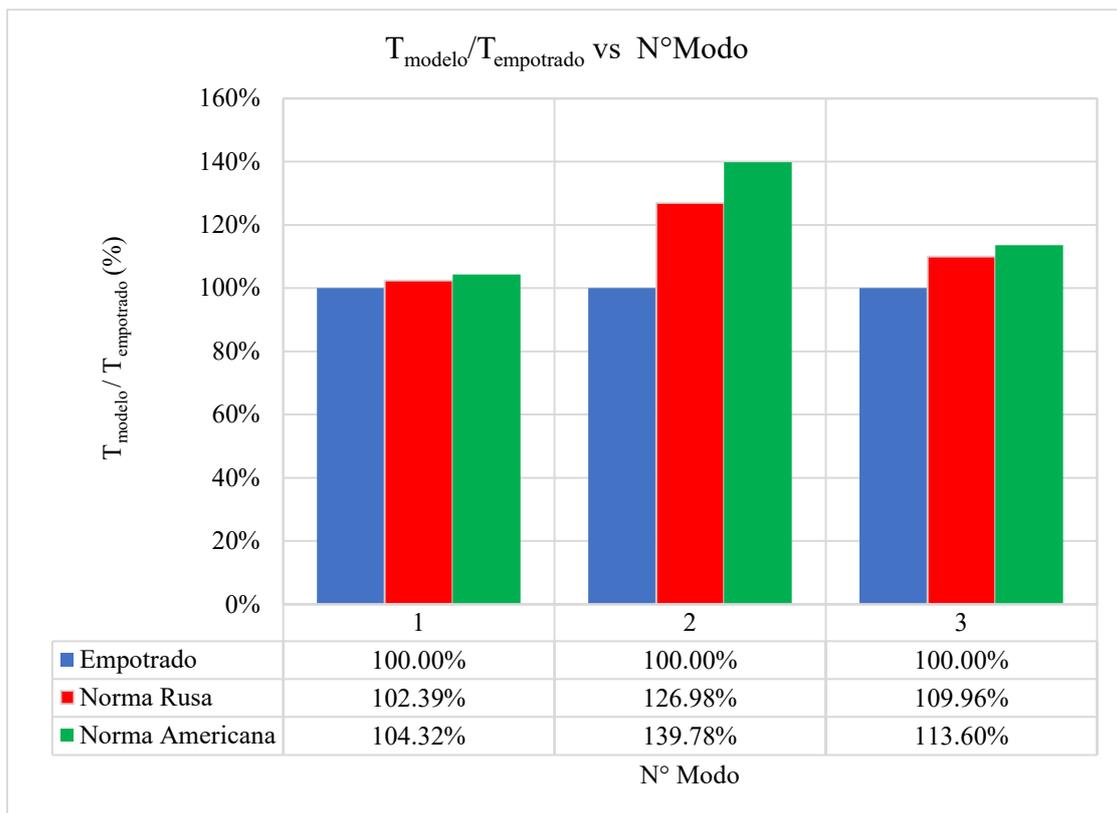
#### 4.1.1.2. Análisis comparativo de los principales periodos de vibración.

La próxima tabla y figura muestran la representación y comparación porcentual de los periodos de vibración de los modelos analizados con respecto del modelo empotrado, para los modos principales.

**Tabla 24.** Representación porcentual de periodos respecto al modelo empotrado.

Modo	Periodo / Periodo empotrado (%)		
	Modelo Empotrado	Modelo Norma Rusa	Modelo Norma Americana
1	100.00%	102.39%	104.32%
2	100.00%	126.98%	139.78%
3	100.00%	109.96%	113.60%

**Figura 35.** Comparación porcentual de los principales periodos de los modelos analizados.



## 4.1.2. FRECUENCIAS DE VIBRACIÓN

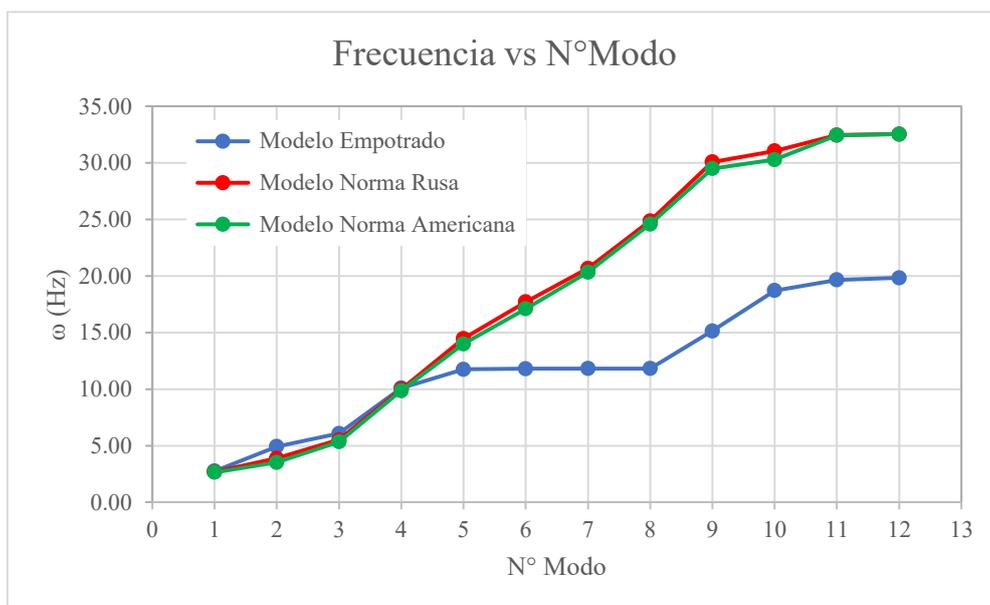
### 4.1.2.1. Resultados de frecuencias de vibración.

La siguiente tabla y figura muestran los resultados de las frecuencias de vibración de los modelos analizados con y sin ISE.

**Tabla 25.** Frecuencias de vibración de los modelos analizados.

Modo	Frecuencia: $\omega$ (Hz)		
	Modelo Empotrado	Modelo Norma Rusa	Modelo Norma Americana
1	2.752	2.685	2.639
2	4.922	3.878	3.516
3	6.075	5.518	5.341
4	10.090	9.980	9.852
5	11.746	14.473	13.999
6	11.808	17.718	17.095
7	11.821	20.675	20.344
8	11.823	24.868	24.587
9	15.136	30.076	29.501
10	18.715	31.051	30.286
11	19.654	32.462	32.45
12	19.836	32.544	32.538

**Figura 36.** Curvas de frecuencias de vibración de los modelos analizados.



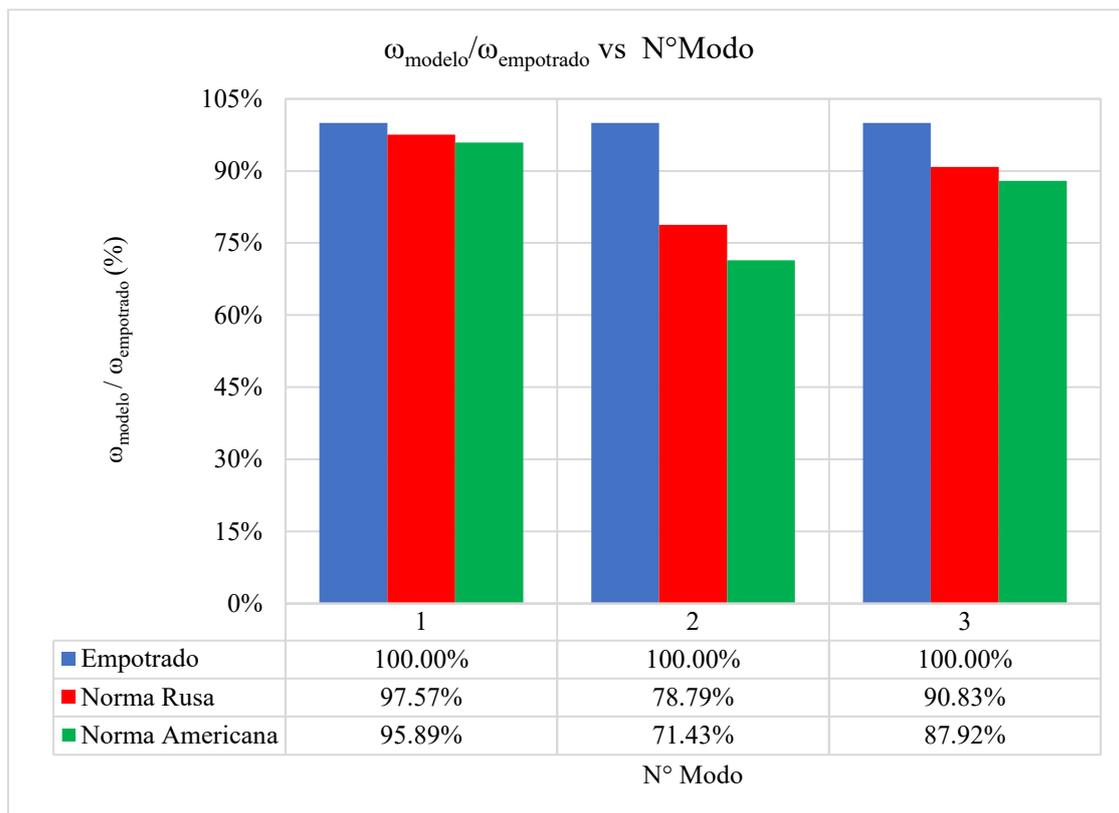
#### 4.1.2.2. Análisis comparativo de las principales frecuencias de vibración.

La siguiente tabla y figura muestran la representación y comparación porcentual de frecuencias de vibración de los modelos analizados con respecto del modelo empotrado, para los modos principales.

**Tabla 26.** Representación porcentual de frecuencias respecto al modelo empotrado.

Modo	Frecuencia / Frecuencia empotrado (%)		
	Modelo Empotrado	Modelo Norma Rusa	Modelo Norma Americana
1	100.00%	97.57%	95.89%
2	100.00%	78.79%	71.43%
3	100.00%	90.83%	87.92%

**Figura 37.** Comparación porcentual de frecuencias de los modelos analizados.



### 4.1.3. MASA PARTICIPATIVA MODAL

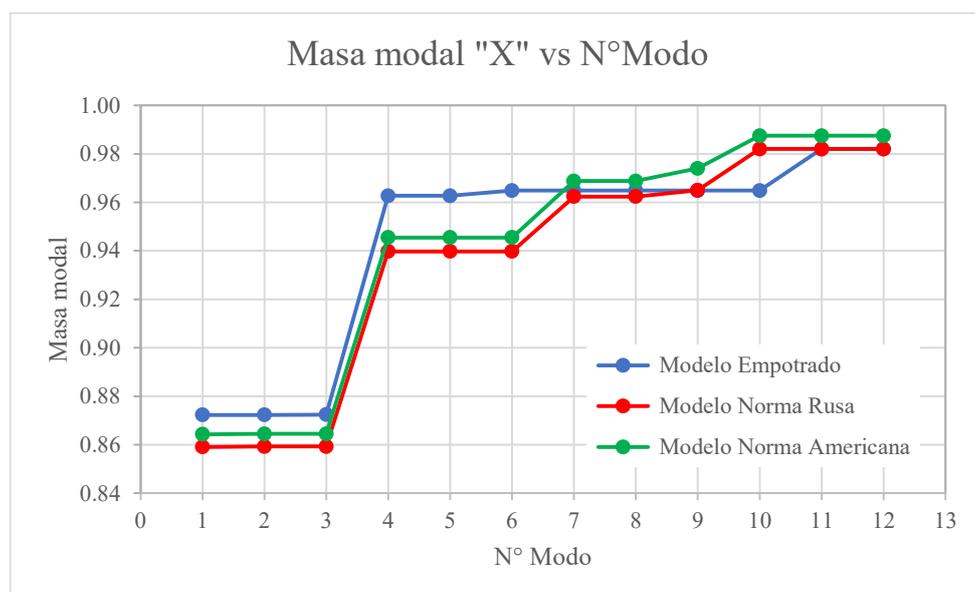
#### 4.1.3.1. Resultados de masa participativa modal.

La siguiente tabla y figura exponen los resultados de masa participativa modal traslacional en "X" de los modelos analizados con y sin ISE.

**Tabla 27.** Masa participativa modal traslacional en "X".

Modo	Masa modal en "X"		
	Modelo Empotrado	Modelo Norma Rusa	Modelo Norma Americana
1	87.23%	85.91%	86.43%
2	87.23%	85.93%	86.45%
3	87.24%	85.93%	86.45%
4	96.27%	93.98%	94.55%
5	96.27%	93.98%	94.55%
6	96.49%	93.98%	94.55%
7	96.49%	96.24%	96.88%
8	96.49%	96.24%	96.88%
9	96.49%	96.50%	97.40%
10	96.49%	98.20%	98.75%
11	98.20%	98.20%	98.75%
12	98.20%	98.20%	98.75%

**Figura 38.** Curvas de masa participativa modal traslacional en "X".

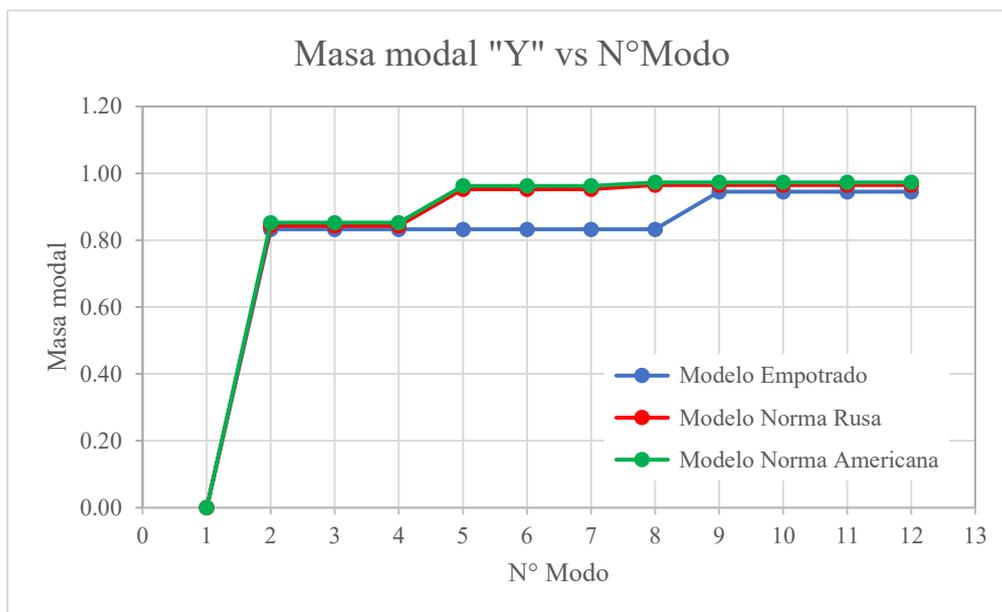


La próxima tabla y figura muestran los resultados de masa participativa modal traslacional en “Y” de los modelos analizados con y sin ISE.

**Tabla 28.** Masa participativa modal traslacional en “Y”.

Modo	Masa modal en "Y"		
	Modelo Empotrado	Modelo Norma Rusa	Modelo Norma Americana
1	0.00%	0.01%	0.01%
2	83.22%	84.28%	85.23%
3	83.22%	84.28%	85.23%
4	83.22%	84.29%	85.24%
5	83.22%	95.25%	96.23%
6	83.23%	95.25%	96.23%
7	83.23%	95.25%	96.23%
8	83.23%	96.48%	97.26%
9	94.46%	96.48%	97.26%
10	94.46%	96.48%	97.26%
11	94.46%	96.48%	97.26%
12	94.46%	96.48%	97.26%

**Figura 39.** Curvas de masa participativa modal traslacional en “Y”.

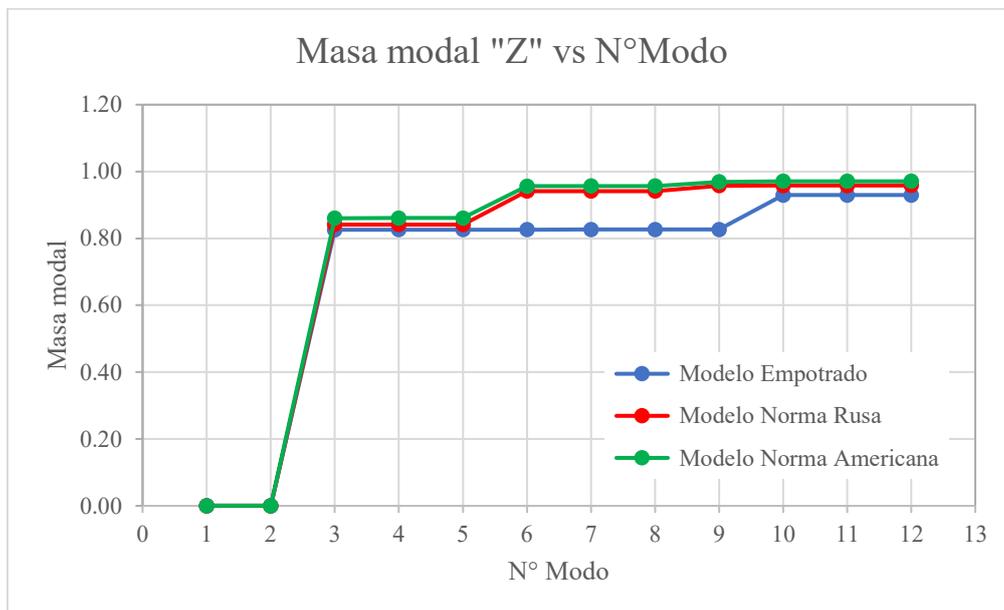


La siguiente tabla y figura exponen los resultados de masa participativa modal rotacional en “Z” de los modelos analizados con y sin ISE.

**Tabla 29.** Masa participativa modal rotacional en “Z”.

Modo	Masa modal en "Z"		
	Modelo Empotrado	Modelo Norma Rusa	Modelo Norma Americana
1	0.00%	0.00%	0.01%
2	0.00%	0.00%	0.01%
3	82.55%	84.12%	86.03%
4	82.59%	84.14%	86.06%
5	82.59%	84.14%	86.06%
6	82.60%	94.13%	95.62%
7	82.66%	94.15%	95.64%
8	82.66%	94.15%	95.64%
9	82.66%	95.76%	96.91%
10	92.94%	95.81%	97.08%
11	92.96%	95.81%	97.08%
12	92.96%	95.83%	97.09%

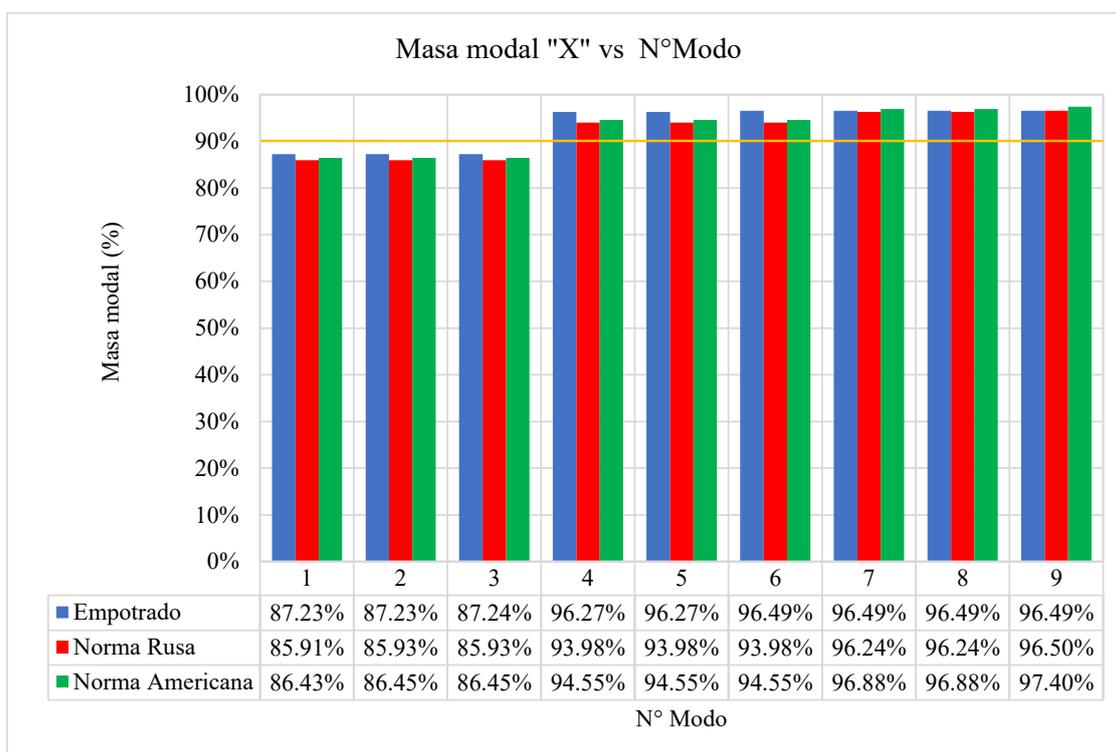
**Figura 40.** Curvas de masa participativa modal traslacional en “Z”.



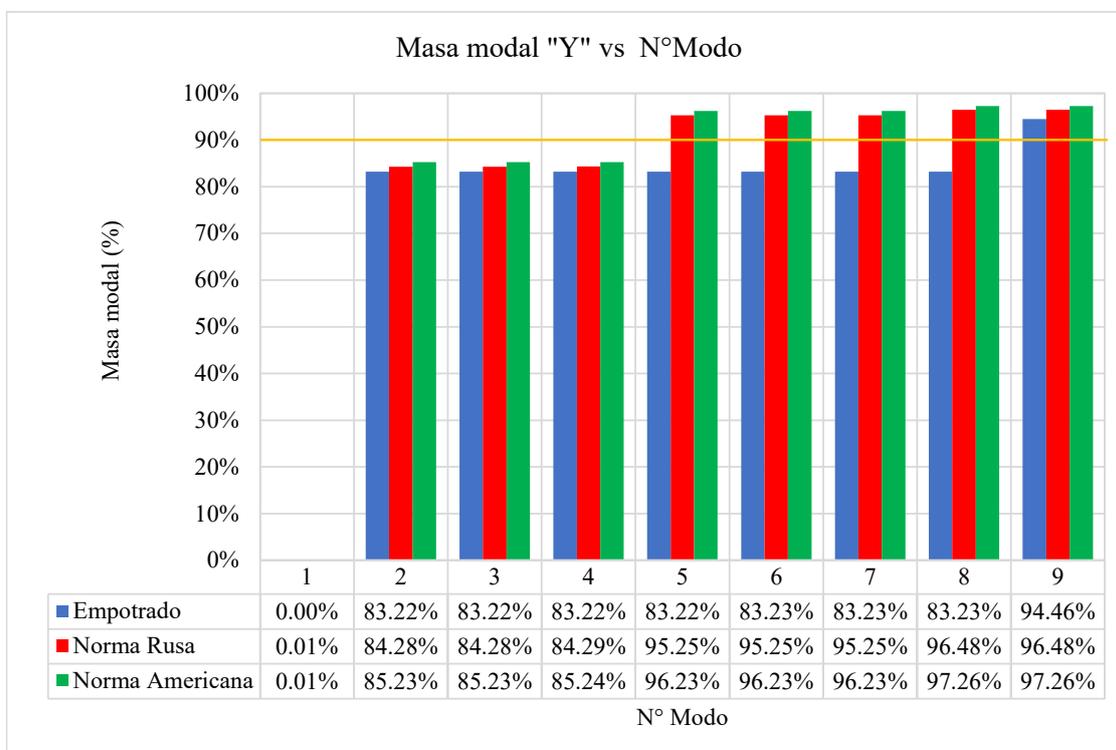
#### 4.1.3.2. Análisis comparativo de masa participativa modal.

Las siguientes figuras muestran la comparación porcentual de masa participativa modal traslacional en “X” y “Y” y rotacional en “Z” de los modelos analizados con y sin ISE.

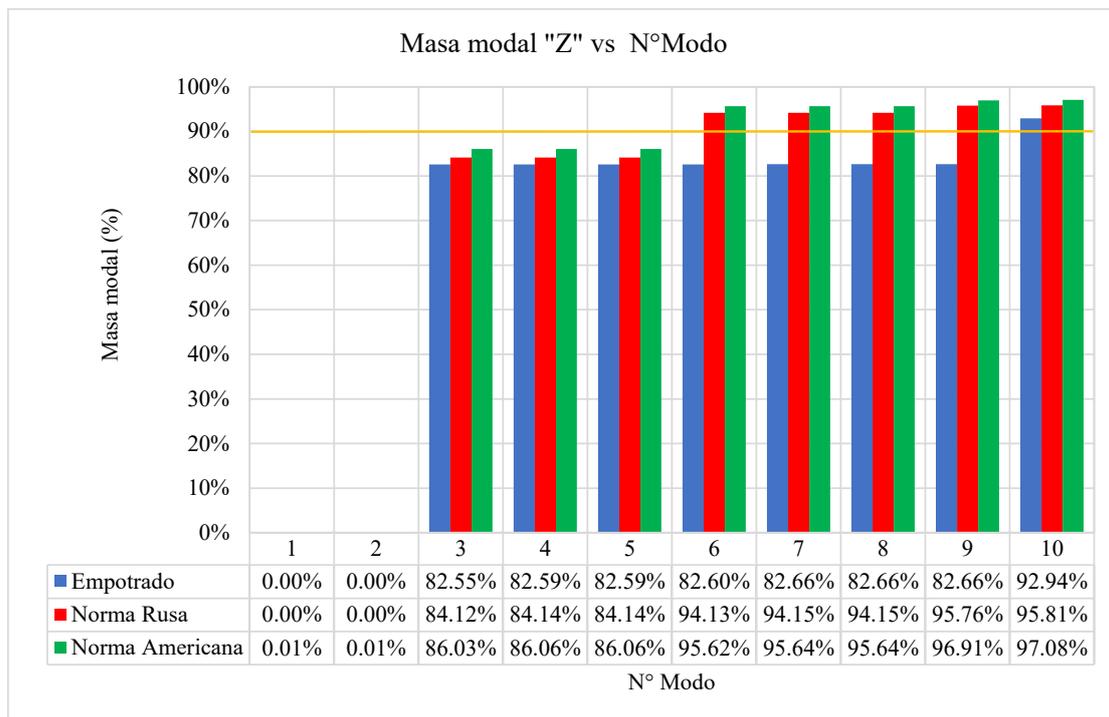
**Figura 41.** Comparación porcentual de masa participativa modal en “X”.



**Figura 42.** Comparación porcentual de masa participativa modal en “Y”.



**Figura 43.** Comparación porcentual de masa participativa modal en “Z”.



#### 4.1.4. MODOS NORMALIZADOS DE VIBRACIÓN

##### 4.1.4.1. Modos normalizados del modelo de base empotrada de la NTE.030, sin ISE.

Las próximas tablas y figuras exponen los resultados de los modos de vibración normalizados del análisis del modelo base empotrada en “X” como en “Y”.

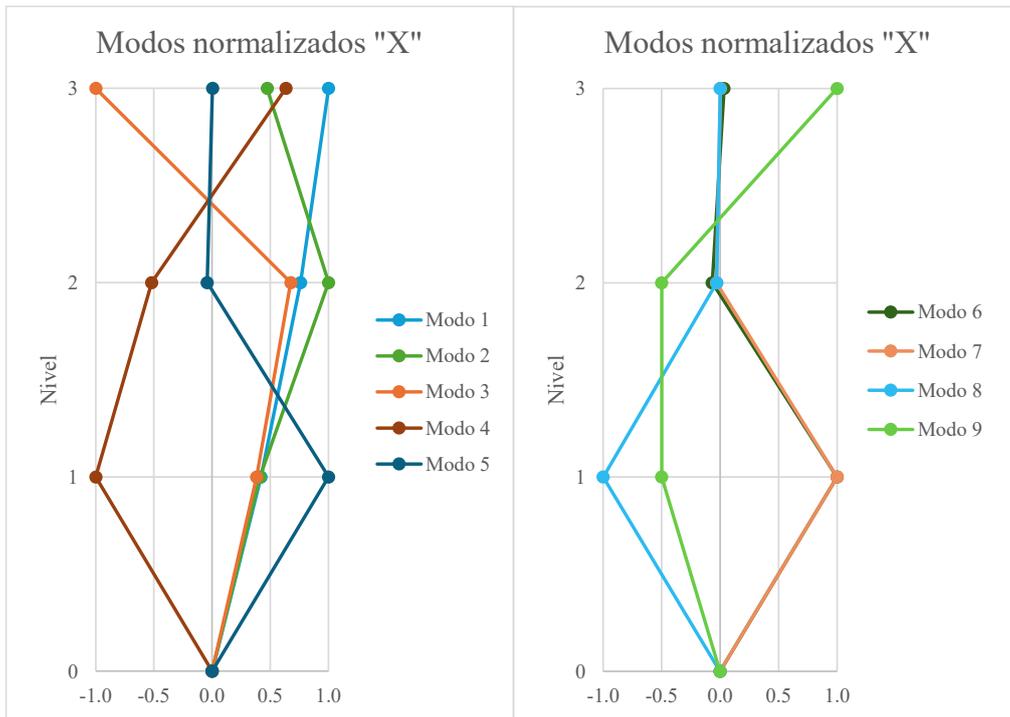
**Tabla 30.** Modos de vibración normalizados en “X” del modelo base empotrada, sin ISE.

Nivel	Modo								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	1.000	0.473	-1.000	0.633	0.003	0.034	0.003	0.001	1.000
2	0.760	1.000	0.676	-0.519	-0.042	-0.067	-0.031	-0.028	-0.500
1	0.420	0.412	0.382	-1.000	1.000	1.000	1.000	-1.000	-0.500
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

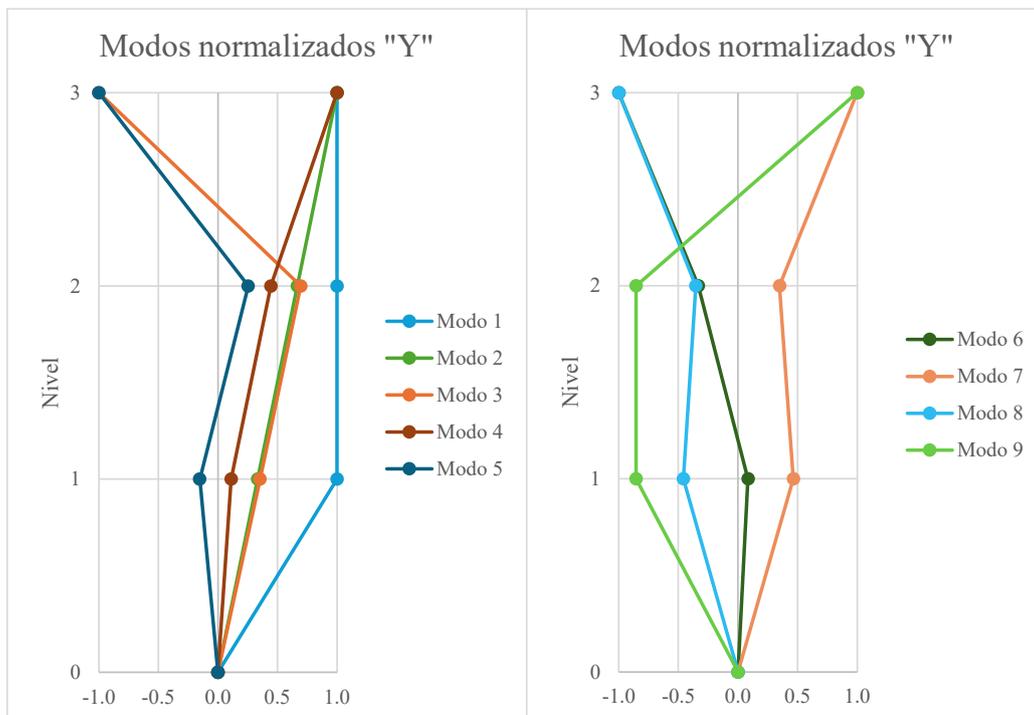
**Tabla 31.** Modos de vibración normalizados en “Y” del modelo base empotrada, sin ISE.

Nivel	Modo								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	1.000	1.000	-1.000	1.000	-0.047	-1.000	1.000	-0.515	1.000
2	1.000	0.667	0.695	0.444	0.012	-0.333	0.349	-0.182	-0.854
1	1.000	0.333	0.354	0.111	-0.007	0.084	0.464	-0.236	-0.854
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

**Figura 44.** Formas modales de vibración normalizados en "X" del modelo base empotrada, sin ISE.



**Figura 45.** Formas modales de vibración normalizados en "Y" del modelo base empotrada, sin ISE.



#### 4.1.4.2. Modos normalizados del modelo con ISE de la norma rusa SNIP 2.02.05.87.

Las siguientes tablas y figuras exponen los resultados de los modos de vibración normalizados del análisis con ISE de la norma rusa, tanto en “X” como en “Y”.

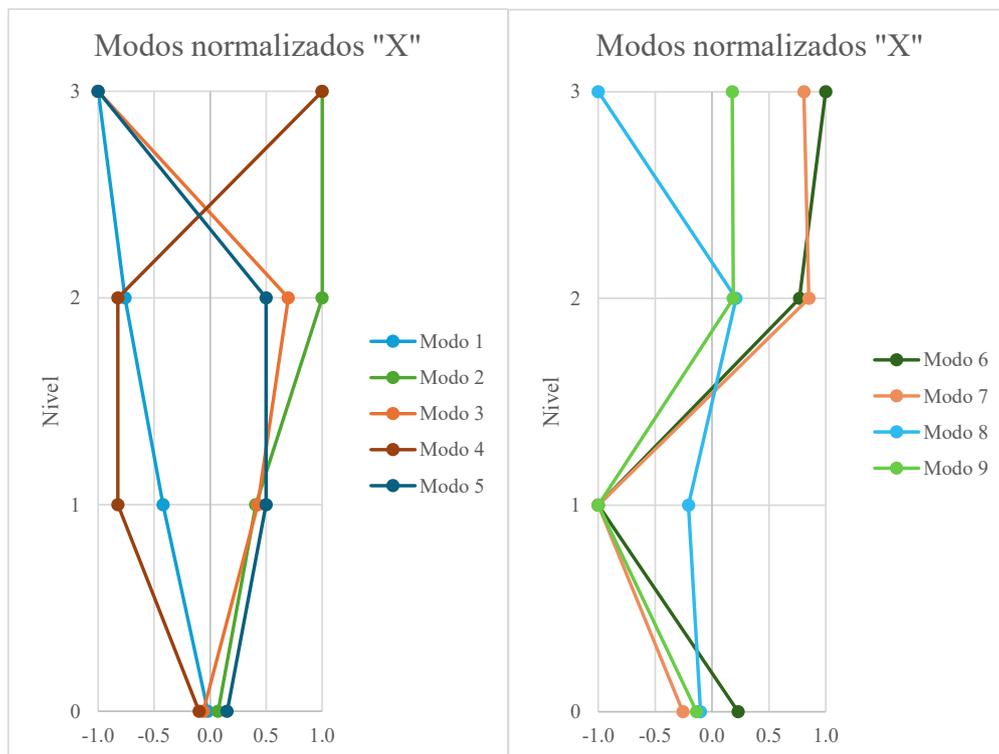
**Tabla 32.** Modos de vibración normalizados en “X” del modelo con ISE de la norma rusa.

Nivel	Modo								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	-1.000	1.000	-1.000	1.000	-1.000	1.000	0.809	-1.000	0.178
2	-0.760	1.000	0.697	-0.824	0.500	0.769	0.851	0.212	0.186
1	-0.420	0.408	0.424	-0.824	0.500	-1.000	-1.000	-0.207	-1.000
0	-0.020	0.070	-0.061	-0.098	0.152	0.231	-0.255	-0.102	-0.136

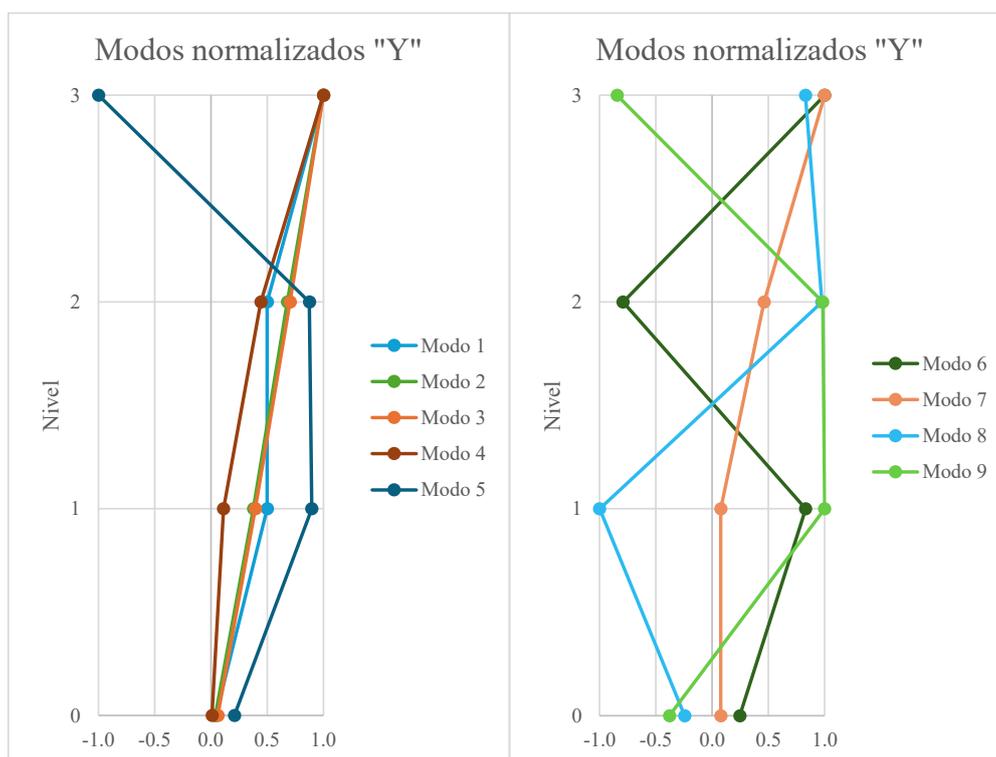
**Tabla 33.** Modos de vibración normalizados en “Y” del modelo con ISE de la norma rusa.

Nivel	Modo								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	1.000	1.000	1.000	1.000	-1.000	1.000	1.000	0.829	-0.845
2	0.500	0.679	0.704	0.444	0.875	-0.792	0.462	0.976	0.983
1	0.500	0.377	0.395	0.111	0.896	0.831	0.077	-1.000	1.000
0	0.045	0.038	0.062	0.010	0.208	0.247	0.077	-0.244	-0.379

**Figura 46.** Formas modales de vibración en “X” del modelo con ISE de la norma rusa.



**Figura 47.** Formas modales de vibración en “Y” del modelo con ISE de la norma rusa.



#### 4.1.4.3. Modos normalizados del modelo con ISE de la norma americana NIST GRC 12-917-21.

La siguientes tablas y figuras exponen los resultados de los modos de vibración normalizados del análisis con ISE de la norma americana, tanto en “X” como en “Y”.

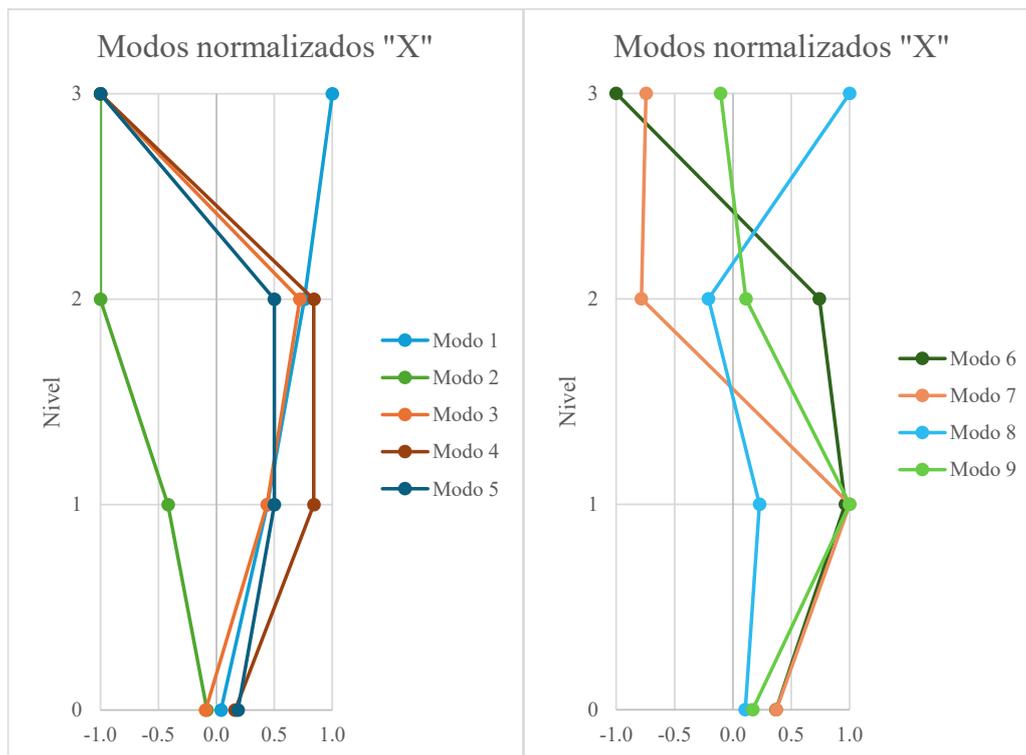
**Tabla 34.** Modos de vibración en “X” del modelo con ISE de la norma americana.

Nivel	Modo								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	1.000	-1.000	-1.000	-1.000	-1.000	-1.000	-0.745	1.000	-0.105
2	0.760	-1.000	0.719	0.840	0.500	0.741	-0.784	-0.209	0.111
1	0.440	-0.417	0.438	0.840	0.500	0.963	1.000	0.229	1.000
0	0.040	-0.081	-0.094	0.160	0.187	0.370	0.373	0.106	0.170

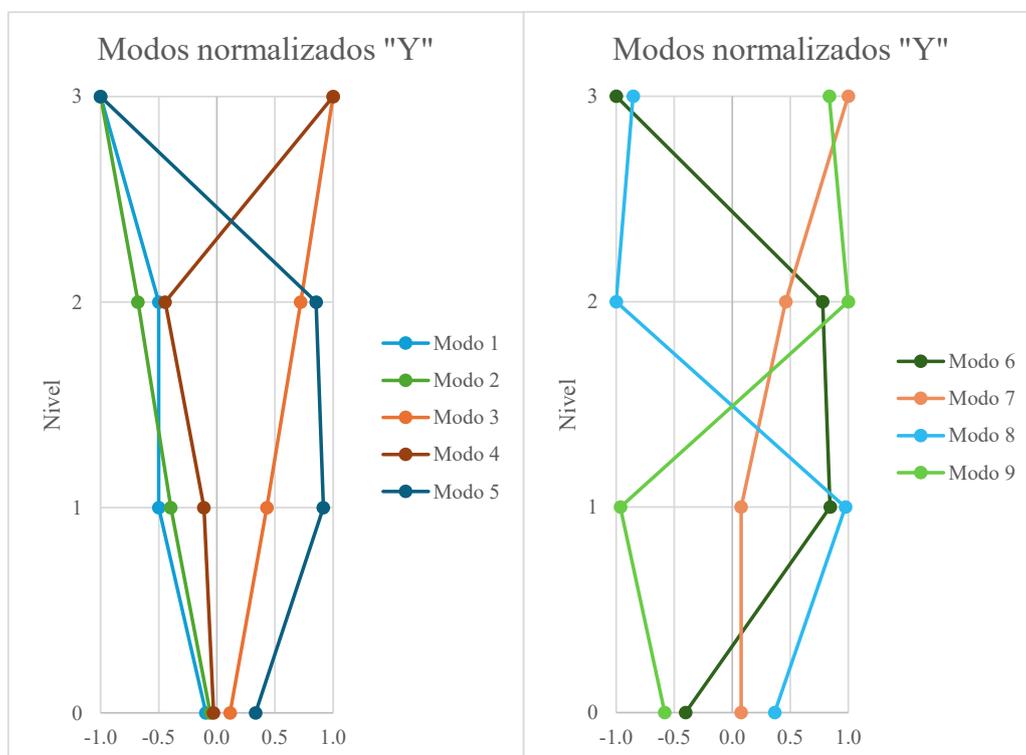
**Tabla 35.** Modos de vibración en “Y” del modelo con ISE de la norma americana.

Nivel	Modo								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	-1.000	-1.000	1.000	1.000	-1.000	-1.000	1.000	-0.854	0.836
2	-0.500	-0.679	0.722	-0.444	0.854	0.779	0.462	-1.000	1.000
1	-0.500	-0.396	0.430	-0.111	0.917	0.844	0.077	0.976	-0.964
0	-0.094	-0.057	0.114	-0.029	0.333	-0.403	0.077	0.366	-0.582

**Figura 48.** Formas modales de vibración en "X" de modelo con ISE de la norma americana.



**Figura 49.** Formas modales de vibración en "Y" de modelo con ISE de la norma americana.



#### 4.1.5. DESPLAZAMIENTOS

##### 4.1.5.1. Resultados de desplazamientos.

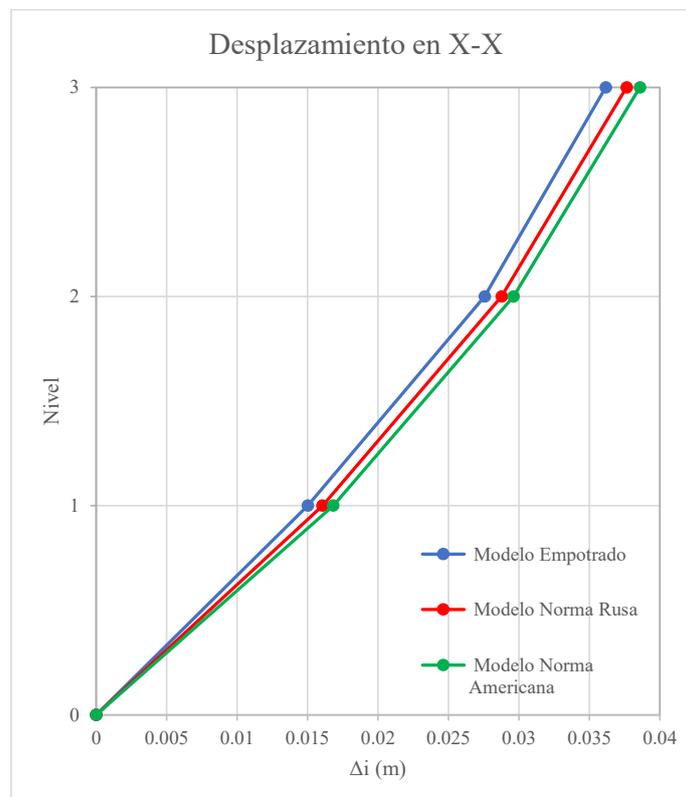
Las siguientes tablas y figuras muestran resultados de desplazamientos por nivel, en las direcciones “X” y “Y”, de los modelos analizados con y sin ISE.

##### 4.1.5.1.2. Desplazamientos en dirección X.

**Tabla 36.** Desplazamientos en dirección “X” de los modelos analizados.

Nivel	Desplazamiento en X-X: $\Delta i$ (m)		
	Modelo Empotrado	Modelo Norma Rusa	Modelo Norma Americana
3	0.036168	0.037644	0.038596
2	0.027567	0.028779	0.029620
1	0.015013	0.016062	0.016818
0	0.000	0.000	0.000

**Figura 50.** Curvas desplazamientos en dirección “X”.

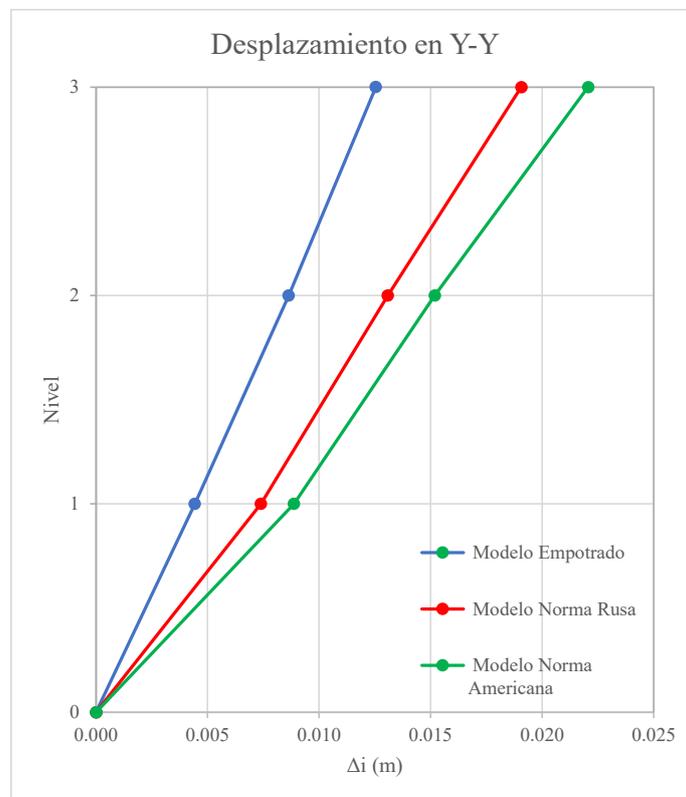


#### 4.1.5.1.2. Desplazamientos en dirección Y.

**Tabla 37.** Desplazamientos en dirección “Y” de los modelos analizados.

Nivel	Desplazamiento en Y-Y: $\Delta i$ (m)		
	Modelo Empotrado	Modelo Norma Rusa	Modelo Norma Americana
3	0.012545	0.019063	0.022062
2	0.008634	0.013080	0.015181
1	0.004434	0.007389	0.008867
0	0.000	0.000	0.000

**Figura 51.** Curvas desplazamientos en dirección “Y”.



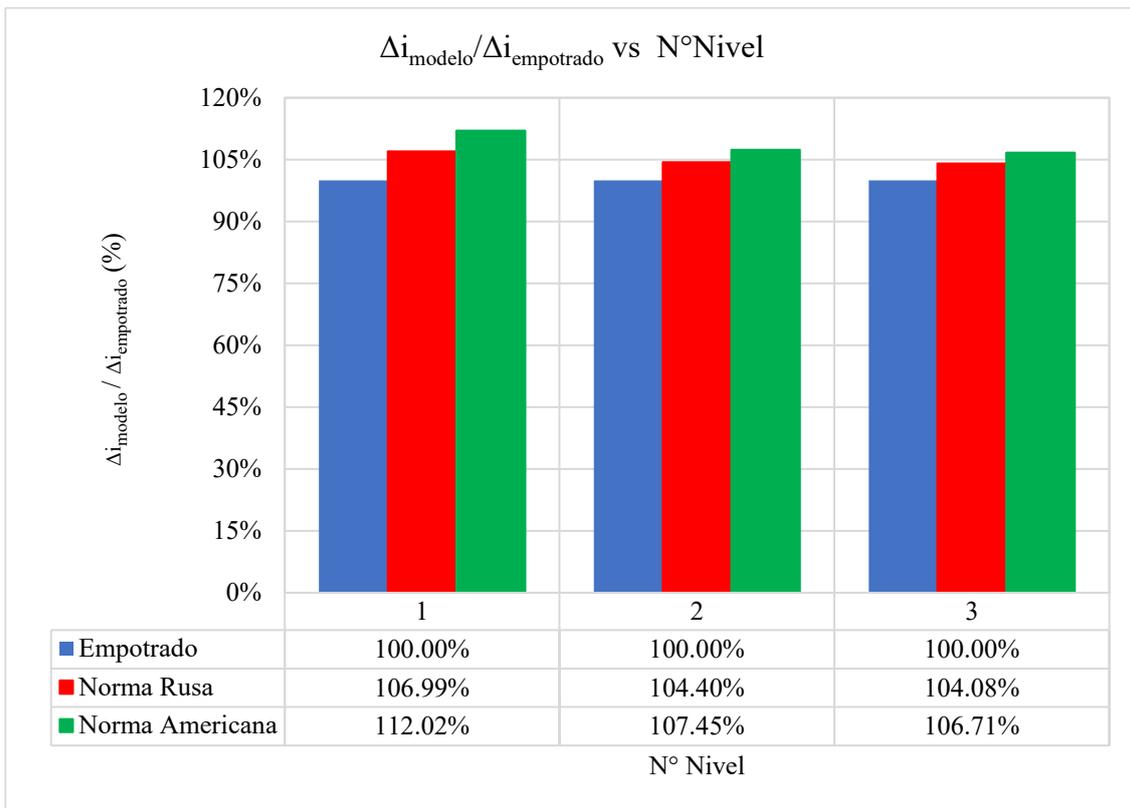
#### 4.1.5.2. Análisis comparativo de desplazamientos.

Las siguientes tablas y figuras muestran la representación y comparación porcentual de desplazamientos por nivel, en la dirección “X” y “Y”, de los modelos analizados con respecto al modelo empotrado.

**Tabla 38.** Valor porcentual de desplazamientos respecto al modelo empotrado, en X-X.

Nivel	$\Delta i_{\text{modelo}} / \Delta i_{\text{empotrado}}$ (%), en X-X		
	Modelo Empotrado	Modelo Norma Rusa	Modelo Norma Americana
3	100.00%	104.08%	106.71%
2	100.00%	104.40%	107.45%
1	100.00%	106.99%	112.02%

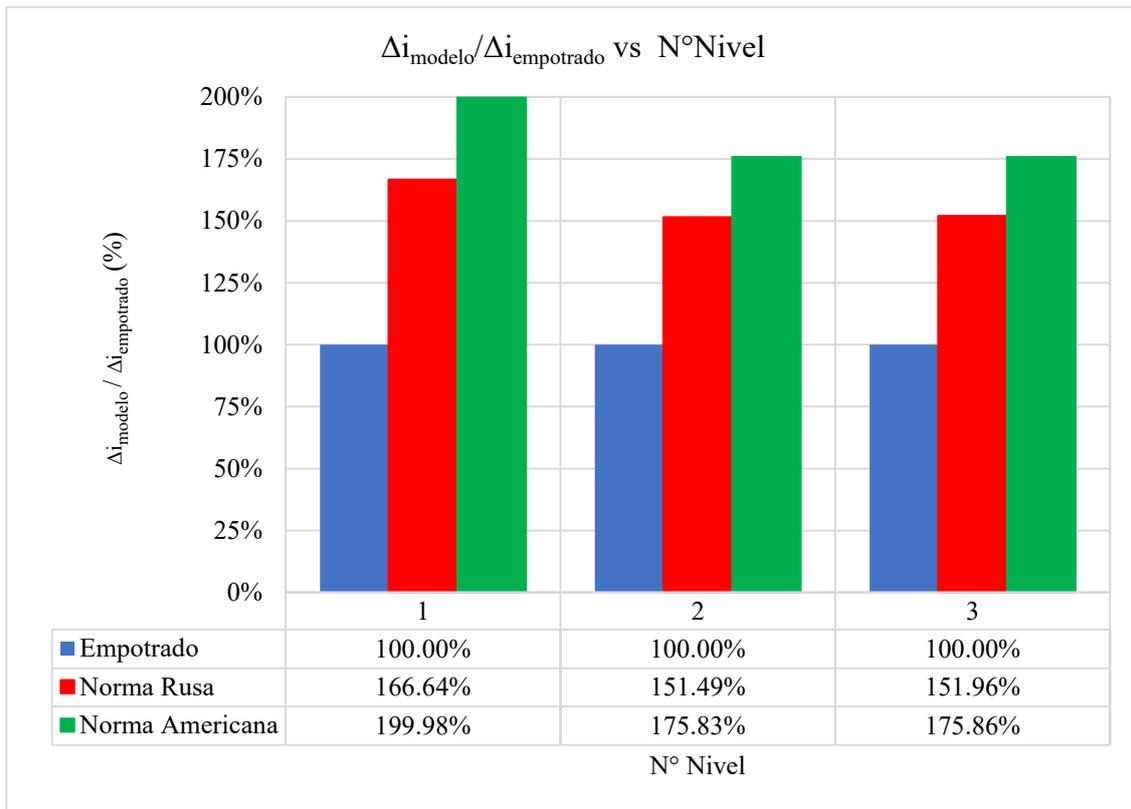
**Figura 52.** Comparación porcentual de desplazamientos de los modelos analizados, en X-X.



**Tabla 39.** Valor porcentual de desplazamientos respecto al modelo empotrado, en Y-Y.

Nivel	$\Delta i_{\text{modelo}} / \Delta i_{\text{empotrado}}$ (%), en Y-Y		
	Modelo Empotrado	Modelo Norma Rusa	Modelo Norma Americana
3	100.00%	151.96%	175.86%
2	100.00%	151.49%	175.83%
1	100.00%	166.64%	199.98%

**Figura 53.** Comparación porcentual de desplazamientos de los modelos analizados, en Y-Y.



#### 4.1.6. DERIVAS

##### 4.1.6.1. Resultados de derivas.

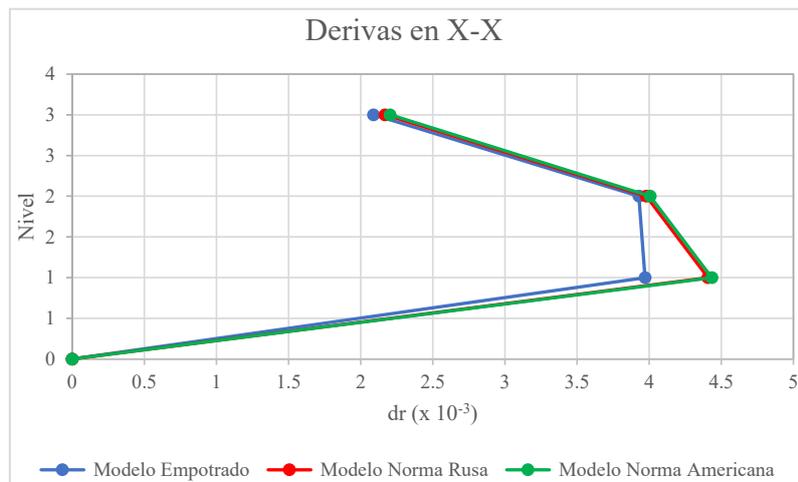
Las siguientes tablas y figuras muestran resultados de derivas por nivel, en las direcciones “X” y “Y”, de los modelos analizados con y sin ISE.

##### 4.1.6.1.1. Derivas en dirección X.

**Tabla 40.** Derivas en dirección “X” de los modelos analizados.

Nivel	Derivas en X-X (dr)		
	Modelo Empotrado	Modelo Norma Rusa	Modelo Norma Americana
3	0.002089	0.002169	0.002204
2	0.003929	0.003980	0.004007
1	0.003972	0.004408	0.004435
0	0.000	0.000	0.000

**Figura 54.** Curvas de derivas en dirección “X”.

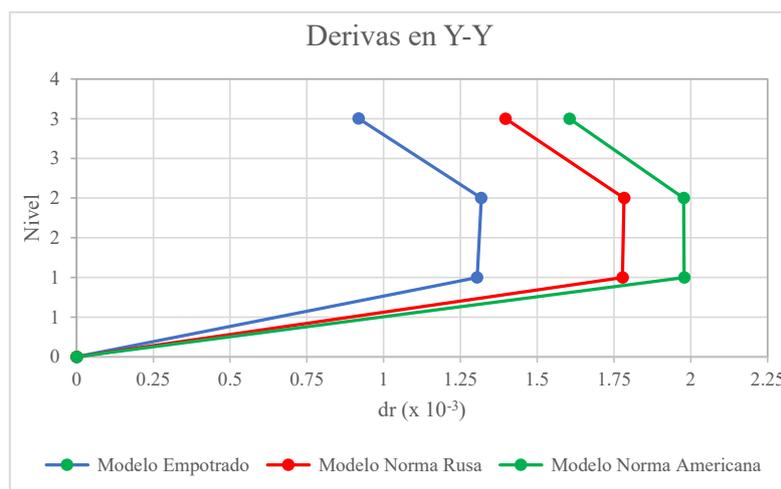


**4.1.6.1.2. Derivas en dirección Y.**

**Tabla 41.** Derivas en dirección “Y” de los modelos analizados.

Nivel	Derivas en Y-Y (dr)		
	Modelo Empotrado	Modelo Norma Rusa	Modelo Norma Americana
3	0.000919	0.001397	0.001605
2	0.001318	0.001783	0.001977
1	0.001305	0.001778	0.001979
0	0.000	0.000	0.000

**Figura 55.** Curvas de derivas en dirección “Y”.



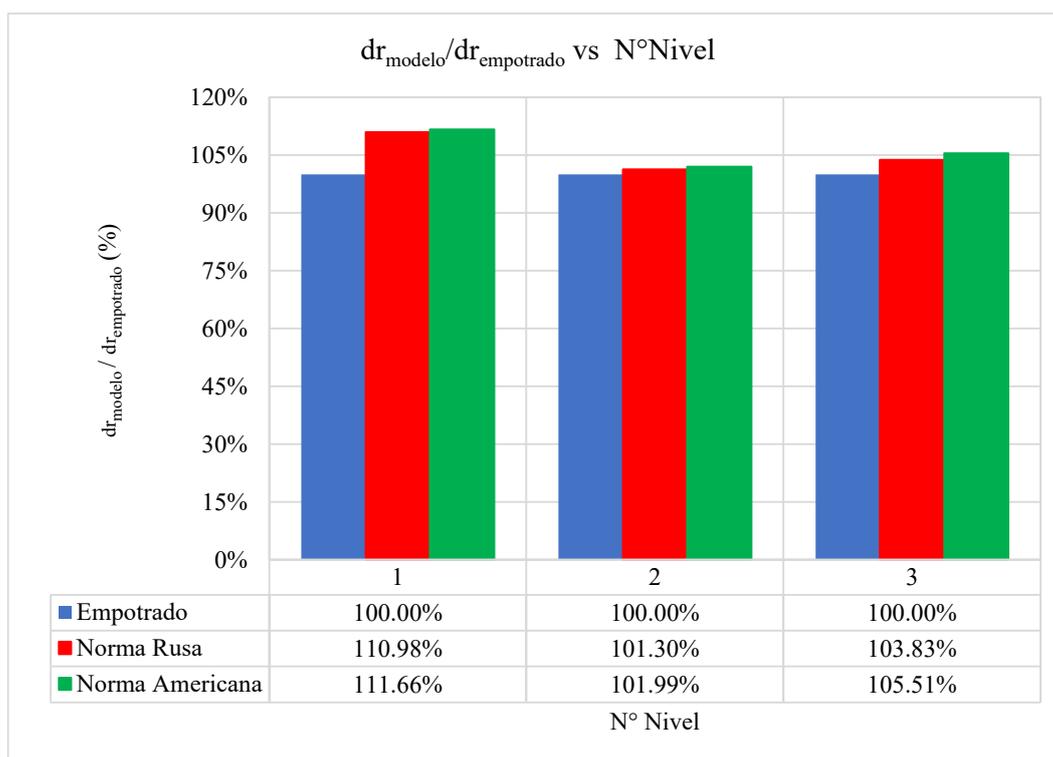
#### 4.1.6.2. Análisis comparativo de derivas.

Las siguientes tablas y figuras muestran la representación y comparación porcentual de derivas por nivel, en la dirección “X” y “Y”, de los modelos analizados con respecto al modelo empotrado.

**Tabla 42.** Representación porcentual de derivas respecto al modelo empotrado, en X-X.

Nivel	dr modelo / dr empotrado (%), en X-X		
	Modelo	Modelo	Modelo Norma
	Empotrado	Norma Rusa	Americana
3	100.00%	103.83%	105.51%
2	100.00%	101.30%	101.99%
1	100.00%	110.98%	111.66%

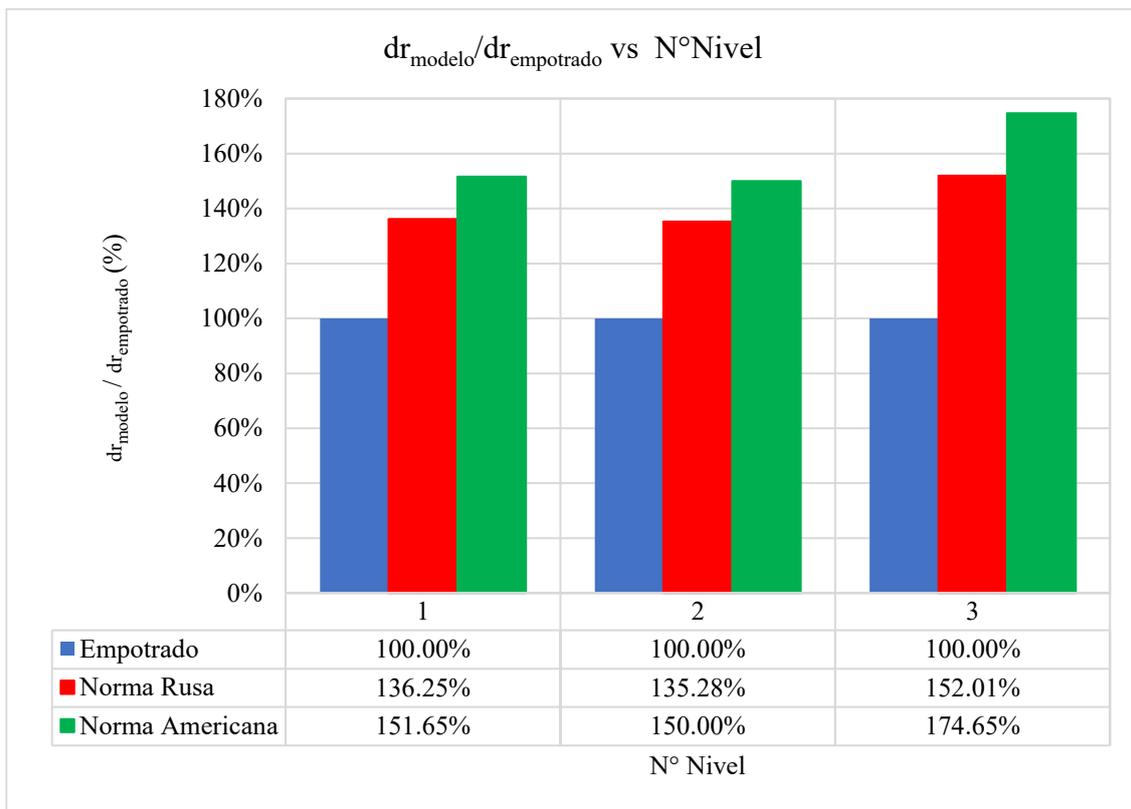
**Figura 56.** Comparación porcentual de derivas de los modelos analizados, en X-X.



**Tabla 43.** Representación porcentual de derivas respecto al modelo empotrado, en Y-Y.

Nivel	dr modelo / dr empotrado (%), en Y-Y		
	Modelo	Modelo	Modelo Norma
	Empotrado	Norma Rusa	Americana
3	100.00%	152.01%	174.65%
2	100.00%	135.28%	150.00%
1	100.00%	136.25%	151.65%

**Figura 57.** Comparación porcentual de derivas de los modelos analizados, en Y-Y.



#### 4.1.7. REACCIONES EN LA BASE

##### 4.1.7.1. Resultados de cortantes en la base.

La siguiente tabla expone resultados de cortantes en la base, en ambas direcciones “X” y “Y”, de los modelos analizados con y sin ISE.

**Tabla 44.** Cortantes en la base de los modelos analizados.

Dirección	Cortantes en la base: Vs (Tn)		
	Modelo	Modelo	Modelo Norma
	Empotrado	Norma Rusa	Americana
X-X	95.18	94.56	94.29
Y-Y	243.04	237.11	229.34

##### 4.1.7.2. Resultados de momentos en la base.

La próxima tabla muestra los resultados de momentos en la base, alrededor del eje “X” y el eje “Y”, de los modelos analizados con y sin ISE.

**Tabla 45.** Momentos en la base de los modelos analizados.

Momento en eje	Momentos en la base: Ms (Tn.m)		
	Modelo Empotrado	Modelo Norma Rusa	Modelo Norma Americana
X	2111.69	2033.36	1956.24
Y	809.43	803.96	799.18

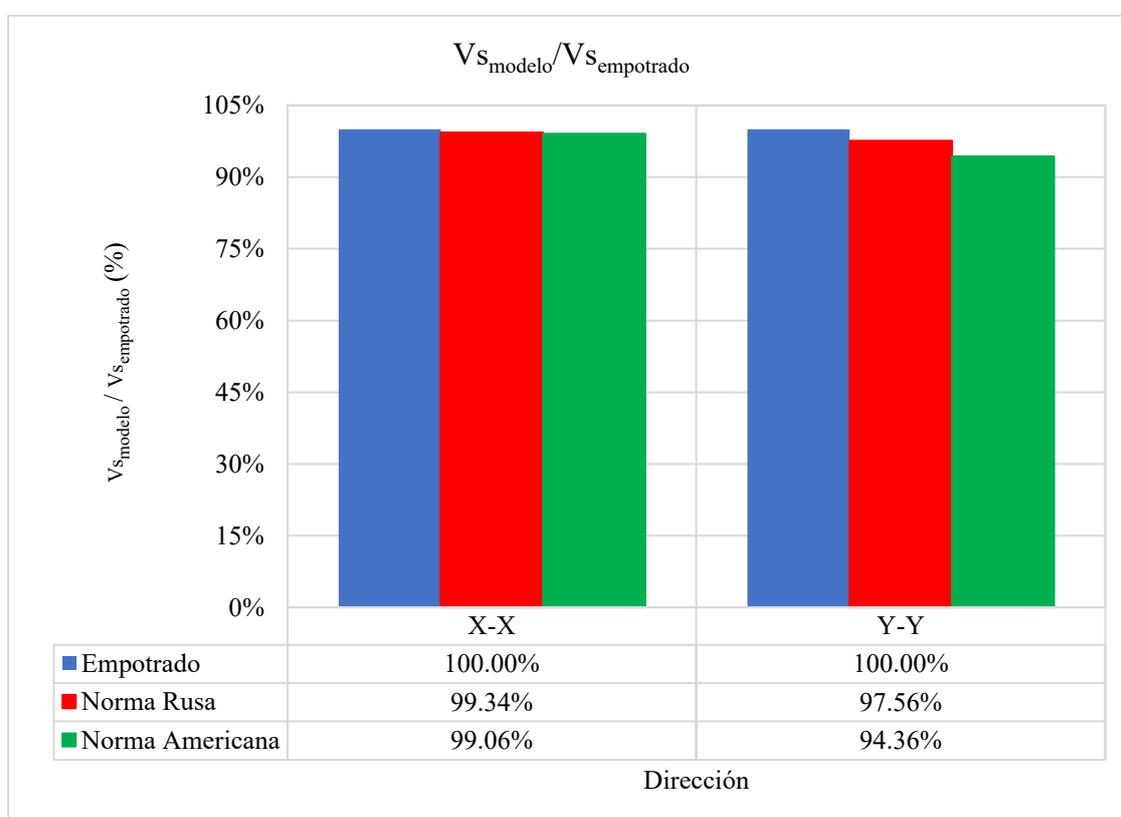
#### 4.1.7.3. Comparación de fuerzas de corte en la base.

La siguiente tabla y figura muestran la representación y comparación porcentual de cortantes en la base, en las direcciones “X” y “Y”, de los modelos analizados respecto al modelo empotrado.

**Tabla 46.** Representación porcentual de cortantes en la base respecto al modelo empotrado.

Dirección	Vs modelo / Vs empotrado (%)		
	Modelo Empotrado	Modelo Norma Rusa	Modelo Norma Americana
X-X	100.00%	99.34%	99.06%
Y-Y	100.00%	97.56%	94.36%

**Figura 58.** Comparación porcentual de cortantes en la base de los modelos analizados.



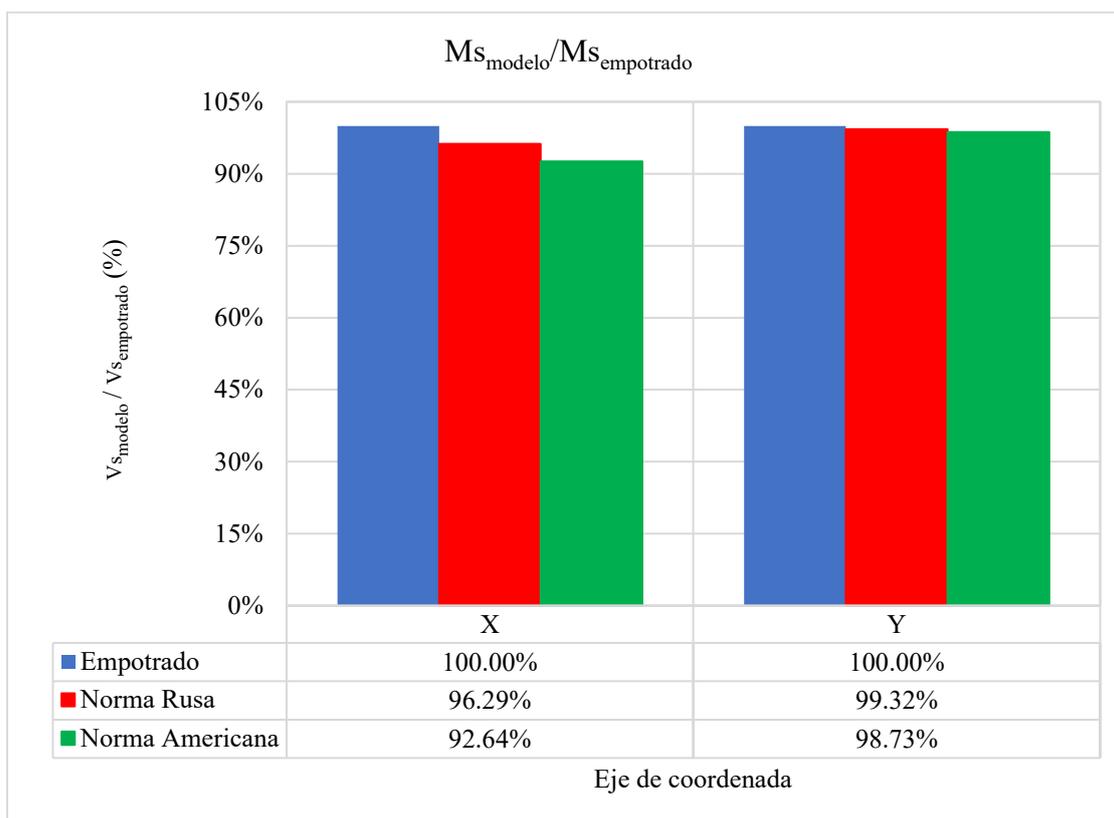
#### 4.1.7.4. Comparación de momentos en la base.

La siguiente tabla y figura muestran la representación y comparación porcentual de momentos en la base, alrededor del eje “X” y el eje “Y”, de los modelos analizados respecto al modelo empotrado.

**Tabla 47.** Representación porcentual de momentos en la base respecto al modelo empotrado.

Momento en eje	Ms modelo / Ms empotrado (%)		
	Modelo Empotrado	Modelo Norma Rusa	Modelo Norma Americana
X	100.00%	96.29%	92.64%
Y	100.00%	99.32%	98.73%

**Figura 59.** Comparación porcentual de momentos en la base de los modelos analizados.



#### 4.1.8. CORTANTES POR NIVEL

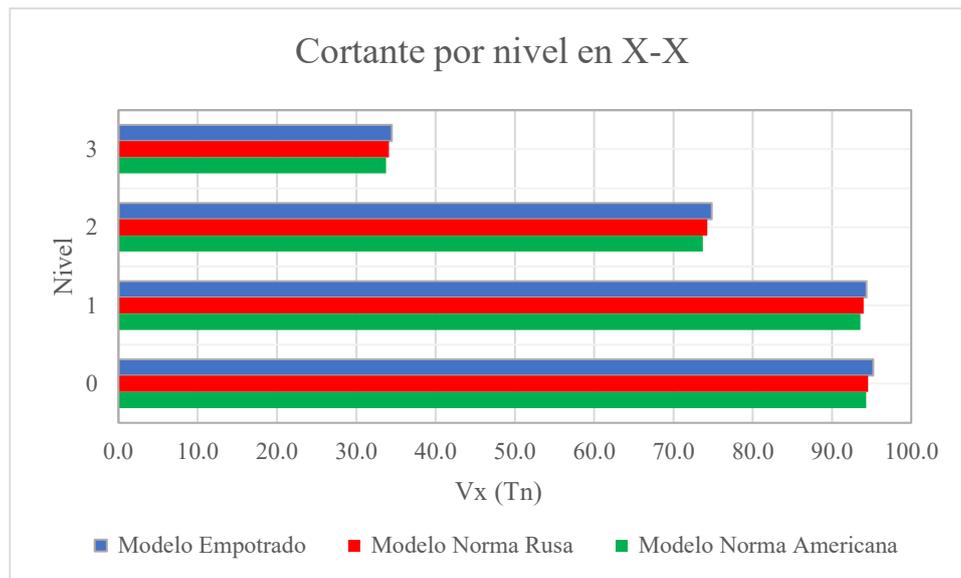
##### 4.1.8.1. Resultados de fuerzas de corte por nivel en X-X.

La siguiente tabla y figura muestran resultados de fuerzas horizontales o cortantes por nivel en dirección “X”, de los modelos analizados con y sin ISE.

**Tabla 48.** Fuerzas de corte por nivel en dirección “X” de los modelos analizados.

Nivel	Cortantes por nivel en dirección X: $V_x(Tn)$		
	Modelo	Modelo	Modelo Norma
	Empotrado	Norma Rusa	Americana
3	34.46	34.11	33.74
2	74.84	74.27	73.69
1	94.36	94.00	93.59
0	95.18	94.56	94.29

**Figura 60.** Gráfica de fuerzas de corte por nivel en X-X.



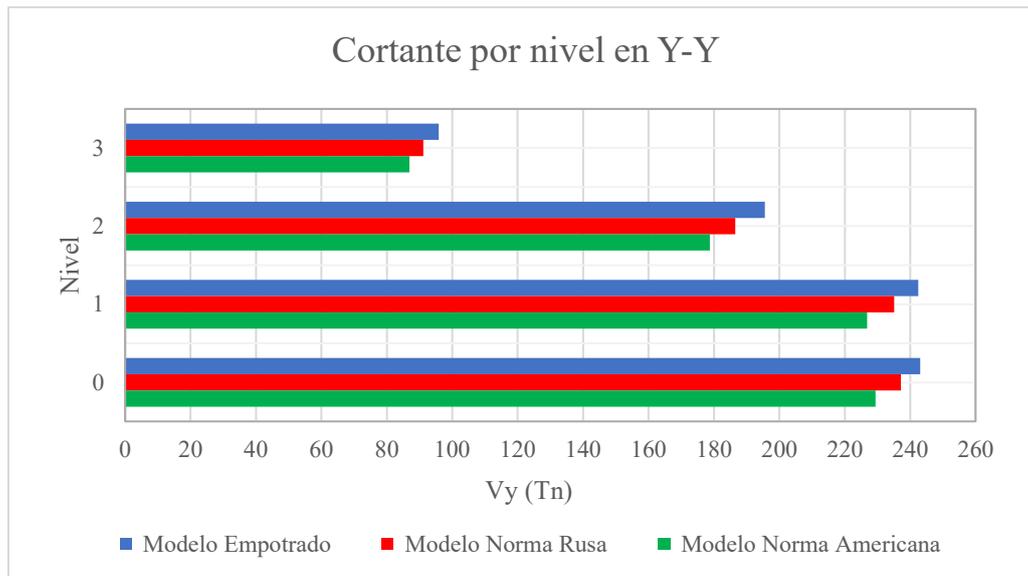
#### 4.1.8.2. Resultados de fuerzas de corte por nivel en Y-Y.

La siguiente tabla y figura muestran resultados de fuerzas horizontales o cortantes por nivel en dirección “Y”, de los modelos analizados con y sin ISE.

**Tabla 49.** Fuerzas de corte por nivel en dirección “Y” de los modelos analizados.

Nivel	Cortantes por nivel en dirección Y: $V_y(Tn)$		
	Modelo	Modelo	Modelo Norma
	Empotrado	Norma Rusa	Americana
3	95.83	91.17	86.90
2	195.52	186.54	178.79
1	242.42	235.07	226.79
0	243.04	237.11	229.34

**Figura 61.** Gráfica de fuerzas de corte por piso en Y-Y.



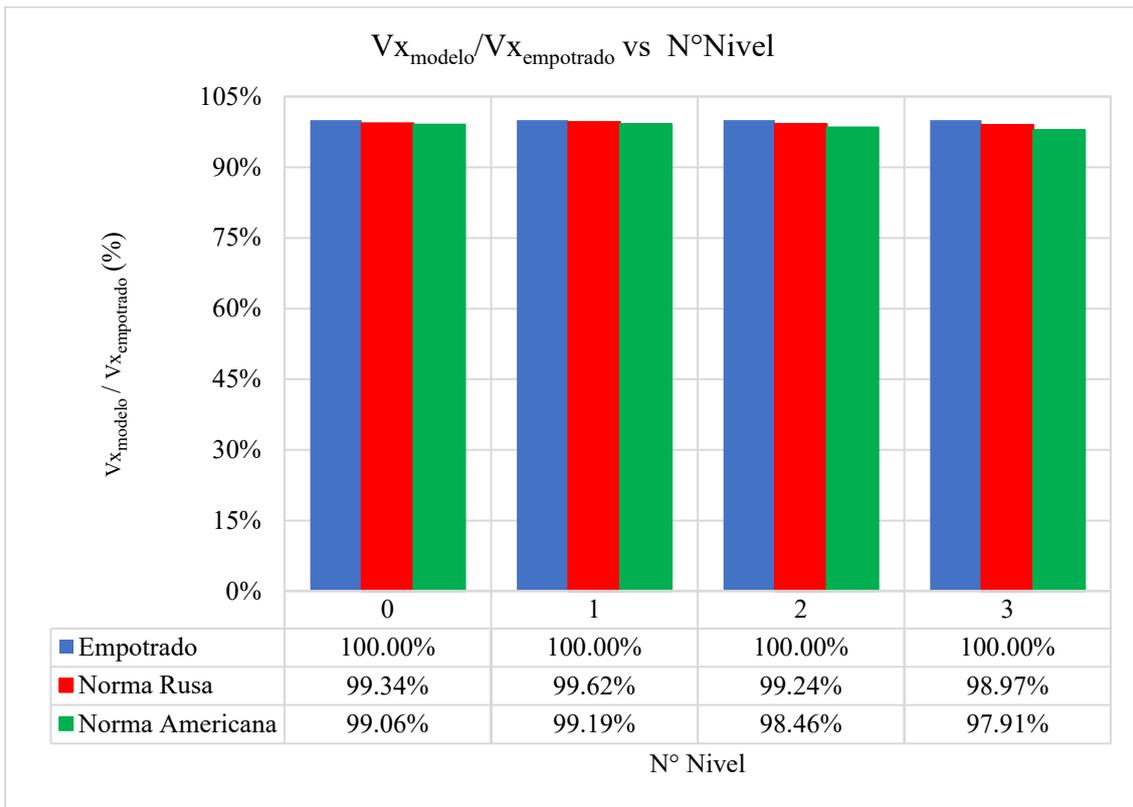
#### 4.1.8.3. Análisis comparativo de cortantes por nivel en dirección X.

La siguiente tabla y figura muestran la representación y comparación porcentual de fuerzas horizontales o de corte por nivel en “X-X” de los modelos analizados respecto al modelo empotrado.

**Tabla 50.** Valor porcentual de cortantes por nivel respecto al modelo empotrado, en X-X.

Nivel	Vx modelo / Vx empotrado (%)		
	Modelo Empotrado	Modelo Norma Rusa	Modelo Norma Americana
3	100.00%	98.97%	97.91%
2	100.00%	99.24%	98.46%
1	100.00%	99.62%	99.19%
0	100.00%	99.34%	99.06%

**Figura 62.** Comparación porcentual de fuerzas de corte por nivel de los modelos, en X-X.



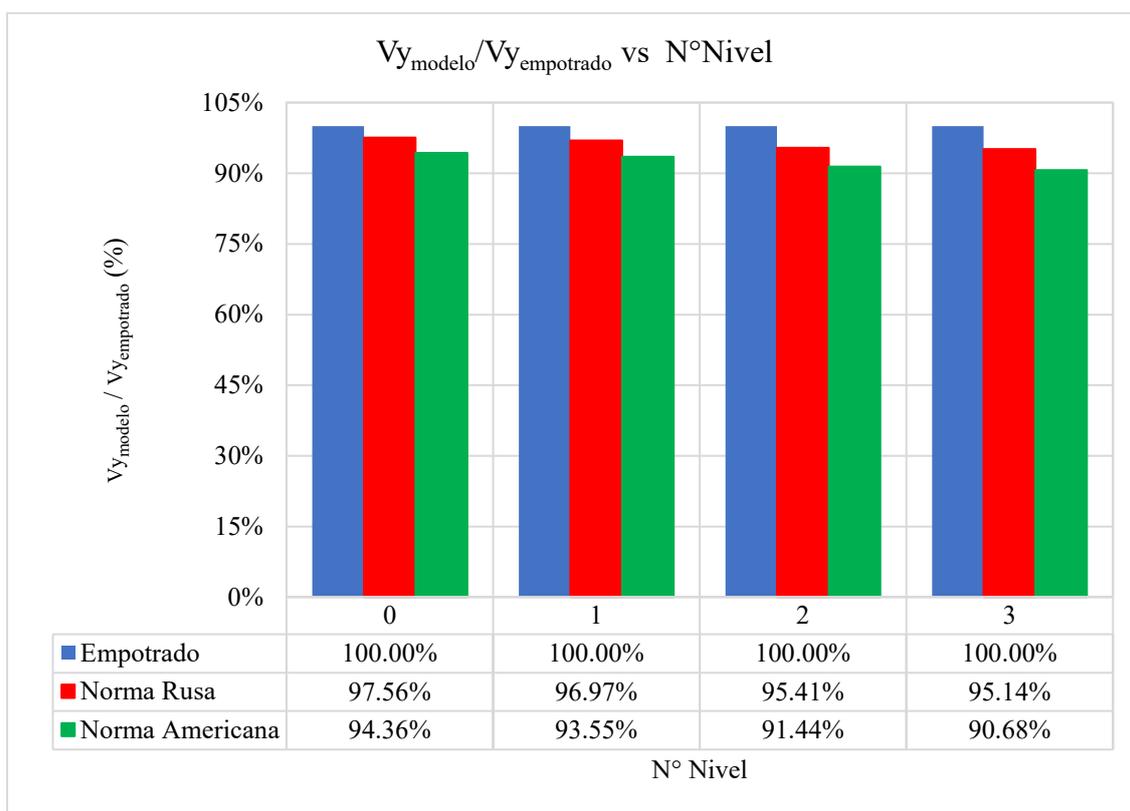
#### 4.1.8.4. Análisis comparativo de cortantes por nivel en dirección Y.

La siguiente tabla y figura muestran la representación y comparación porcentual de cortantes por nivel en la dirección “Y” de los modelos analizados respecto al modelo empotrado.

**Tabla 51.** Valor porcentual de cortantes por nivel respecto al modelo empotrado, en Y-Y.

Nivel	Vy modelo / Vy empotrado (%)		
	Modelo Empotrado	Modelo Norma Rusa	Modelo Norma Americana
3	100.00%	95.14%	90.68%
2	100.00%	95.41%	91.44%
1	100.00%	96.97%	93.55%
0	100.00%	97.56%	94.36%

**Figura 63.** Comparación porcentual de fuerzas de corte por nivel de los modelos, en Y-Y.



#### 4.1.9. FUERZAS INTERNAS MÁXIMAS

##### 4.1.9.1. Resultados de fuerzas internas máximas en columnas.

La siguiente tabla expone resultados de fuerzas internas máximas en columnas de los modelos analizados con y sin ISE.

**Tabla 52.** Fuerzas internas máximas en columnas.

Fuerzas internas máximas en columnas : FC			
Descripción	Modelo Empotrado	Modelo Norma Rusa	Modelo Norma Americana
Normal - N(Tn)	58.59	55.4618	53.4148
Cortante - V(Tn)	7.65	7.4204	7.3855
Momento - M(Tn.m)	22.85	22.2539	22.1377

##### 4.1.9.2. Resultados de fuerzas internas máximas en vigas.

La siguiente tabla muestra los resultados de fuerzas internas máximas en vigas de los modelos analizados con y sin ISE.

**Tabla 53.** Fuerzas internas máximas en vigas.

<b>Fuerzas internas máximas en vigas : FV</b>			
<b>Descripción</b>	<b>Modelo Empotrado</b>	<b>Modelo Norma Rusa</b>	<b>Modelo Norma Americana</b>
Cortante - V(Tn)	6.51	6.141	5.8754
Momento - M(Tn.m)	5.83	5.7036	5.6795

#### 4.1.9.3. Resultados de fuerzas internas máximas en muros.

La siguiente tabla expone resultados de fuerzas internas máximas en muros de los modelos analizados con y sin ISE.

**Tabla 54.** Fuerzas internas máximas en muros.

<b>Fuerzas internas máximas en muros : FM</b>			
<b>Descripción</b>	<b>Modelo Empotrado</b>	<b>Modelo Norma Rusa</b>	<b>Modelo Norma Americana</b>
Normal - N(Tn)	32.06	30.4039	29.2767
Cortante - V(Tn)	37.00	35.3924	34.2717
Momento - M(Tn.m)	119.45	114.3049	110.3307

#### 4.1.9.4. Análisis comparativo de fuerzas internas máximas en columnas.

La siguiente tabla expone la representación porcentual de fuerzas internas máximas en columnas de los modelos analizados respecto al modelo empotrado.

**Tabla 55.** Valor porcentual de fuerzas internas en columnas frente al modelo empotrado.

<b>FC modelo / FC empotrado (%)</b>			
<b>Descripción</b>	<b>Modelo Empotrado</b>	<b>Modelo Norma Rusa</b>	<b>Modelo Norma Americana</b>
N (Tn)	100.00%	94.66%	91.16%
V (Tn)	100.00%	96.97%	96.52%
M (Tn.m)	100.00%	97.39%	96.88%

#### 4.1.9.5. Análisis comparativo de fuerzas internas máximas en vigas.

La siguiente tabla expone la representación porcentual de fuerzas internas máximas en vigas de los modelos analizados respecto al modelo empotrado.

**Tabla 56.** *Valor porcentual de fuerzas internas en vigas respecto al modelo empotrado.*

<b>FV modelo / FV empotrado (%)</b>			
<b>Descripción</b>	<b>Modelo Empotrado</b>	<b>Modelo Norma Rusa</b>	<b>Modelo Norma Americana</b>
V (Tn)	100.00%	94.36%	90.28%
M (Tn.m)	100.00%	97.91%	97.50%

#### **4.1.9.6. Análisis comparativo de fuerzas internas máximas en muros.**

La siguiente tabla presenta la representación porcentual de fuerzas internas máximas en muros de los modelos analizados respecto al modelo empotrado.

**Tabla 57.** *Valor porcentual de fuerzas internas en muros respecto al modelo empotrado.*

<b>FM modelo / FM empotrado (%)</b>			
<b>Descripción</b>	<b>Modelo Empotrado</b>	<b>Modelo Norma Rusa</b>	<b>Modelo Norma Americana</b>
N (Tn)	100.00%	94.83%	91.31%
V (Tn)	100.00%	95.66%	92.63%
M (Tn.m)	100.00%	95.69%	92.37%

## **4.2. INTERPRETACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS**

### **4.2.1. PERIODOS DE VIBRACIÓN**

- De la tabla 23 y figura 34, se muestra un incremento de los periodos correspondientes a los primeros cuatro modos de vibración de los modelos con ISE, respecto al modelo empotrado sin ISE, en los otros modos se presenta una disminución de los periodos. Así mismo, el modelo de la norma americana presenta valores ligeramente superiores a los de la norma rusa.
- De la tabla 24 y figura 25, se presenta una variación de 2.39%, 26.98% y 9.96% de los periodos correspondientes al primero, segundo y tercer modo de vibración, del modelo con ISE de la norma rusa respecto al modelo sin ISE con base empotrada de la norma técnica E.030.
- De la tabla 24 y figura 25, se muestra una variación de 4.32%, 39.78% y 13.60% de los periodos correspondientes al primero, segundo y tercer modo de vibración, del

modelo con ISE de la norma americana respecto al modelo sin ISE con base empotrada de la norma técnica E.030. Así mismo, los periodos del modelo la norma americana respecto al de la norma rusa varían en 1.93%, 12.8% y 3.64% correspondiente a los tres modos principales.

#### **4.2.2. FRECUENCIAS DE VIBRACIÓN**

- De la tabla 25 y figura 36, se muestra una reducción de las frecuencias pertenecientes a los primeros cuatro modos de vibrar de los modelos con ISE, respecto al modelo empotrado sin ISE, en los otros modos se presenta un incremento de las frecuencias. Así mismo, el modelo de la norma americana presenta valores ligeramente inferiores a los de la norma rusa.
- De la tabla 26 y figura 37, se muestra una variación negativa de 2.43%, 21.21% y 9.17% de las frecuencias correspondientes al primero, segundo y tercer modos de vibrar, del modelo con ISE ruso respecto al modelo sin ISE de la NTE.030.
- De la tabla 26 y figura 38, se muestra una variación negativa de 4.11%, 28.57% y 12.08% de las frecuencias correspondientes al primero, segundo y tercer modos de vibrar, del modelo con ISE de la norma americana respecto al modelo sin ISE de la NTE.030. Así mismo, las frecuencias del modelo la norma rusa respecto al de la norma americana varían en 1.68%, 7.36% y 2.91% correspondiente a los tres modos principales.

#### **4.2.3. MASA PARTICIPATIVA MODAL Y MODOS DE VIBRACIÓN**

- De las tablas 27, 28 y 29, muestran variaciones máximas absolutas de masa participativa modal; traslacional en “X” de 2.51% y 1.94% en el sexto modo; traslacional en “Y” de 13.25% y 14.03% en el octavo modo, y rotacional en “Z” de 13.10% y 14.25% en el noveno modo, correspondiente a las masas participativas de

los modelos con ISE de la norma rusa y norma americana respecto al modelo sin ISE de la NTE.030.

- De las figuras 41, 42 y 43, se muestra que el modelo empotrado sin ISE presenta más del 90%, el mínimo indicado en la NTE.030 de Diseño Sismorresistente, de masa participativa modal; traslacional en “X” a partir del cuarto modo; traslacional en “Y” a partir del noveno modo y rotacional en “Z” a partir del décimo modo de vibración. Así mismo, se muestra que los modelos con ISE de la norma rusa y de la norma americana presentan más del 90% de participación de masa modal; traslacional en “X” a partir del cuarto modo, traslacional en “Y” a partir del quinto modo y rotacional en “Z” a partir del sexto modo de vibración.
- De la figura 44 a la figura 49, se muestra que las formas modales de los cuatro primeros modos normalizados de vibración, de los modelos con ISE de la norma rusa y norma americana tienen una diferencia ligera en su forma, respecto al modelo sin ISE con base empotrada.

#### **4.2.4. DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS**

- De las tablas 36, 37 y tablas 40, 41; muestran un incremento de desplazamientos y derivas en las direcciones “X” e “Y”, para los modelos con ISE de la norma rusa y norma americana respecto al modelo empotrado sin ISE de la NTE.030. Así mismo, los valores de las derivas cumplen los requisitos de la tabla 12, pues las derivas de la tabla 41 en dirección “X” son menores a 0.007 para concreto armado y las derivas de la tabla 42 en dirección “Y” son menores a 0.005 para albañilería.
- De las tablas 38, 39 y figuras 52, 53; muestran una variación de desplazamientos; en dirección “X” del 6.99%, 4.40%, 4.08% y en dirección “Y” del 66.64%, 51.49%, 51.96%, correspondientes al primero, segundo y tercer nivel, del modelo con ISE ruso respecto al modelo empotrado sin ISE de la NTE.030.

- De las tablas 38, 39 y figuras 52, 53; muestran una variación de desplazamientos; en dirección “X” del 12.02%, 7.45%, 6.71% y en dirección “Y” del 99.98%, 75.83%, 75.86%, correspondientes al primero, segundo y tercer nivel, del modelo con ISE de la norma americana respecto al modelo sin ISE con base empotrada de la NTE.030. Así mismo, los desplazamientos del modelo de la norma americana respecto de la norma rusa varían en dirección “X” en 5.03%, 3.05%, 2.63% y en dirección “Y” en 33.34%, 24.34%, 23.9%, correspondientes al primero, segundo y tercer nivel.
- De las tablas 42, 43 y figuras 56, 57; muestran una variación de derivas; en dirección “X” del 10.98%, 1.30%, 3.83% y en dirección “Y” del 36.25%, 35.28%, 52.01%, correspondientes al primero, segundo y tercer nivel, del modelo con ISE de la norma rusa respecto al modelo sin ISE empotrado de la NTE.030.
- De las tablas 42, 43 y figuras 56, 57; muestran una variación de derivas; en dirección “X” del 11.66%, 1.99%, 5.51% y en dirección “Y” del 51.65%, 50%, 74.65%, correspondientes al primero, segundo y tercer nivel, del modelo con ISE de la norma americana respecto al modelo sin ISE empotrado de la NTE.030. Así mismo, las derivas del modelo de la norma americana respecto de la norma rusa varían en dirección “X” en 0.68%, 0.69%, 1.68% y en dirección “Y” en 15.4%, 14.72%, 22.64%, correspondientes al primero, segundo y tercer nivel.

#### **4.2.5. REACCIONES EN LA BASE**

- De las tablas 44 y 45; muestran una reducción de los valores de cortantes y momentos en la base, para los modelos con ISE de la norma rusa y norma americana respecto al modelo sin ISE empotrado de la NTE.030, presentando mayor reducción de reacciones el modelo americano.
- De la tabla 46; comparando el modelo con ISE de la norma rusa respecto al modelo sin ISE de la NTE.030, se muestra una variación negativa de cortantes en la base, en

dirección X-X de 0.66% y en dirección Y-Y de 2.44%, también se muestra una variación absoluta de momentos en eje “X” de 3.71% y en eje “Y” de 0.68%.

- De la tabla 47; comparando el modelo con ISE de la norma americana respecto al modelo sin ISE de la NTE.030, se muestra una variación negativa de cortantes en la base, en dirección X-X de 0.94% y en dirección Y-Y de 5.64%, también se muestra una variación absoluta de momentos en eje “X” de 7.36% y en eje “Y” de 1.27%. Así mismo, las reacciones en la base del modelo ruso respecto del modelo americano varían, cortante en X-X en 0.28% y en Y-Y en 3.2%, momentos en eje “X” en 3.65% y en eje “Y” de 0.59%.

#### **4.2.6. CORTANTES POR NIVEL**

- Al comparar los modelos con ISE de la norma rusa y norma americana respecto al modelo sin ISE empotrado de la NTE.030, de la tabla 48 y figura 60, se muestra una reducción ligera de los valores de cortantes en dirección “X”, pero de la tabla 49 y figura 61, se presenta una reducción mayor de cortantes en dirección “Y”. Así mismo, quien presenta mayor reducción de cortantes por nivel en ambas direcciones “X” e “Y” es el modelo de la norma americana.
- De las tablas 50 y 51; comparando el modelo con ISE de la norma rusa respecto al modelo sin ISE de la NTE.030, se muestra una variación negativa de cortantes por nivel, en dirección “X” de 0.66%, 0.38%, 0.76%, 1.03% y en dirección “Y” de 2.44%, 3.03%, 4.59%, 4.86% correspondientes a, la base, primero, segundo y tercer nivel.
- De las tablas 50 y 51; comparando el modelo con ISE de la norma americana respecto al modelo sin ISE de la NTE.030, se muestra una variación negativa de cortantes por nivel, en dirección “X” de 0.94%, 0.81%, 1.54%, 2.09% y en dirección “Y” de 5.64%, 6.45%, 8.56%, 9.32% correspondientes a, la base, primero, segundo y tercer nivel. %. Así mismo, las cortantes del modelo ruso respecto del modelo americano varían, en

dirección “X” en 0.28%, 0.43%, 0.78%, 1.06% y en dirección “Y” en 3.2%, 3.42%, 3.97%, 4.46% correspondientes a nivel 0 “base”, nivel 1 “primer nivel”, nivel 2 “segundo nivel” y nivel 3 “tercer nivel”.

#### **4.2.7. FUERZAS INTERNAS MÁXIMAS.**

- De las tablas 52,53 y 54, las fuerzas internas de los modelos con ISE de la norma rusa y norma americana con relación al modelo sin ISE de la NTE.030 muestran una reducción de la magnitud de las fuerzas internas máximas.
- De la tabla 55, de la representación porcentual de fuerzas internas en columnas, se tiene una variación negativa en fuerzas normales de 5.34%, en cortantes de 3.03% y en momentos de 2.61%, del modelo con ISE ruso respecto al modelo sin ISE empotrado. Así mismo, una variación negativa en fuerzas normales de 8.84%, en cortantes de 3.48% y en momentos de 3.12%, del modelo con ISE de la norma americana respecto al modelo sin ISE empotrado de la NTE.030.
- De la tabla 56, de la representación porcentual de fuerzas internas en vigas, se tiene una variación negativa en fuerzas cortantes de 5.61% y en momentos de 2.09%, del modelo de ISE ruso respecto al modelo sin ISE empotrado. Así mismo, una variación negativa en fuerzas cortantes de 9.72% y en momentos de 2.50%, del modelo con ISE de la norma americana respecto al modelo sin ISE empotrado de la NTE.030.
- De la tabla 57, de la representación porcentual de fuerzas internas en muros de albañilería, se tiene una variación negativa en fuerzas normales de 5.17%, en cortantes de 4.34% y en momentos de 4.31%, del modelo con ISE ruso respecto al modelo sin ISE empotrado. Así mismo, una variación negativa en fuerzas normales de 8.69%, en cortantes de 7.37% y en momentos de 7.63%, del modelo con ISE de la norma americana respecto al modelo sin ISE empotrado de la NTE.030.

### **4.3. CONTRASTACIÓN DE LA HIPÓTESIS**

La participación de la ISE en el análisis sísmico del bloque II respecto al análisis sísmico sin ISE, muestra incrementos máximos de los periodos, desplazamientos y derivas mayores al 5%; pero, muestra reducciones máximas de las frecuencias, masa participativa modal, fuerzas internas, reacciones en la base, cortantes por nivel, no todas mayores al 5%. Debido a que no aumenta en 5% la respuesta estructural en su totalidad, entonces la hipótesis se rechaza.

## CAPITULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 5.1. CONCLUSIONES

- Al comparar los 2 modelos con ISE, SNIP 2.02.05.8 y NIST GRC 12-917-21, respecto del modelo sin ISE, NTE.030-2019; la respuesta estructural tuvo variaciones la mayoría mayores al 5%; tal como, un aumento mínimo y máximo, de periodos de 2.39% y 39.78%, de desplazamientos de 4.08% y 99.98%, de derivas de 1.30% y 74.65%; también, una reducción mínima y máxima, de reacciones en la base de 0.66% y 7.36%, de cortantes por nivel de 0.38% y 9.32%, de fuerzas internas de 2.09% y 9.72%, de frecuencias de 2.43% y 28.57%.
- El modelo de ISE de la Norma Rusa SNIP 2.02.05.8 respecto al modelo empotrado sin ISE de la NTE.030-2019; permite el incremento del periodo del segundo modo de vibración hasta 26.98%; disminución de las frecuencias del segundo modo de vibración hasta 21.21%; aumento de los desplazamientos hasta 6.99% en dirección “X” y hasta 66.64% en dirección “Y”; aumento de las derivas hasta 10.98% en dirección “X” y hasta 52.01% en dirección “Y”; disminución de cortantes en la base hasta 2.44%, en Y-Y y momentos en la base hasta 3.71%, en eje “X”; disminución de las fuerzas normales máximas hasta 5.34%; disminución de las fuerzas cortantes máximas hasta 5.61% y disminución de momentos flectores máximos hasta 4.31%.
- El modelo dinámico de ISE de la Norma Americana NIST GRC 12-917-21 respecto al modelo empotrado sin ISE de la norma técnica E.030-2019; permite el incremento del periodo del segundo modo de vibración hasta 39.78%; disminución de las frecuencias del segundo modo de vibración hasta 28.57%; aumento de los desplazamientos hasta 12.02% en dirección “X” y hasta 99.98% en dirección “Y”; aumento de las derivas hasta 11.66% en dirección “X” y hasta 74.65% en dirección “Y”; disminución de cortantes en la base hasta 5.64%, en Y-Y y momentos en la base

hasta 7.36%, en eje “X”; disminución de las fuerzas normales máximas hasta 8.84%; disminución de las fuerzas cortantes máximas hasta 9.72% y disminución de los momentos flectores máximos hasta 7.63%.

- Del análisis sísmico modal espectral sin ISE del modelo con base empotrada de la norma técnica E.030-2019; se determinó los periodos fundamentales de la estructura igual a 0.363 s y 0.203 s para la dirección “X” y “Y” respectivamente. Además, las derivas máximas en dirección “X” son más del triple de las derivas en dirección “Y”, estas son 0.003972 para “X” y 0.001305 para “Y”. Por último, la aplicación del modelo de ISE de la Norma Americana respecto del modelo de la Norma Rusa, tiene mayor efecto en el comportamiento estructural; así mismo, estos modelos de ISE respecto al modelo sin ISE con base empotrada de la NTE.030, tienen mayor efecto en el comportamiento estructural del bloque II.

## **5.2. RECOMENDACIONES**

- Se recomienda usar los modelos dinámicos de ISE de la Norma Rusa SNIP 2.02.05.8 y Norma Americana NIST GRC 12-917-21, pues consideran la flexibilidad del suelo en el análisis sísmico de una edificación, permitiendo obtener un comportamiento estructural más próximo a la realidad.
- Se recomienda realizar estudios de suelos completos, en la medida que se obtenga la velocidad de onda de corte  $V_s$ , para ser clasificado y obtener el perfil de suelo correcto de acuerdo con la norma técnica E.030 u otras normas internacionales como el de la norma americana NIST GRC 12-917-21.
- Se recomienda ampliar la norma técnica E.030 Diseño sismorresistente, incluyendo modelos dinámicos de ISE en los modelos de análisis estructural, de esta manera se tendría estructuras más seguras, mitigando daños futuros de una estructura ante una acción sísmica.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguiar Falconi, R. 2012. Dinámica de estructuras con CEINCI-LAB (2nd. ed.). Quito, EC, Escuela Politécnica del Ejército.
- Aguiar, R. y Ortiz, D. 2017. Análisis sísmico de un edificio de doce pisos de la ciudad de manta considerando Interacción Suelo Estructura. Revista internacional. Quito, EC, ESPE.
- Aguilar, Z., Tarazona, J., Vergaray, L. & Barrantes, J. 2019. Site response analysis and its comparison with the peruvian seismic design spectrum. *TECNIA*, 29(2).  
Revista. <https://revistas.uni.edu.pe/index.php/tecnia/article/view/700>
- Ali Khan, M. 2013. Earthquake-Resistant Structures. Elsevier.  
<https://doi.org/10.1016/C2009-0-19143-2>
- Arquíñego, J. y Velásquez, N. 2020. Evaluación de la interacción suelo-estructura en una edificación de 4 pisos, en el distrito de Cercado de Lima. Tesis pregrado. Lima, PE, UTP.
- Augustyn, A., Lotha, G., Jain, P. & Kuiper K. (2020, febrero). *Britannica*.  
<https://www.britannica.com/technology/structural-system>
- Avellaneda Córdova, A. 2023. Evaluación de correlaciones entre medidas de intensidad en la base rocosa y la respuesta sísmica de sitio. Tesis posgrado. Barcelona, España, Universidad Politécnica de Cataluña.
- Caltrans. 2022. Structural Modeling and Analysis. Bridge Design Practice (2nd. ed.). U.S. Department of Transportation. California.
- Carrasco, K. 2019, Análisis comparativo entre el diseño estructural con el modelo sísmico normativo y los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura para un edificio con pórticos y placas cimentado sobre zapatas aislada. Tesis pregrado. Piura, PE, UNP.

- Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigaciones de desastres. CISMID. (2022, 15 agosto). *El terremoto de pisco 15/08/2007*.  
<https://www.cismid.uni.edu.pe/efemeridessismica-el-terremoto-de-pisco-15-08-2007/>
- Cruz, C., Vila, D. & Pérez, J. 2007. Método para calcular las rigideces y los amortiguamientos dinámicos de grupo de pilotes de fricción. *Revista de Ingeniería Sísmica*, pp. 24-25. Ciudad de México, MX, UNAM.
- Cuenca, J. 2008. Daños por el terremoto del 15 agosto del 2007. Lima, PE. IGP.
- Curioso, R. y Torres, A. 2020. Influencia de la interacción suelo estructura en edificaciones aparcadas (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 pregrado. Lima, PE, UPC.
- Díaz, F., Espinoza, F., Sánchez, R, y Huerta, C. 2012. Respuesta dinámica de un edificio considerando el efecto de interacción suelo-estructura. Barcelona, España.
- Duggal, K. 2013. *Dynamics of Soil and Seismic Response. Earthquake-Resistant Design of Structures* (p. 130). Oxford University Press.
- Instituto Nacional de Defensa Civil. (2025, 24 junio). Reporte complementario N°6815, Sismo de magnitud 6.1 con epicentro en el mar a 30km al SO de la provincia Constitucional del Callao-Lima. COEN-INDECI.
- Lees, A. Tensar U.K. (2021, 18 febrero). *Bearing Capacity of Soil*. Tensar.  
<https://www.tensarcorp.com/au/resources/articles/bearing-capacity-of-soil>
- León Freire, J. 2016. Análisis comparativo del diseño de una edificación de hormigón armado considerando el sistema de base rígida versus la interacción suelo - estructura. Tesis pregrado. Quito, EC, UCE.
- Metwally, M. (s.f). *Soil-Structure Interaction: Its Importance in the Modelling & Design of Structures*. Course S01-13, pp. 6-9. Egypt.

- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, PE. 2021. Diseño Sismorresistente. Norma Técnica E.030. Lima, PE.
- Moreno Díaz, B. 2019. Propuesta de metodología para el análisis de interacción dinámica suelo-estructura en edificios de mediana altura. Tesis posgrado. Puebla de Zaragoza, México, BUAP.
- Museo Virtual de Geología del SGM. (2017, 22 de marzo). *Riesgos Geológicos*. <https://www.sgm.gob.mx/Web/MuseoVirtual/Riesgos-geologicos/Causas-caracteristicas-e-impactos.html>
- NIST GRC 12-917-21. 2012. Soil-Structure Interaction for Building Structures. U.S. Department of Commerce. California.
- NSR-10, 2010. *Requisitos de la deriva*. Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente. Bogotá, Colombia.
- Park, H., Eom, T. y Lee, H. 2007. Factored Modal Combination for Evaluation of Earthquake Load Profiles. *Journal of Structural Engineering and Structural Dynamics*, Volumen 133, No. 7, pp. 956-968.
- Pérez, E. y Avilés, J. 2003. Evaluación de efectos de interacción en resistencias inelásticas. *Revista de Ingeniería Sísmica*, pp. 57. Ciudad de México, MX.
- Proaño Vizcarra, R. 2022. Interacción Suelo – Estructura para edificaciones de hormigón armado, mediante modelos dinámicos. Artículo. Cuenca, EC, UCACUE.
- Rodríguez Segurado, M. 2005. Caracterización de la respuesta sísmica de los suelos. Aplicación a la ciudad de Barcelona. Tesis posgrado, pp.59-70. Barcelona, España, Universidad Politécnica de Cataluña.
- Rosenblueth, E. 1992. Diseño de estructuras resistentes a sismos. Colonia Florida, México. IMCYC.

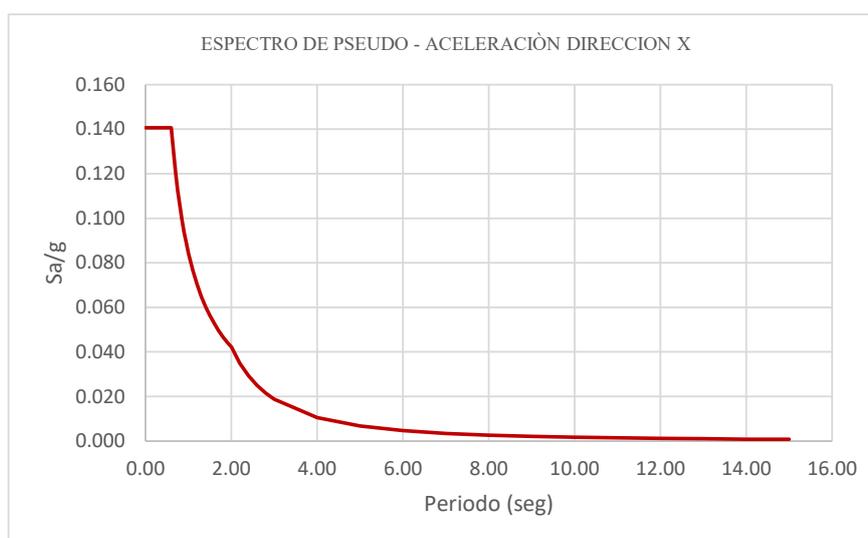
- Srinivas, K. 2017. Time History Analysis of Irregular Rcc Building For Different Seismic Intensities. International Journal of Scientific & Engineering Research. Maharashtra, India. IJCRT.
- Tena Colunga, A. 2019. Interacción suelo-estructura. Reflexiones sobre su importancia en la respuesta dinámica de estructuras durante sismos. Ciudad de México, MX, UAM-A.
- Último sismo-Instituto Geofísico del Perú. *Portal del IGP - Glosario*.  
<https://ultimosismo.igp.gob.pe/glosario>
- Villarreal, G., Cerna, M. y Espinoza, 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.
- Villareal Castro, G. 2009. Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con zapatas aislada. Libro premio Nacional ANR 2006. Lima, Perú.
- Zavala, C. (2025, 17 de junio). *Vulnerabilidad sísmica en Lima y Callao*. Entrevista.  
[https://www.facebook.com/cismid.uni.pe?locale=es\\_LA](https://www.facebook.com/cismid.uni.pe?locale=es_LA)
- Zhu, F., Peaker, K. & Ahmad, S., 2008. Field measurement of shear wave velocity of soils. Conferencia GeoEdmonton'08. Ontario. Canadian.  
<https://members.cgs.ca/documents/conference2008/GEO2008/pdfs/143.pdf>

## ANEXOS

### ESPECTRO DE PSEUDO – ACELERACIÓN PARA CADA DIRECCIÓN.

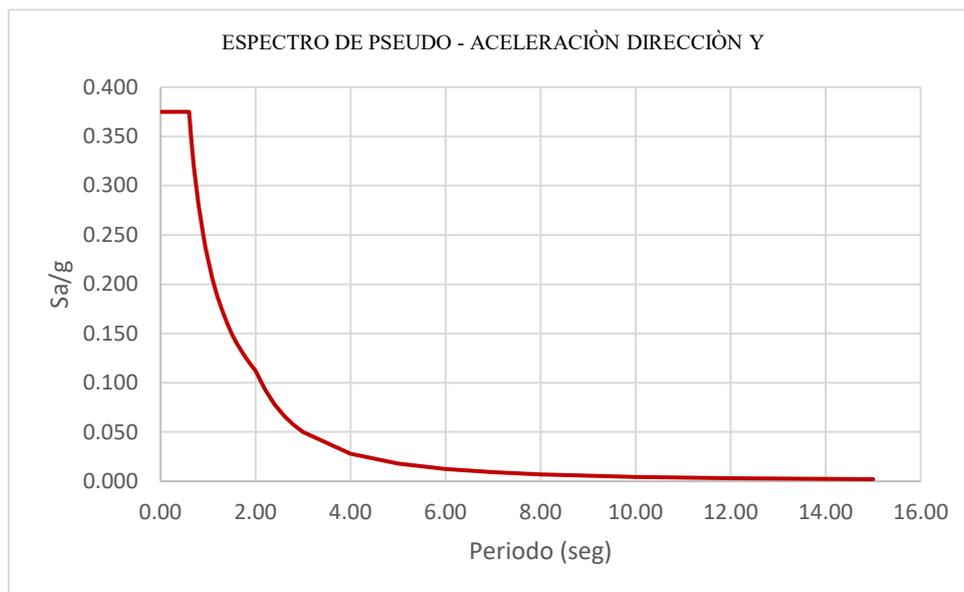
**Tabla 58.** Espectro de pseudo – aceleración dirección “X”.

T (seg)	C	Sa	Sa/g	T (seg)	C	Sa	Sa/g
0.00	2.500	1.380	0.141	1.10	1.364	0.752	0.077
0.02	2.500	1.380	0.141	1.20	1.250	0.690	0.070
0.04	2.500	1.380	0.141	1.30	1.154	0.637	0.065
0.06	2.500	1.380	0.141	1.40	1.071	0.591	0.060
0.08	2.500	1.380	0.141	1.50	1.000	0.552	0.056
0.10	2.500	1.380	0.141	1.60	0.938	0.517	0.053
0.12	2.500	1.380	0.141	1.70	0.882	0.487	0.050
0.14	2.500	1.380	0.141	1.80	0.833	0.460	0.047
0.16	2.500	1.380	0.141	1.90	0.789	0.436	0.044
0.18	2.500	1.380	0.141	2.00	0.750	0.414	0.042
0.20	2.500	1.380	0.141	2.20	0.620	0.342	0.035
0.25	2.500	1.380	0.141	2.40	0.521	0.287	0.029
0.30	2.500	1.380	0.141	2.60	0.444	0.245	0.025
0.35	2.500	1.380	0.141	2.80	0.383	0.211	0.022
0.40	2.500	1.380	0.141	3.00	0.333	0.184	0.019
0.45	2.500	1.380	0.141	4.00	0.188	0.103	0.011
0.50	2.500	1.380	0.141	5.00	0.120	0.066	0.007
0.55	2.500	1.380	0.141	6.00	0.083	0.046	0.005
0.60	2.500	1.380	0.141	7.00	0.061	0.034	0.003
0.65	2.308	1.273	0.130	8.00	0.047	0.026	0.003
0.70	2.143	1.182	0.121	9.00	0.037	0.020	0.002
0.75	2.000	1.104	0.113	10.00	0.030	0.017	0.002
0.80	1.875	1.035	0.105	11.00	0.025	0.014	0.001
0.85	1.765	0.974	0.099	12.00	0.021	0.011	0.001
0.90	1.667	0.920	0.094	13.00	0.018	0.010	0.001
0.95	1.579	0.871	0.089	14.00	0.015	0.008	0.001
1.00	1.500	0.828	0.084	15.00	0.013	0.007	0.001



**Tabla 59.** Espectro de pseudo – aceleración dirección “Y”.

T (seg)	C	Sa	Sa/g	T (seg)	C	Sa	Sa/g
0.00	2.500	3.679	0.375	1.10	1.364	2.007	0.205
0.02	2.500	3.679	0.375	1.20	1.250	1.839	0.188
0.04	2.500	3.679	0.375	1.30	1.154	1.698	0.173
0.06	2.500	3.679	0.375	1.40	1.071	1.577	0.161
0.08	2.500	3.679	0.375	1.50	1.000	1.472	0.150
0.10	2.500	3.679	0.375	1.60	0.938	1.380	0.141
0.12	2.500	3.679	0.375	1.70	0.882	1.298	0.132
0.14	2.500	3.679	0.375	1.80	0.833	1.226	0.125
0.16	2.500	3.679	0.375	1.90	0.789	1.162	0.118
0.18	2.500	3.679	0.375	2.00	0.750	1.104	0.113
0.20	2.500	3.679	0.375	2.20	0.620	0.912	0.093
0.25	2.500	3.679	0.375	2.40	0.521	0.766	0.078
0.30	2.500	3.679	0.375	2.60	0.444	0.653	0.067
0.35	2.500	3.679	0.375	2.80	0.383	0.563	0.057
0.40	2.500	3.679	0.375	3.00	0.333	0.491	0.050
0.45	2.500	3.679	0.375	4.00	0.188	0.276	0.028
0.50	2.500	3.679	0.375	5.00	0.120	0.177	0.018
0.55	2.500	3.679	0.375	6.00	0.083	0.123	0.013
0.60	2.500	3.679	0.375	7.00	0.061	0.090	0.009
0.65	2.308	3.396	0.346	8.00	0.047	0.069	0.007
0.70	2.143	3.153	0.321	9.00	0.037	0.055	0.006
0.75	2.000	2.943	0.300	10.00	0.030	0.044	0.005
0.80	1.875	2.759	0.281	11.00	0.025	0.036	0.004
0.85	1.765	2.597	0.265	12.00	0.021	0.031	0.003
0.90	1.667	2.453	0.250	13.00	0.018	0.026	0.003
0.95	1.579	2.323	0.237	14.00	0.015	0.023	0.002
1.00	1.500	2.207	0.225	15.00	0.013	0.020	0.002



# ESTUDIO DE SUELOS

Resumen de estudio de suelos del expediente de la I.E. Secundaria Concertada Solaris

**Tabla 60.** Estudio de suelo calicatas C1,C2 del expediente técnico del Colegio Solaris.

**CUADRO N° 03**

**CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE EN EL SUELO DE CIMENTACION  
(FALLA POR CORTE EN ZAPATAS CUADRADAS - CONDICION ESTATICA)**

Estudio : GEOLOGICO - GEOTECNICO

Proyecto Creación del Servicio Educativo de la I.E. Secundaria Concertada Solaris del distrito de San Jerónimo , provincia Anahuayllas, departamento Apurímac.

Fecha : JULIO - 2019

CALICATA	$\gamma_{mat.1}$ (Tn/m3)	$\gamma_{mat.2}$ (Tn/m3)	C sat. (kg/cm2)	D relat diseño	N diseño	FI(°) diseño	Df (m) diseño	Tipo de Falla	C sat.* (kg/cm2)	FI*(°)	B (m)	Nc	Nq	Nh	qu (kg/cm2)	q adm. (kg/cm2)
CALICATA C-01	1.55	1.55	0.000	58.19	10.000	26.200	2.000	Intermedia	0.000	18.00°	1.600	31.249	13.009	8.185	4.845	1.615
	1.55	1.55	0.000	58.19	10.000	26.200	2.000	Intermedia	0.000	18.00°	1.800	31.249	13.009	8.185	4.946	1.649
	1.55	1.55	0.000	58.19	10.000	26.200	2.000	Intermedia	0.000	18.00°	2.000	31.249	13.009	8.185	5.048	1.683
	1.35	1.55	0.000	58.19	10.000	26.200	2.000	Intermedia	0.000	18.00°	2.200	31.249	13.009	8.185	5.149	1.716
	1.35	1.55	0.000	58.19	10.000	26.200	2.000	Intermedia	0.000	18.00°	2.400	31.249	13.009	8.185	5.251	1.750

Estudio : GEOLOGICO - GEOTECNICO

Proyecto Creación del Servicio Educativo de la I.E. Secundaria Concertada Solaris del distrito de San Jerónimo , provincia Anahuayllas, departamento Apurímac.

Fecha : JULIO - 2019

CALICATA	$\gamma_{mat.1}$ (Tn/m3)	$\gamma_{mat.2}$ (Tn/m3)	C sat. (kg/cm2)	D relat diseño	N diseño	FI(°) diseño	Df (m) diseño	Tipo de Falla	C sat.* (kg/cm2)	FI*(°)	B (m)	Nc	Nq	Nh	qu (kg/cm2)	q adm. (kg/cm2)
CALICATA C-02	1.66	1.66	0.000	64.89	10.000	25.500	2.000	Intermedia	0.000	18.00°	0.800	31.100	13.160	7.564	4.771	1.590
	1.66	1.66	0.000	64.89	10.000	25.500	2.000	Intermedia	0.000	18.00°	1.000	31.100	13.160	7.564	4.871	1.624
	1.66	1.66	0.000	64.89	10.000	25.500	2.000	Intermedia	0.000	18.00°	1.200	31.100	13.160	7.564	4.972	1.657
	1.66	1.66	0.000	64.89	10.000	25.500	2.000	Intermedia	0.000	18.00°	1.400	31.100	13.160	7.564	5.072	1.691
	1.66	1.66	0.000	64.89	10.000	25.500	2.000	Intermedia	0.000	18.00°	1.600	31.100	13.160	7.564	5.173	1.724

**Nota:** Expediente técnico de Institución Educativa Concertada Solaris.

**Tabla 61.** Estudio de suelo calicatas C3,C4,C5 del expediente técnico del Colegio Solaris.

GEOLOGIA Y GEOTECNIA																
Creación del Servicio Educativo de la I.E. Secundaria Concertada Solaris del distrito de San Jerónimo , provincia Andahuaylas, departamento Apurímac																
: JULIO-2019																
Estudio																
Proyecto																
Fecha																
CALICATA	$\gamma_{nat.1}$ (Tn/m3)	$\gamma_{nat.2}$ (Tn/m3)	C sat. (kg/cm2)	D relat diseño	N diseño	FI(°) diseño	Df (m) diseño	Tipo de Falla	C sat.* (kg/cm2)	FI* (°)	B (m)	Nc	Nq	Nh	qu (kg/cm2)	q adm. (kg/cm2)
CALICATA C-C3	1.65	1.65	0.112	41.10	10 000	27.200	2.000	Intermedia	0.075	19.00°	1.600	22.512	8.362	4.418	5.243	1.748
	1.65	1.65	0.112	41.10	10 000	27.200	2.000	Intermedia	0.075	19.00°	1.800	22.512	8.362	4.418	5.301	1.767
	1.65	1.65	0.112	41.10	10 000	27.200	2.000	Intermedia	0.075	19.00°	2.000	22.512	8.362	4.418	5.360	1.787
	1.65	1.65	0.112	41.10	10 000	27.200	2.000	Intermedia	0.075	19.00°	2.200	22.512	8.362	4.418	5.418	1.806
	1.65	1.65	0.112	41.10	10 000	27.200	2.000	Intermedia	0.075	19.00°	2.400	22.512	8.362	4.418	5.476	1.825
GEOLOGIA Y GEOTECNIA																
Creación del Servicio Educativo de la I.E. Secundaria Concertada Solaris del distrito de San Jerónimo , provincia Andahuaylas, departamento Apurímac																
: JULIO-2019																
Estudio																
Proyecto																
Fecha																
CALICATA	$\gamma_{nat.1}$ (Tn/m3)	$\gamma_{nat.2}$ (Tn/m3)	C sat. (kg/cm2)	D relat diseño	N diseño	FI(°) diseño	Df (m) diseño	Tipo de Falla	C sat.* (kg/cm2)	FI* (°)	B (m)	Nc	Nq	Nh	qu (kg/cm2)	q adm. (kg/cm2)
CALICATA C-C4	1.73	1.73	0.124	39.31	10 000	26.800	2.000	Intermedia	0.083	19.00°	1.600	20.769	7.489	3.523	5.041	1.680
	1.73	1.73	0.124	39.31	10 000	26.800	2.000	Intermedia	0.083	19.00°	1.800	20.769	7.489	3.523	5.090	1.697
	1.73	1.73	0.124	39.31	10 000	26.800	2.000	Intermedia	0.083	19.00°	2.000	20.769	7.489	3.523	5.139	1.713
	1.73	1.73	0.124	39.31	10 000	26.800	2.000	Intermedia	0.083	19.00°	2.200	20.769	7.489	3.523	5.188	1.729
	1.73	1.73	0.124	39.31	10 000	26.800	2.000	Intermedia	0.083	19.00°	2.400	20.769	7.489	3.523	5.237	1.746
GEOLOGIA Y GEOTECNIA																
Creación del Servicio Educativo de la I.E. Secundaria Concertada Solaris del distrito de San Jerónimo , provincia Andahuaylas, departamento Apurímac																
: JULIO-2019																
Estudio																
Proyecto																
Fecha																
CALICATA	$\gamma_{nat.1}$ (Tn/m3)	$\gamma_{nat.2}$ (Tn/m3)	C sat. (kg/cm2)	D relat diseño	N diseño	FI(°) diseño	Df (m) diseño	Tipo de Falla	C sat.* (kg/cm2)	FI* (°)	B (m)	Nc	Nq	Nh	qu (kg/cm2)	q adm. (kg/cm2)
CALICATA C-C5	1.77	1.77	0.049	43.91	10 000	26.110	2.000	Intermedia	0.033	18.00°	0.800	23.326	8.835	4.660	4.306	1.435
	1.77	1.77	0.049	43.91	10 000	26.110	2.000	Intermedia	0.033	18.00°	1.000	23.326	8.835	4.660	4.372	1.457
	1.77	1.77	0.049	43.91	10 000	26.110	2.000	Intermedia	0.033	18.00°	1.200	23.326	8.835	4.660	4.438	1.479
	1.77	1.77	0.049	43.91	10 000	26.110	2.000	Intermedia	0.033	18.00°	1.400	23.326	8.835	4.660	4.504	1.501
	1.77	1.77	0.049	43.91	10 000	26.110	2.000	Intermedia	0.033	18.00°	1.600	23.326	8.835	4.660	4.570	1.523

**Nota:** Expediente técnico de Institución Educativa Concertada Solaris.

## **PLANOS**

### **Planos de arquitectura:**

Lámina A-01: Muestra planta de distribución.

### **Planos de estructuras:**

Lámina E-01/B2: Muestra planta y secciones de la cimentación.

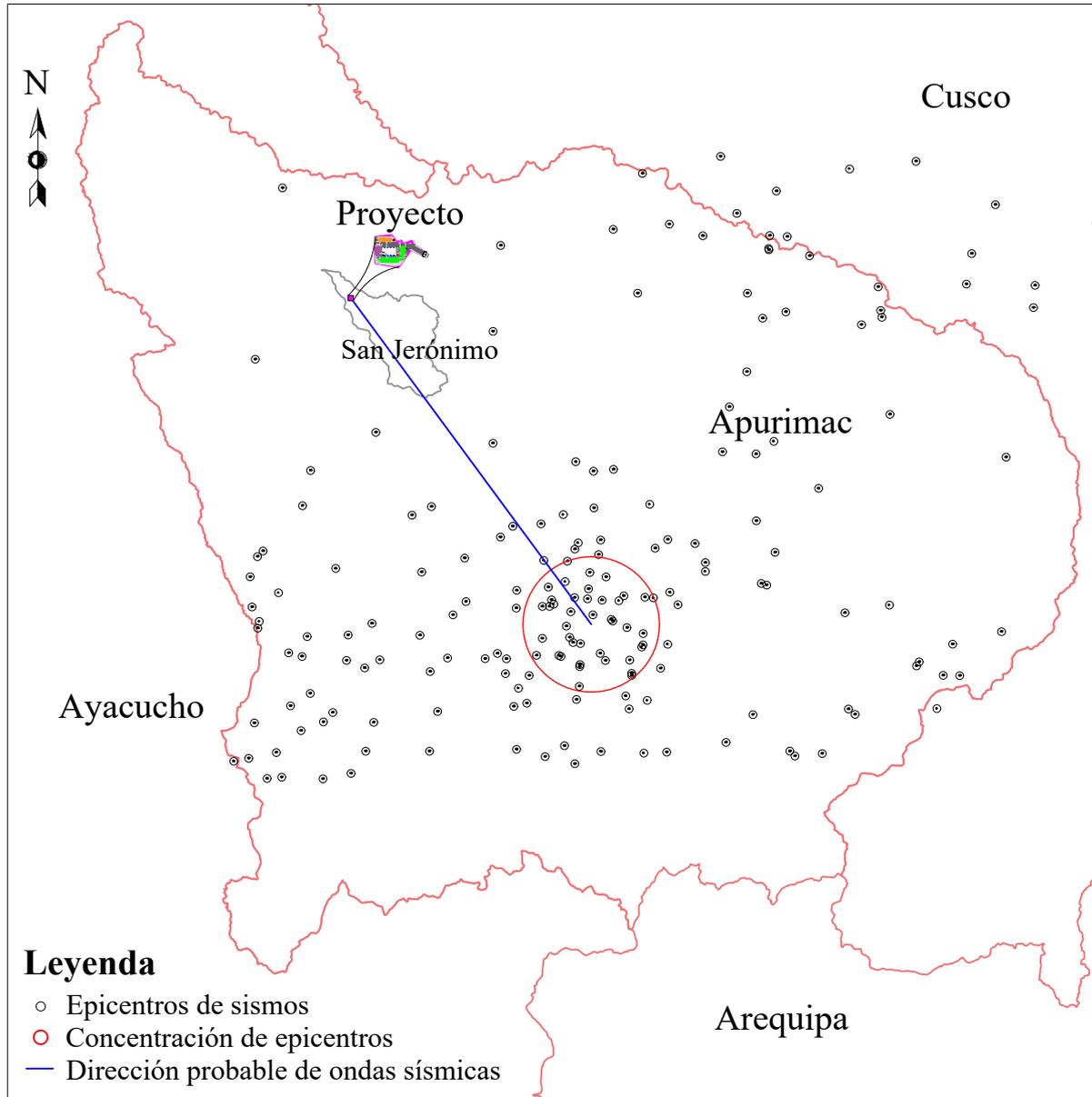
Lámina E-02/B2: Muestra secciones y detalles de columnas y muros estructurales.

Lámina E-03/B2: Muestra vigas y losa aligerada del primer y segundo piso.

### **Otros:**

Lámina E: Estimación probable de ondas sísmicas desde epicentros.

# ESTIMACIÓN PROBABLE DE LAS ONDAS SÍSMICAS A PARTIR DE LA UBICACIÓN DE EPICENTROS



Nota:

Escala: 1:1250000

-La dirección probable de las ondas sísmicas hacia el lugar del proyecto ubicado en la localidad de Suylluaca, distrito de San Jerónimo es de  $N36.15^{\circ}O$  con epicentro probable a 78.59Km.

-Información de epicentros obtenida de la base de datos sísmicos del IGP.

## UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA - Escuela A. P. de Ingeniería Civil

TESIS:  
EFECTOS DE LA INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO -  
ESTRUCTURA EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL  
DEL BLOQUE II DE LA I.E. CONCERTADA SOLARIS

FECHA:  
Junio 2025

ESCALA:  
Indicada

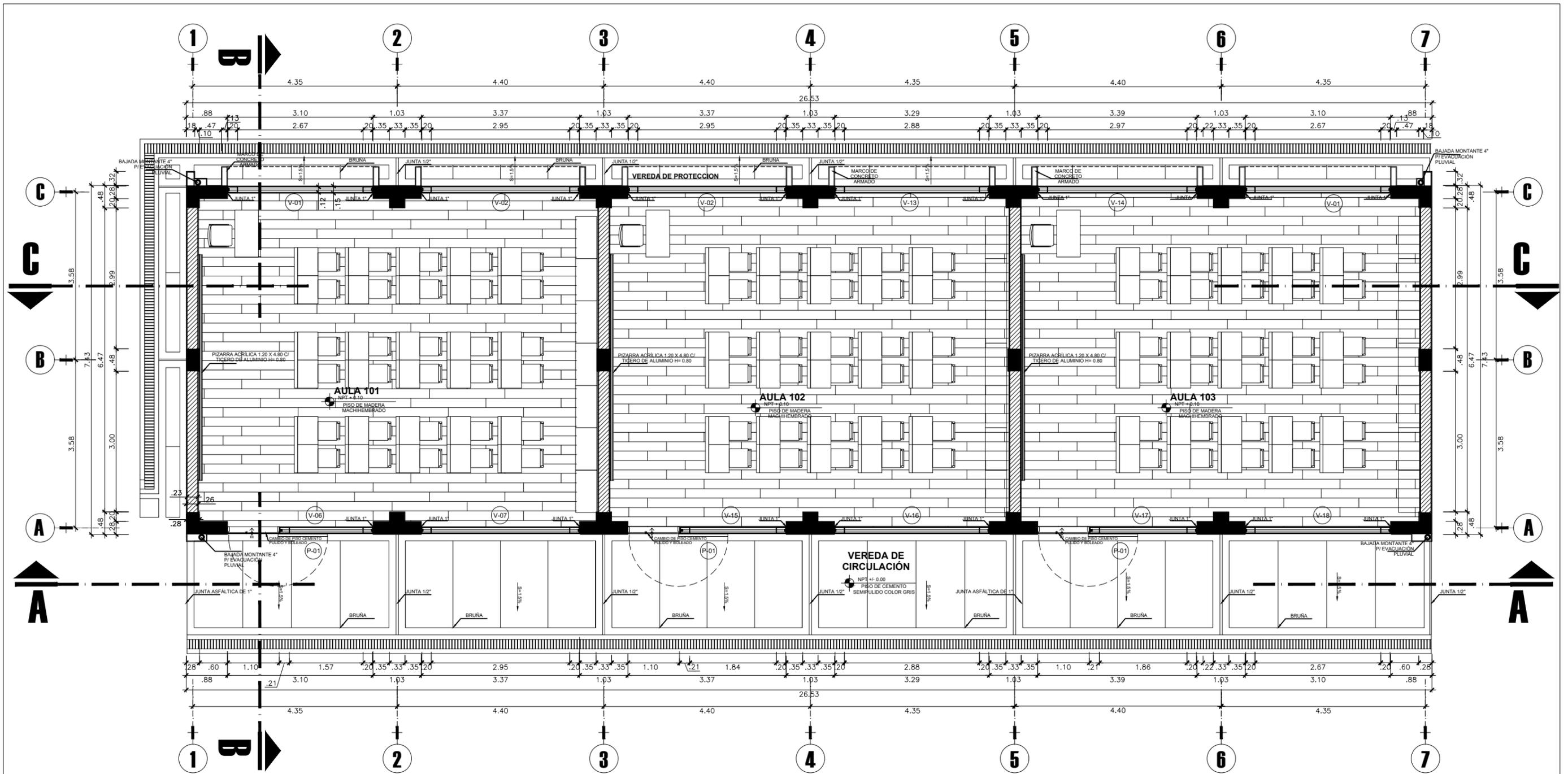
PLANO:  
DIRECCIÓN PROBABLE DE ONDAS SÍSMICAS



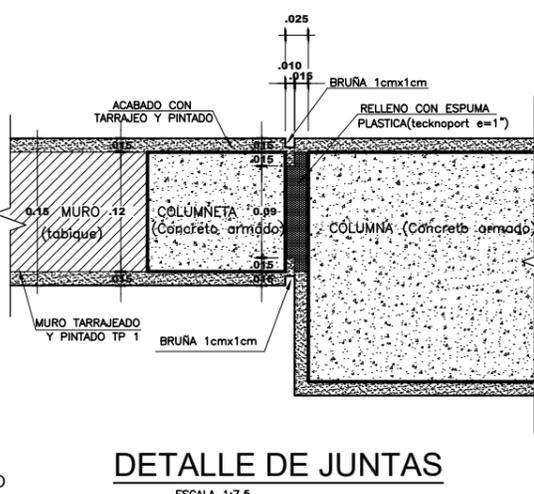
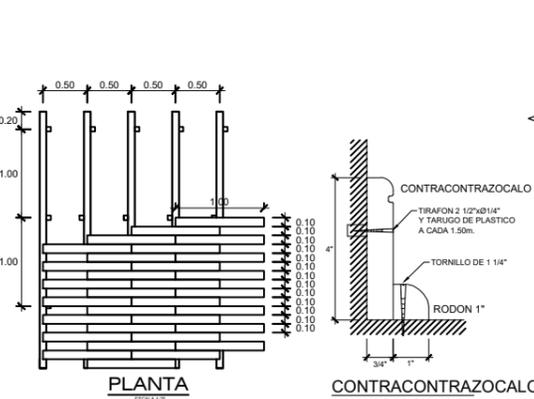
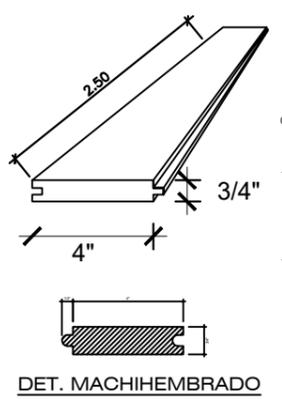
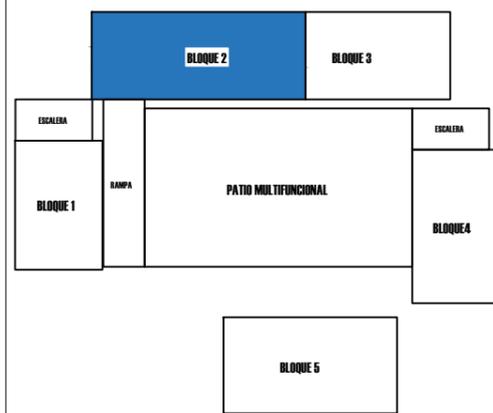
Lámina N°

**E**

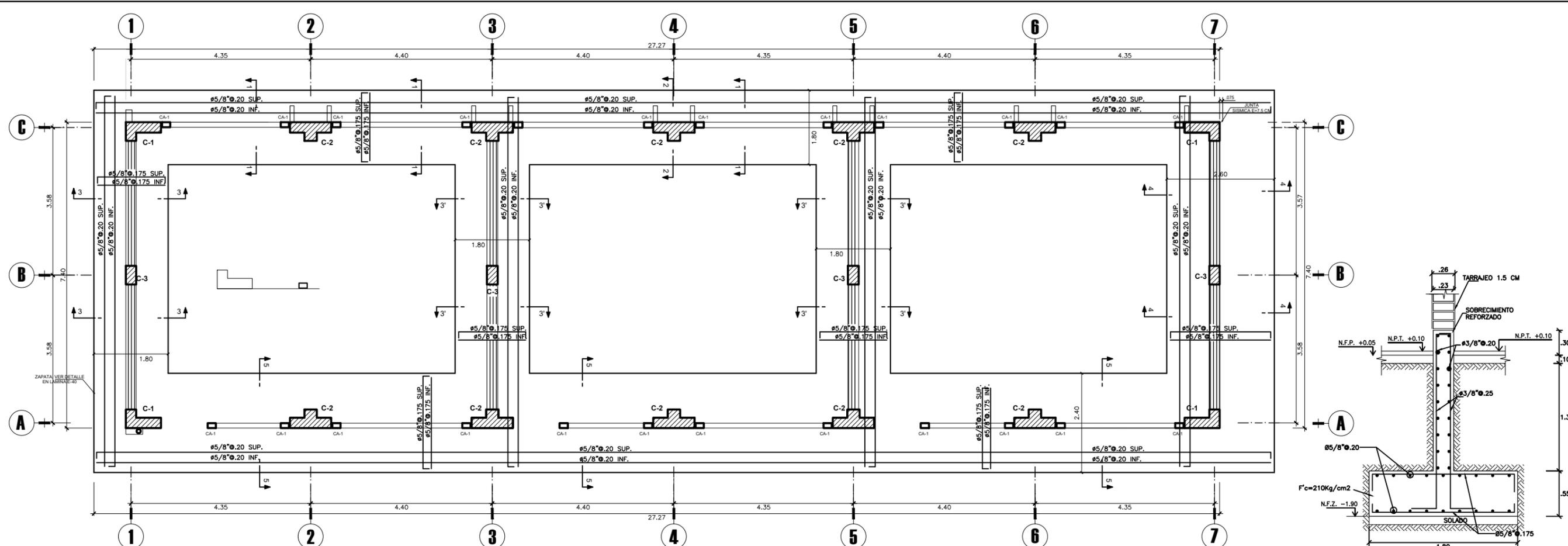
BACHILLER  
HUAYHUA GUEVARA, Wilson



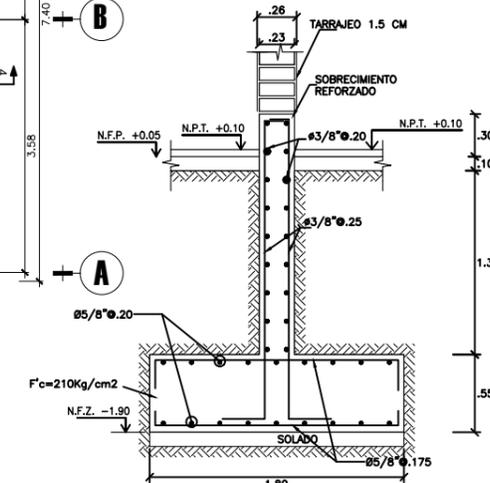
**PLANTA DE DISTRIBUCION BLOQUE 2 - AULAS**  
PRIMER NIVEL esc. 1/85



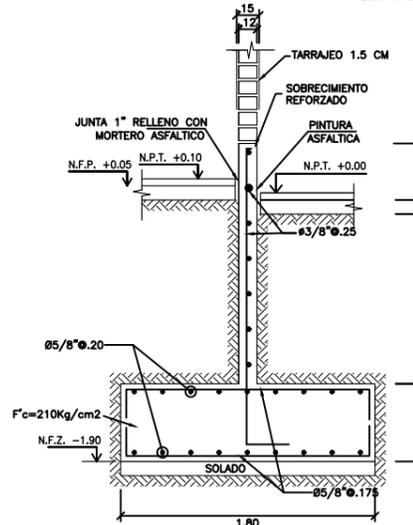
		<b>MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE SAN JERÓNIMO</b>	
		<b>PROYECTO:</b> "CREACION DEL SERVICIO EDUCATIVO DE LA I.E SECUNDARIA CONCERTADA SOLARIS DEL DISTRITO DE SAN JERÓNIMO, PROVINCIA DE ANDAHUYLAS DEPARTAMENTO DE APURÍMAC"	<b>NUMERO CUI:</b> 2459164
<b>ESPECIALIDAD:</b> ARQUITECTURA <b>MODULO 2</b> PRIMERA PLANTA	<b>INSTITUCIÓN EDUCATIVA:</b> I.E SECUNDARIA CONCERTADA SOLARIS N°55006-20	<b>UBICACIÓN</b> <b>LOCALIDAD:</b> SUYLLUACCA <b>DISTRITO:</b> SAN JERÓNIMO <b>PROVINCIA:</b> ANDAHUYLAS <b>DEPARTAMENTO:</b> APURÍMAC	<b>LÁMINA N°:</b> A-01
<b>PROYECTISTA:</b> JORGE ORTEGA VILCHEZ CAP-20293	<b>CODIGO LOCAL:</b> 543766	<b>CODIGO MODULAR:</b> 1781236	
<b>DIBUJO:</b> C.F.A.S	<b>ESCALA:</b> INDICADA		



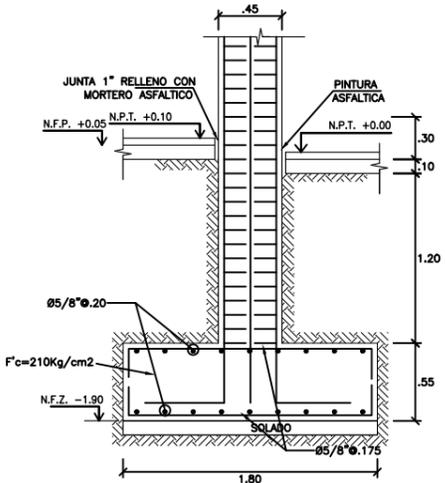
**CIMENTACION BLOQUE 02**  
ESFUERZO ADMISIBLE 1.479 kg/cm<sup>2</sup>  
Esc. 1:100



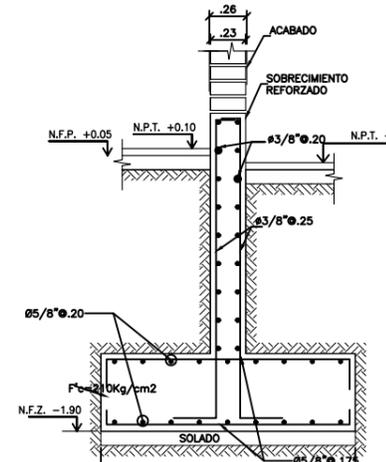
**CORTE 3'-3'**  
Esc. 1:50



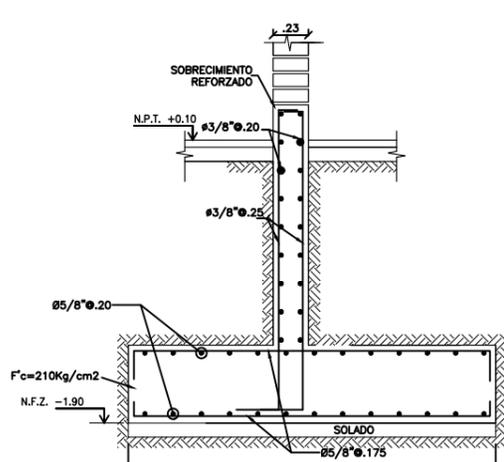
**CORTE 1-1**  
Esc. 1:50



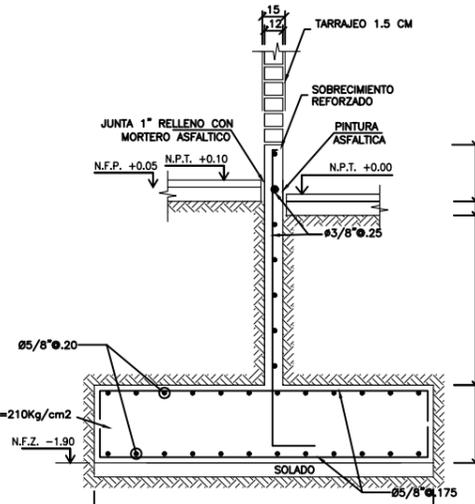
**CORTE 2-2**  
Esc. 1:50



**CORTE 3-3**  
Esc. 1:50



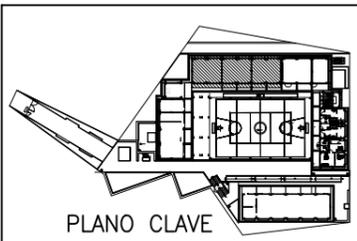
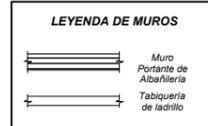
**CORTE 4-4**  
Esc. 1:50



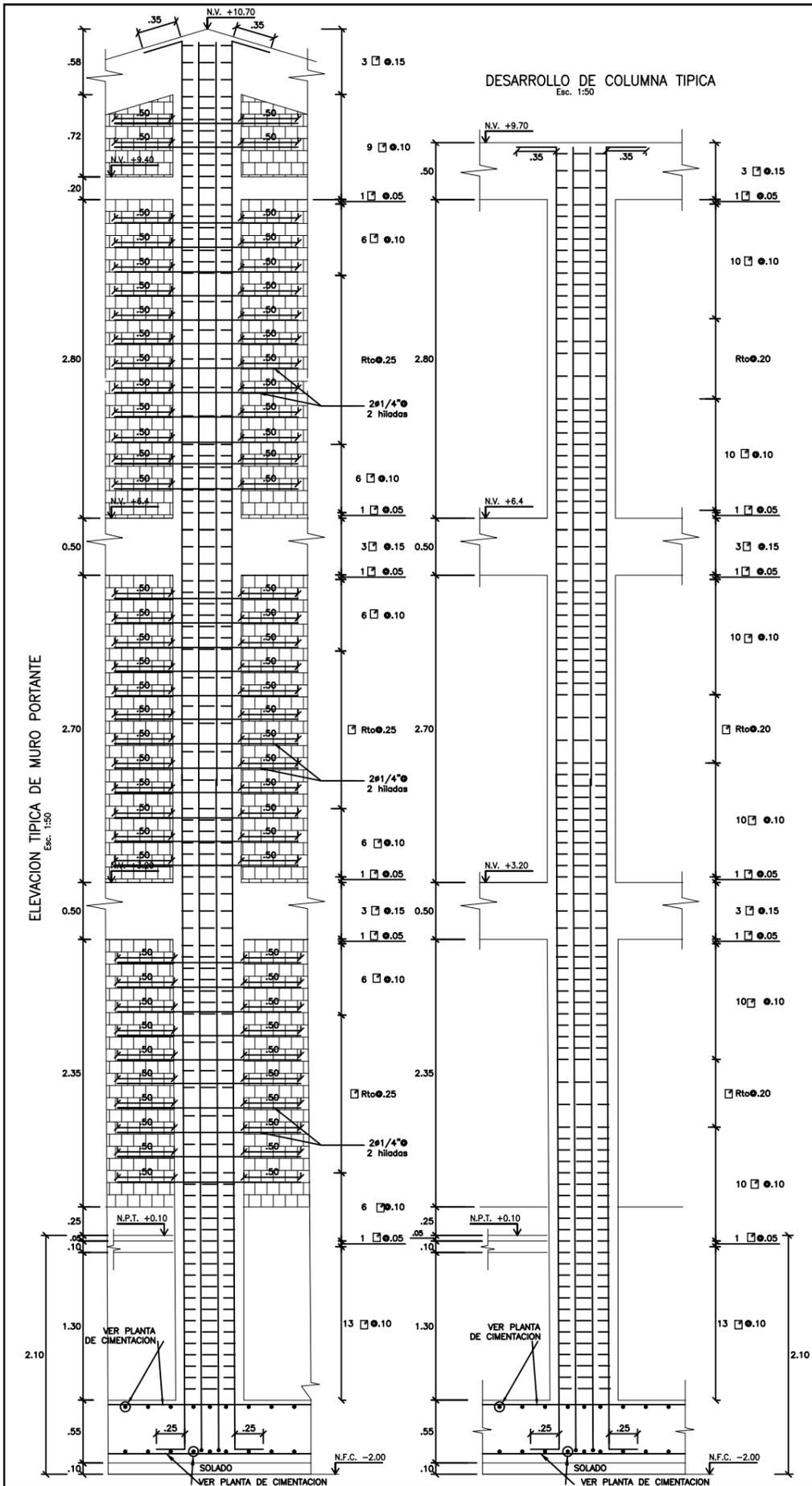
**CORTE 5-5**  
Esc. 1:50

- NOTAS:**
- PARA ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES VER PLANO: ESP.TEC-02
  - PARA PLANO GENERAL DE UBICACION DE EDIFICACION VER PLANO: PM/R
  - PARA PARAMETROS DE SUELOS VER PLANO: ESP.TEC-02
  - PARA DETALLES CONSTRUCTIVOS VER PLANO: ESP.TEC-02
  - PARA IMPERMEABILIZACION DEL CONCRETO VER PLANO: ESP.TEC-02
  - PARA ESPECIFICACIONES TECNICAS C'A VER PLANO: ESP.TEC-01
  - PARA ESPECIFICACIONES TECNICAS ALBAÑILERIA VER PLANO: ESP.TEC-03

- NOMENCLATURA**
- N.F.F.Z.: NIVEL DE FONDO FALSA ZAPATA
  - N.F.Z.: NIVEL DE FONDO ZAPATA
  - N.F.C.: NIVEL DE FONDO CIMENTO
  - N.T.N.: NIVEL DE TERRENO NATURAL
  - N.F.P.: NIVEL DE FALSO PISO
  - N.C.P.: NIVEL DE CONTRA PISO
  - N.T.C.: NIVEL DE TOPE DE CONCRETO
  - N.V.: NIVEL DE VACIADO

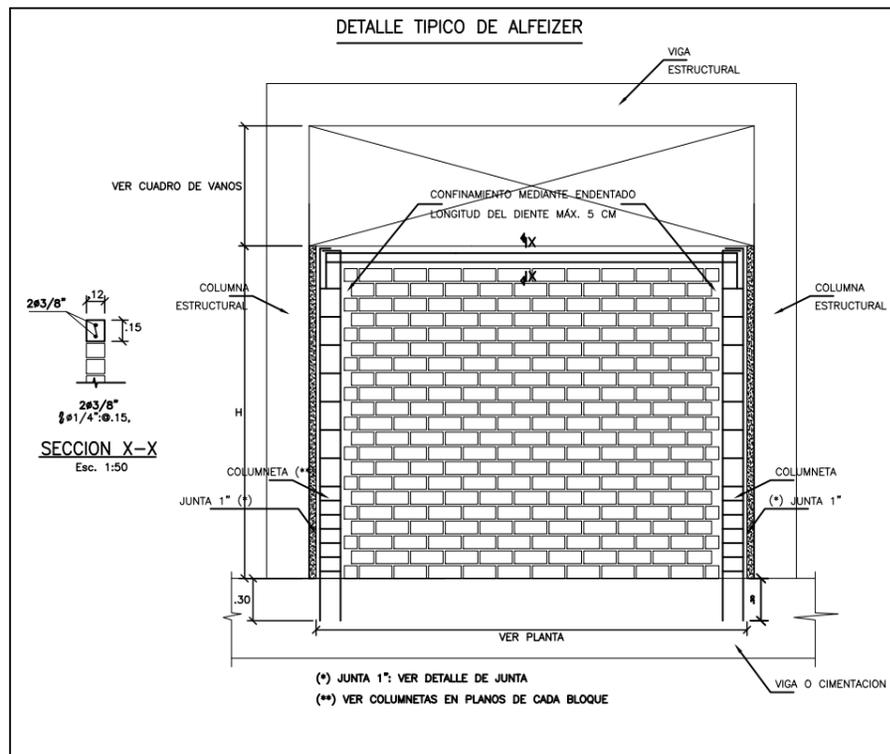


		<b>MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE SAN JERÓNIMO</b>	
		PROYECTO: "CREACIÓN DEL SERVICIO EDUCATIVO DE LA I.E. SECUNDARIA CONCERTADA SOLARIS N°8996-SI EN LA LOCALIDAD DE SULLUACCA DEL DISTRITO DE SAN JERÓNIMO - PROVINCIA DE ANDAHUAYLAS - DEPARTAMENTO DE APURÍMAC"	NUMERO CUI: 2459164
<b>ESPECIALIDAD:</b> ESTRUCTURAS <b>PLANO:</b> PLANTA DE CIMENTACIÓN - PABELLÓN AULAS - BLOQUE 02	<b>INSTITUCIÓN EDUCATIVA:</b> I.E. SECUNDARIA CONCERTADA SOLARIS N°8996-SI	<b>UBICACIÓN</b> LOCALIDAD: SULLUACCA DISTRITO: SAN JERÓNIMO PROVINCIA: ANDAHUAYLAS DEPARTAMENTO: APURÍMAC	<b>LÁMINA:</b> E-01/B2
<b>PROYECTISTA:</b> ING. YURI BERROCCAL MENDOZA CAP.130118	<b>CODIGO LOCAL:</b> 543766	<b>CODIGO MODULAR:</b> 1781236	
<b>DIBUJO:</b> C.F.A.S	<b>ESCALA:</b> INDICADA		



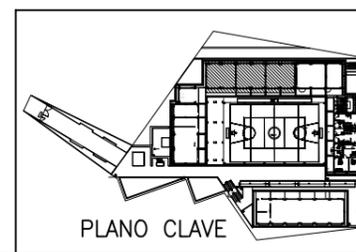
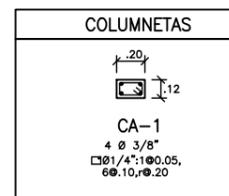
RESUMEN DE PARAMETROS ESTRUCTURALES			
a)	R	COEFICIENTE DE REDUCCION	X-X PORTICO DE CONCRETO ARMADO Y-Y ALBAÑILERIA CONFINADA
b)	T	PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA	X-X 0.363 Seg. Y-Y 0.203 Seg.
c) PARAMETROS SISMICOS			
Sa		ACELERACION ESPECTRAL	$S_a = \frac{ZUSC}{R} g$
Z		FACTOR DE ZONA	Z=0.25 (ZONA 2)
U		FACTOR DE CATEGORIA DE EDIFICACION	U=1.5 (CATEGORIA "A2" DE EDIFICACIONES ESCENCIALES).
S		PARAMETRO DE SUELO	S=1.2 (SUELO TIPO S2) TP= 0.6 seg. TL= 2.0 seg.
C		FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA	T<Tp C=2.5 TP<T<TL C=2.5x(TP/T) T>TL C=2.5x(TP*TL/T^2)
R		COEFICIENTE DE REDUCCION	R <sub>ox</sub> =8.0 (PORTICO) I <sub>p</sub> =1.0 R <sub>oy</sub> =3.0 (ALBAÑILERIA) I <sub>p</sub> =1.0 R <sub>x</sub> =8.0 (PORTICO) R <sub>y</sub> =3.0 (ALBAÑILERIA)
g		ACELERACION DE GRAVEDAD	9.81m/seg <sup>2</sup>
d)	V	FUERZA CORTANTE EN LA BASE	X-X 95.18 Ton Y-Y 243.04 Ton
e)	δ	DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS	X 3.61 cm. TOTAL DEL ULTIMO NIVEL (δ) 0.0039 RELATIVO DE ENTREPISO (deriva) 0.007 DERIVA ADMISIBLE (PORTICOS) Y 1.25 cm. TOTAL DEL ULTIMO NIVEL (δ) 0.0013 RELATIVO DE ENTREPISO (deriva) 0.005 DERIVA ADMISIBLE (ALBAÑILERIA)

CUADRO DE COLUMNAS				
Tipo	C1	C2	C3	
1° y 2° PISO				
	b x t	0.85x0.45	1.00x0.45	0.25x0.45
	As long.	8 Ø3/4" + 6 Ø5/8"	10 Ø3/4" + 4 Ø5/8"	6 Ø5/8"
3° PISO				
	b x t	0.85x0.45	1.00x0.45	0.25x0.45
	As long.	14 Ø5/8"	6 Ø3/4" + 8 Ø5/8"	6 Ø5/8"

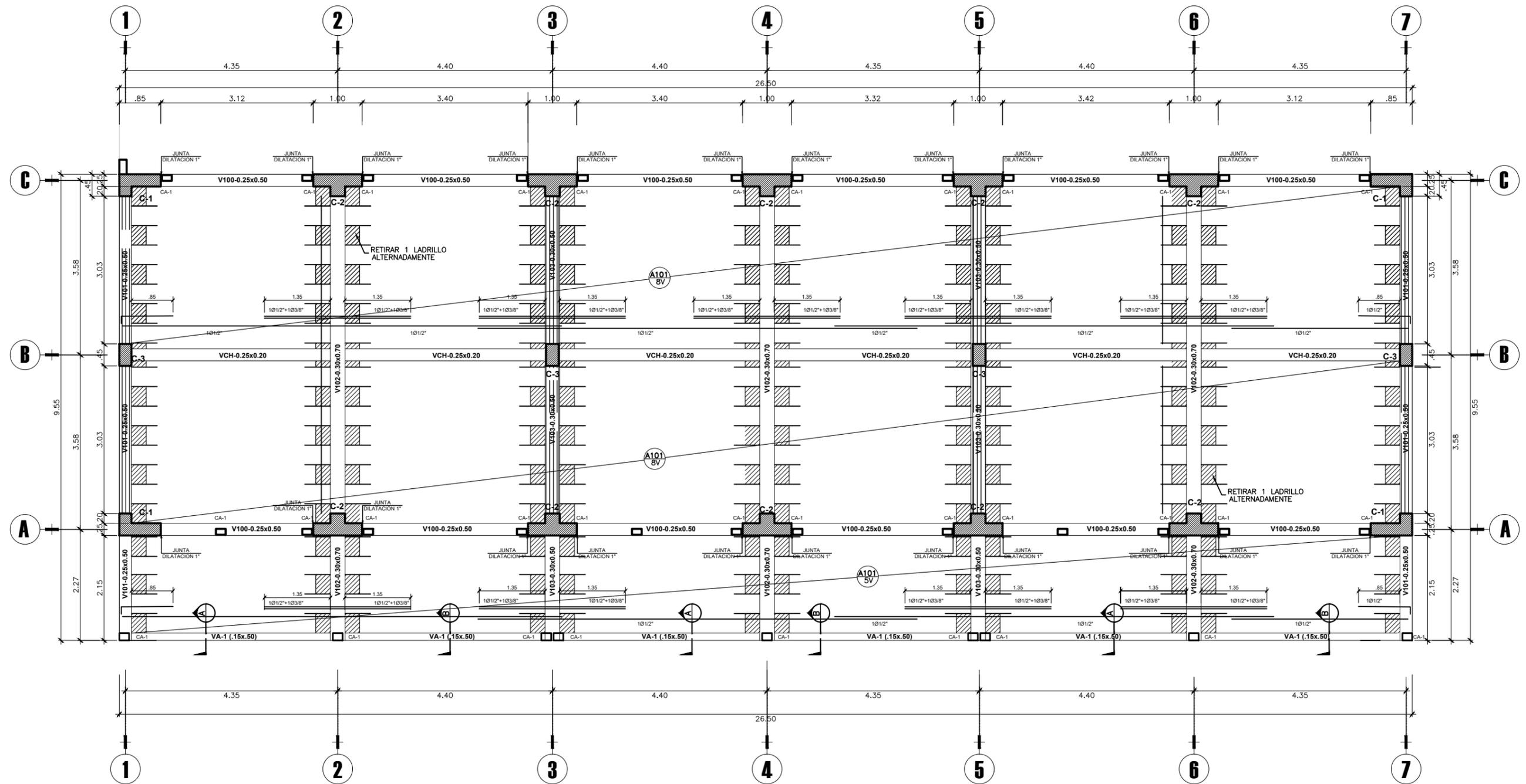


NOMENCLATURA	
N.F.F.Z.:	NIVEL DE FONDO FALSA ZAPATA
N.F.Z.:	NIVEL DE FONDO ZAPATA
N.F.C.:	NIVEL DE FONDO CIMENTO
N.T.N.:	NIVEL DE TERRENO NATURAL
N.F.P.:	NIVEL DE FALSO PISO
N.C.P.:	NIVEL DE CONTRA PISO
N.T.C.:	NIVEL DE TOPE DE CONCRETO
N.V.:	NIVEL DE VACIADO

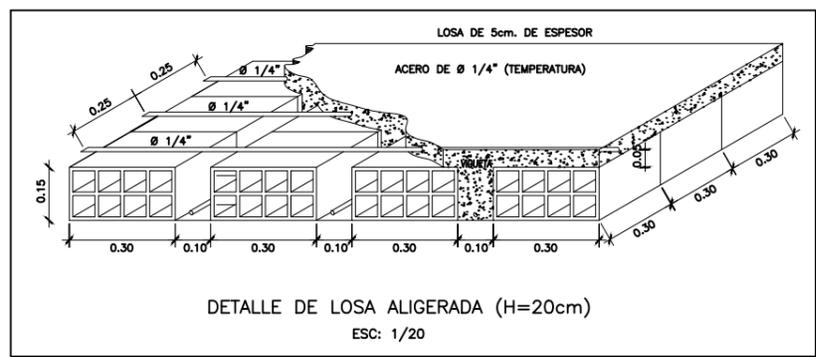
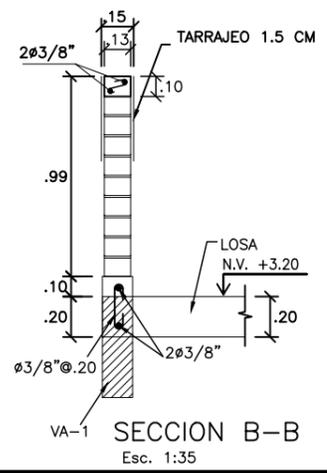
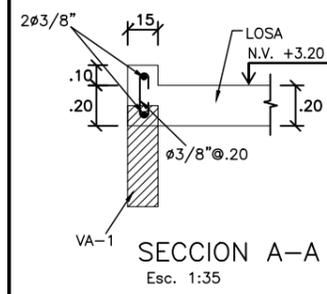
NOTAS:	
-PARA ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES	VER PLANO: ESP.TEC-02
-PARA PLANO GENERAL DE UBICACION DE EDIFICACION	VER PLANO: PM/R
-PARA PARAMETROS DE SUELOS	VER PLANO: ESP.TEC-02
-PARA DETALLES CONSTRUCTIVOS	VER PLANO: ESP.TEC-02
-PARA IMPERMEABILIZACION DEL CONCRETO	VER PLANO: ESP.TEC-02
-PARA ESPECIFICACIONES TECNICAS C'A	VER PLANO: ESP.TEC-01
-PARA ESPECIFICACIONES TECNICAS ALBAÑILERIA	VER PLANO: ESP.TEC-03



MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE SAN JERÓNIMO			
PROYECTO:	"CREACION DEL SERVICIO EDUCATIVO DE LA I.E. SECUNDARIA CONCERTADA SOLARIS N°5505-20 EN LA LOCALIDAD DE SUTULLUACCA DEL DISTRITO DE SAN JERONIMO - PROVINCIA DE ANDAHUAYLAS - DEPARTAMENTO DE APURIMAC"	NUMERO CUI:	2459164
ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS	FECHA:	JUNIO 2020
PLANO:	COLUMNAS Y PLACAS - BLOQUE 02	NUMERO SNIP:	
PROYECTISTA:	ING. YURI BERROCCAL MENDOZA CAP:130118	INSTITUCION EDUCATIVA:	I.E. SECUNDARIA CONCERTADA SOLARIS N°5505-20
DIBUJO:	C.F.A.S	UBICACION:	LOCALIDAD: SUTULLUACCA DISTRITO: SAN JERONIMO PROVINCIA: ANDAHUAYLAS DEPARTAMENTO: APURIMAC
ESCALA:	INDICADA	CODIGO LOCAL:	543766
		CODIGO MODULAR:	1781236
		LÁMINA:	E-02/B2



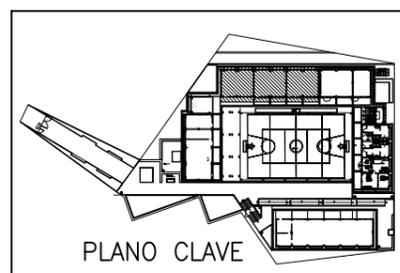
**VIGAS Y LOSA ALIGERADA - 1ER Y 2DO PISO - BLOQUE 02**  
**AULAS: S/C 250 KG/M2**  
**TALLER: S/C 350 KG/M2**  
**PASADIZO: S/C 400 KG/M2**  
 ESC. 1/85



- NOTAS:**
- PARA ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES VER PLANO: ESP.TEC-02
  - PARA PLANO GENERAL DE UBICACION DE EDIFICACION VER PLANO: PM/R
  - PARA PARAMETROS DE SUELOS VER PLANO: ESP.TEC-02
  - PARA DETALLES CONSTRUCTIVOS VER PLANO: ESP.TEC-02
  - PARA IMPERMEABILIZACION DEL CONCRETO VER PLANO: ESP.TEC-02
  - PARA ESPECIFICACIONES TECNICAS 'CA' VER PLANO: ESP.TEC-01
  - PARA ESPECIFICACIONES TECNICAS ALBAÑILERIA VER PLANO: ESP.TEC-03

**LEYENDA:**

	LOSA ALIGERADA UNIDIRECCIONAL (H=0.20M)
	LOSA MACIZA (H=0.20M)



 <b>MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE SAN JERÓNIMO</b>		<b>PROYECTO:</b> "CREACION DEL SERVICIO EDUCATIVO DE LA I.E. SECUNDARIA CONCERTADA SOLARIS N°5506-20 EN LA LOCALIDAD DE SUYLLUACCA DEL DISTRITO DE SAN JERONIMO - PROVINCIA DE ANDAHUAYLAS - DEPARTAMENTO DE APURIMAC"	<b>NUMERO CUI:</b> 2459164	<b>FECHA:</b> JUNIO 2020
		<b>ESPECIALIDAD:</b> ESTRUCTURAS <b>PLANO:</b> PLANTA DE ENCOFRADO 1º Y 2º PISO - PABELLÓN AULAS - BLOQUE 02	<b>INSTITUCIÓN EDUCATIVA:</b> I.E. SECUNDARIA CONCERTADA SOLARIS N°5506-20	<b>UBICACIÓN:</b> <b>LOCALIDAD:</b> SUYLLUACCA <b>DISTRITO:</b> SAN JERÓNIMO <b>PROVINCIA:</b> ANDAHUAYLAS <b>DEPARTAMENTO:</b> APURIMAC
<b>PROYECTISTA:</b> ING. YURI BERROCCAL MENDOZA CAP:130118	<b>CODIGO LOCAL:</b> 543766	<b>CODIGO MODULAR:</b> 1781236		
<b>DIBUJO:</b> C.F.A.S	<b>ESCALA:</b> INDICADA			

**LEYENDA DE MUROS**

	Muro Portante de Albañilería
	Tabiquería de ladrillo