

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA  
**UNIVERSIDAD**  
**CATÓLICA**  
DEL PERÚ

**ANÁLISIS DE LOS EFECTOS DE LA INTERACCIÓN SUELO –  
ESTRUCTURA EN LA DINÁMICA ESTRUCTURAL DE UN  
EDIFICIO DE OFICINAS DE 15 PISOS**

Tesis para optar por el título de Ingeniero Civil, que presentan los bachilleres:

**Andrés Gonzalo Rodríguez Sánchez**

**Sergio Joel Villavicencio Arias**

**Asesor: Christian Alberto Asmat Garaycochea**

Lima, marzo 2021

## RESUMEN

Para el análisis de edificaciones es común el uso de modelos matemáticos que representen el comportamiento de estas. Elaborar un modelo que represente exactamente el comportamiento de una edificación en el medio que la rodea ante una sollicitación externa es una labor prácticamente imposible. A pesar de las limitaciones actuales, los resultados obtenidos se pueden considerar estimaciones buenas para ser utilizadas en cálculos ingenieriles.

Reducir la incertidumbre es importante para el progreso de la ingeniería sismorresistente, para lograrlo es crucial identificar las limitaciones de los modelos convencionales y aumentar los conocimientos sobre estas. En ese sentido, una de las limitaciones que se consideran es el desprecio de los efectos de la interacción suelo-estructura.

El propósito principal de la investigación es analizar cómo difiere el estudio del comportamiento de las edificaciones con sótanos ante sollicitaciones sísmicas en función a la manera en las que son modeladas. Se considerarán en el estudio 3 tipos de modelos para el mismo edificio de 15 niveles superiores. El primero, considera la estructura empotrada a nivel de la superficie sin considerar la influencia de los sótanos, en este caso se asume que los niveles subterráneos de la estructura se mueven en conjunto con el suelo en que se encuentran. El segundo, considerará la totalidad de la estructura incluidos los sótanos. El tercero, la estructura completa, pero considerando además el efecto que tiene la interacción del suelo con la estructura en los sótanos. Es importante mencionar que para cada tipo de modelo se estudiará la estructura con 2, 5 y 8 sótanos.

Al analizar estructuras como la del primer caso mencionado se asume que el momento generado por acción de fuerzas y/o aceleraciones en la base (nivel de superficie) es de gran tamaño, y la distribución de momentos en los sótanos tiene valores menores y poco significativos. Sin embargo, queda en duda si este tipo de modelo representa correctamente el comportamiento que el edificio tendrá. En los modelos que consideran sótanos en el análisis se puede suponer que el momento aumenta considerablemente en función a la profundidad o también que, al considerar la interacción con el suelo, debido a las propiedades mecánicas de estos, el momento disminuye proporcionalmente con la misma.

El análisis se efectuará para distintos niveles de sótanos, en donde la estructura será sometida a una perturbación dada por el espectro de la norma E.030; además se utilizarán distintas propiedades al modelar el suelo, con el fin de obtener respuestas para diferentes tipos de estos. La profundidad del suelo en el modelo será considerada hasta una profundidad de  $1.5B$  por debajo de la cimentación.

Con los resultados obtenidos se busca lograr una mejor comprensión de las respuestas del análisis dinámico de un edificio, para esto se pretende encontrar una relación entre el comportamiento de cada tipo de modelo estructural en los tipos de suelos analizados; enfocada en acercar los resultados, independientemente del tipo de modelo que se escoja, a valores que representen con mayor fidelidad el comportamiento real que tendrá la estructura estudiada.

## INDICE

<b>1. CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>1</b>
1.1. JUSTIFICACIÓN .....	4
1.2. OBJETIVOS .....	4
1.3. HIPÓTESIS .....	4
1.4. ALCANCE .....	5
1.5. METODOLOGÍA .....	5
<b>2. CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO:</b> .....	<b>7</b>
2.1. ANTECEDENTES .....	7
2.2. CONCEPTOS BÁSICOS.....	9
2.2.1. RIESGO SÍSMICO.....	9
2.2.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	12
2.2.3. MODELOS DE ANÁLISIS .....	13
2.2.4. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.....	15
2.2.5. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS SUELOS.....	19
2.2.6. MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS.....	21
<b>3. CAPÍTULO 3: MARCO NORMATIVO</b> .....	<b>23</b>
3.1. NORMA E.020 .....	23
3.2. NORMA E.030 .....	23
3.2.1. ANÁLISIS ESTÁTICO .....	23
3.2.2. ANÁLISIS DINÁMICO.....	25
3.3. NORMAS INTERNACIONALES .....	26
3.3.1. NORMA AMERICANA NIST GCR 12-917-21 (2012).....	26
3.3.2. NORMA EUROPEA – MODELO DINÁMICO RUSO SNIP 2.02.05-87 .....	27
<b>4. CAPÍTULO 4: MODELOS Y PARÁMETROS EMPLEADOS</b> .....	<b>30</b>
4.1. TIPOS DE SUELOS EMPLEADOS.....	30
4.2. MODELADO ESTRUCTURAL TIPO 1 .....	33
4.3. MODELADO ESTRUCTURAL TIPO 2 .....	35
4.4. MODELADO ESTRUCTURAL TIPO 3 .....	38
<b>5. CAPÍTULO 5: RESULTADOS</b> .....	<b>41</b>
5.1. RESULTADOS EN TABLAS .....	46
5.1.1. PARTICIPACIÓN MODAL Y CORTANTES PARA SUELO 1.....	46
5.1.2. PARTICIPACIÓN MODAL Y CORTANTES PARA SUELO 2.....	48
5.1.3. PARTICIPACIÓN MODAL Y CORTANTES PARA SUELO 3.....	49
5.3. RESULTADOS GRÁFICOS.....	51
5.3.1. RESULTADOS PARA SUELO TIPO S1.....	52
5.3.2. RESULTADOS PARA SUELO TIPO S2.....	64
5.3.3. RESULTADOS PARA SUELO TIPO S3.....	76
<b>7. CAPÍTULO 6: EVALUACIÓN Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS</b> .....	<b>88</b>

7.1.	RELEVANCIA ESTIMADA DE LA INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA.....	88
7.2.	DESPLAZAMIENTOS .....	88
7.3.	DERIVAS.....	96
<b>8.</b>	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>101</b>
8.1.	CONCLUSIONES .....	101
8.2.	RECOMENDACIONES .....	102
<b>9.</b>	<b>CAPÍTULO 8: BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>103</b>

## LISTA DE IMÁGENES

<i>Imagen 2.1</i>	<i>Mapa de Isoaceleraciones considerando periodo de retorno de 50 años con el 10% de probabilidad de excedencia. Fuente: IGP. ....</i>	<i>10</i>
<i>Imagen 2.2</i>	<i>Zonas Sísmicas. Fuente: Ministerio de Construcción y saneamiento. ....</i>	<i>11</i>
<i>Imagen 2.3</i>	<i>Proceso de diseño estructural. Adaptado: Kassimali, A .....</i>	<i>12</i>
<i>Imagen 2.4</i>	<i>Estructura cimentada sobre roca. Adaptado de: Fernández (2013).....</i>	<i>15</i>
<i>Imagen 2.5</i>	<i>Estructura cimentada sobre suelo. Adaptado de: Fernández (2013). ....</i>	<i>16</i>
<i>Imagen 2.6</i>	<i>Desplazamientos de una estructura cimentada sobre roca y suelo. Adaptado de: Fernández (2013). ....</i>	<i>16</i>
<i>Imagen 2.7</i>	<i>Elemento continuo (losa). Fuente: propia .....</i>	<i>21</i>
<i>Imagen 2.8</i>	<i>Discretización de un elemento continuo. Fuente: propia .....</i>	<i>22</i>
<i>Imagen 3.1</i>	<i>Modos de vibración 3, modelo 1. Fuente: propia.....</i>	<i>25</i>
<i>Imagen 4.1</i>	<i>Microzonificación de los distritos de lima. Fuente: CISMID.....</i>	<i>30</i>
<i>Imagen 4.2</i>	<i>Representación geométrica de una porción de suelo. Fuente: propia. ....</i>	<i>32</i>
<i>Imagen 4.3</i>	<i>Modelo estructural tipo 1. Fuente: propia .....</i>	<i>33</i>
<i>Imagen 4.4</i>	<i>Estructura cimentada sobre roca. Adaptado de: Fernández Sola, (2013).....</i>	<i>34</i>
<i>Imagen 4.5</i>	<i>Captura de definición de elementos lineales Fuente: Propia .....</i>	<i>35</i>
<i>Imagen 4.6</i>	<i>Modelo estructural tipo 2A para 8 niveles de sótanos. Fuente: Propia.....</i>	<i>36</i>
<i>Imagen 4.7</i>	<i>Modelo estructural tipo 2B para 8 niveles de sótanos. Fuente: Propia.....</i>	<i>37</i>
<i>Imagen 4.8</i>	<i>Captura de definición de elementos de área. Fuente: Propia .....</i>	<i>37</i>
<i>Imagen 4.9</i>	<i>Modelo estructural tipo 3 para 2 niveles de sótanos. Fuente: Propia .....</i>	<i>38</i>
<i>Imagen 4.10</i>	<i>Captura de definición de elementos sólidos. Fuente: Propia.....</i>	<i>39</i>
<i>Imagen 4.11</i>	<i>Captura de definición de elemento SOIL. Fuente: Propia .....</i>	<i>39</i>

## LISTA DE TABLAS

<i>Tabla 2.1</i>	<i>Valores propuestos para el valor de <math>k_{30}</math> (kg/cm<sup>3</sup>). Fuente: Terzaghi, Peck y Mesri (1996) .</i>	<i>21</i>
<i>Tabla 3.1</i>	<i>Factores de Zona. Fuente: Norma E.0.30 Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018).....</i>	<i>24</i>
<i>Tabla 3.2</i>	<i>Factores de suelo. Fuente: Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento (2018).....</i>	<i>24</i>
<i>Tabla 3.3</i>	<i>Periodos <math>T_p</math> y <math>T_l</math>. Fuente: Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento (2018) .....</i>	<i>24</i>
<i>Tabla 4.1</i>	<i>Clasificación de perfiles de suelo. Fuente: Ministerio de vivienda construcción y saneamiento (2018) .....</i>	<i>31</i>
<i>Tabla 4.2</i>	<i>Parámetros elásticos de varios suelos. Fuente: Braja M. Das (2001).....</i>	<i>33</i>
<i>Tabla 5.1</i>	<i>Análisis estático modelo 1, suelo S1 .....</i>	<i>41</i>
<i>Tabla 5.2</i>	<i>Derivas de entrepiso modelo 1, suelo S1 para la dirección X-X.....</i>	<i>42</i>
<i>Tabla 5.3</i>	<i>Derivas de entrepiso modelo 1, suelo S1 para la dirección Y-Y.....</i>	<i>42</i>
<i>Tabla 5.4</i>	<i>Irregularidad de rigidez lateral, dirección X-X .....</i>	<i>43</i>
<i>Tabla 5.5</i>	<i>Irregularidad de rigidez lateral, dirección Y-Y.....</i>	<i>43</i>
<i>Tabla 5.6</i>	<i>Tabla de irregularidad de masa o peso .....</i>	<i>44</i>

Tabla 5.7 Irregularidad de torsión, dirección X-X.....	44
Tabla 5.8 Irregularidad de torsión, dirección Y-Y.....	45
Tabla 5.9 Factor de amplificación de fuerzas.....	45
Tabla 5.10 Comprobación de sistema estructural.....	46
Tabla 5.11 Participación modal modelos 2A, 2B y 3(S1) para dos sótanos.....	46
Tabla 5.12 Cortante dinámica y estática para suelo S1 y dos sótanos.....	46
Tabla 5.13 Participación modal modelos 2A, 2B y 3(S1) para cinco sótanos.....	47
Tabla 5.14 Cortante dinámica y estática para suelo S1 y cinco sótanos.....	47
Tabla 5.15 Participación modal modelos 2A, 2B y 3(S1) para ocho sótanos.....	47
Tabla 5.16 Cortante dinámica y estática para suelo S1 y ocho sótanos.....	47
Tabla 5.17 Participación modal modelos 2A, 2B y 3(S2) para dos sótanos.....	48
Tabla 5.18 Cortante dinámica y estática para suelo S2 y dos sótanos.....	48
Tabla 5.19 Participación modal modelos 2A, 2B y 3(S2) para cinco sótanos.....	48
Tabla 5.20 Cortante dinámica y estática para suelo S2 y cinco sótanos.....	48
Tabla 5.21 Participación modal modelos 2A, 2B y 3(S2) para ocho sótanos.....	49
Tabla 5.22 Cortante dinámica y estática para suelo S2 y ocho sótanos.....	49
Tabla 5.23 Participación modal modelos 2A, 2B y 3(S3) para dos sótanos.....	49
Tabla 5.24 Cortante dinámica y estática para suelo S3 y dos sótanos.....	49
Tabla 5.25 Participación modal modelos 2A, 2B y 3(S3) para cinco sótanos.....	50
Tabla 5.26 Cortante dinámica y estática para suelo S3 y cinco sótanos.....	50
Tabla 5.27 Participación modal modelos 2A, 2B y 3(S3) para ocho sótanos.....	50
Tabla 5.28 Cortante dinámica y estática para suelo S3 y ocho sótanos.....	50
Tabla 6.1 Estimación de la razón rigidez suelo - estructura (Dirección X-X).....	88
Tabla 6.2 Estimación de la razón rigidez suelo - estructura (Dirección Y-Y).....	88

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 5.1 Desplazamientos inelásticos para suelo S1 y 2 sótanos X-X.....	52
Gráfico 5.2 Acercamiento de la gráfica 5.1.....	53
Gráfico 5.3 Desplazamientos inelásticos para suelo S1 y 2 sótanos Y-Y.....	54
Gráfico 5.4 Acercamiento de la gráfica 5.3.....	55
Gráfico 5.5 Desplazamientos inelásticos para suelo S1 y 5 sótanos X-X.....	56
Gráfico 5.6 Acercamiento de la gráfica 5.5.....	57
Gráfico 5.7 Desplazamientos inelásticos para suelo S1 y 5 sótanos Y-Y.....	58
Gráfico 5.8 Acercamiento de la gráfica 5.7.....	59
Gráfico 5.9 Desplazamientos inelásticos para suelo S1 y 8 sótanos X-X.....	60
Gráfico 5.10 Acercamiento gráfico 5.9.....	61
Gráfico 5.11 Desplazamientos inelásticos para suelo S1 y 8 sótanos Y-Y.....	62
Gráfico 5.12 Acercamiento gráfico 5.11.....	63
Gráfico 5.13 Desplazamientos inelásticos para suelo S2 y 2 sótanos X-X.....	64
Gráfico 5.14 Acercamiento gráfico 5.13.....	65
Gráfico 5.15 Desplazamientos inelásticos para suelo S2 y 2 sótanos Y-Y.....	66
Gráfico 5.16 Acercamiento gráfica 5.15.....	67
Gráfico 5.17 Desplazamientos inelásticos para suelo S2 y 5 sótanos X-X.....	68
Gráfico 5.18 Acercamiento gráfica 5.17.....	69
Gráfico 5.19 Desplazamientos inelásticos para suelo S2 y 5 sótanos Y-Y.....	70
Gráfico 5.20 Acercamiento gráfica 5.19.....	71
Gráfico 5.21 Desplazamientos inelásticos para suelo S2 y 8 sótanos X-X.....	72
Gráfico 5.22 Acercamiento gráfica 5.21.....	73
Gráfico 5.23 Desplazamientos inelásticos para suelo S2 y 8 sótanos Y-Y.....	74
Gráfico 5.24 Acercamiento gráfica 5.23.....	75
Gráfico 5.25 Desplazamientos inelásticos para suelo S3 y 2 sótanos X-X.....	76

Gráfico 5.26 Acercamiento gráfico 5.25.....	77
Gráfico 5.27 Desplazamientos inelásticos para suelo S3 y 2 sótanos Y-Y .....	78
Gráfico 5.28 Acercamiento gráfico 5.27.....	79
Gráfico 5.29 Desplazamientos inelásticos para suelo S3 y 5 sótanos X-X .....	80
Gráfico 5.30 Acercamiento gráfico 5.29.....	81
Gráfico 5.31 Desplazamientos inelásticos para suelo S3 y 5 sótanos Y-Y .....	82
Gráfico 5.32 Acercamiento gráfico 5.31.....	83
Gráfico 5.33 Desplazamientos inelásticos para suelo S3 y 8 sótanos X-X .....	84
Gráfico 5.34 Acercamiento gráfico 5.33.....	85
Gráfico 5.35 Desplazamientos inelásticos para suelo S3 y 8 sótanos Y-Y .....	86
Gráfico 5.36 Acercamiento gráfico 5.35.....	87
Gráfico 6.1 Desplazamiento máximo en función al modelo y Tipo de Suelo para 02 sótanos (X-X).....	89
Gráfico 6.2 Desplazamiento máximo en función al modelo y Tipo de Suelo para 02 sótanos (Y-Y).....	89
Gráfico 6.3 Desplazamiento máximo en función al modelo y Tipo de Suelo para 05 sótanos (X-X).....	90
Gráfico 6.4 Desplazamiento máximo en función al modelo y Tipo de Suelo para 05 sótanos (Y-Y).....	90
Gráfico 6.5 Desplazamiento máximo en función al modelo y Tipo de Suelo para 08 sótanos (X-X).....	91
Gráfico 6.6 Desplazamiento máximo en función al modelo y Tipo de Suelo para 08 sótanos (Y-Y).....	91
Gráfico 6.7 Desplazamiento máximo en función al modelo y número de sótanos para el suelo S1 ....	92
Gráfico 6.8 Desplazamiento máximo en función al modelo y número de sótanos para el suelo S2 ....	93
Gráfico 6.9 Desplazamiento máximo en función al modelo y número de sótanos para el suelo S3 ....	94
Gráfico 6.10 Factor 2 de desplazamiento en función el tipo de suelo y cantidad de sótanos .....	95
Gráfico 6.11 Deriva máxima en función al modelo y Tipo de Suelo para 02 sótanos.....	96
Gráfico 6.12 Deriva máxima en función al modelo y Tipo de Suelo para 05 sótanos.....	96
Gráfico 6.13 Deriva máxima en función al modelo y Tipo de Suelo para 08 sótanos.....	97
Gráfico 6.14 Deriva máxima en función al modelo y número de sótanos para el suelo S1.....	98
Gráfico 6.15 Deriva máxima en función al modelo y número de sótanos para el suelo S2.....	99
Gráfico 6.16 Deriva máxima en función al modelo y número de sótanos para el suelo S3.....	99
Gráfico 6.17 Factor escalamiento para derivas en función el tipo de suelo y cantidad de sótanos ...	100



# CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

El territorio peruano está ubicado en una de las zonas de mayor sismicidad del mundo, en la cual la fuente sísmica predominante es el borde de subducción que se genera frente a la costa oeste de América del Sur entre las placas de Nazca y Sudamericana. Estudios recientes realizados por Tavera (2017) indican que el próximo sismo severo que afectará a nuestro país se generará por la ruptura de un área de fricción de aproximadamente 60 000 Km<sup>2</sup>. La energía liberada producirá un sismo de magnitud igual o mayor a 8.8 Mw. Al analizar este panorama y contrastarlo con los efectos de sismos recientes en países cercanos, se hace evidente la necesidad de un desarrollo mayor en la ingeniería sismorresistente de nuestro medio.

El daño que puede sufrir una edificación por efecto de los sismos depende de su vulnerabilidad y del peligro sísmico de la zona en la que se encuentra. La vulnerabilidad de la edificación se define mediante sus características estructurales, como rigidez, resistencia, durabilidad y ductilidad disponible. Por otro lado, el peligro sísmico representa a la sismicidad del emplazamiento en que se ubica la edificación; como este depende de fenómenos aleatorios, que se generan de manera natural, no es posible manejar este parámetro. Para controlar el daño que sufrirá una edificación durante un sismo el único parámetro que es posible manejar es su vulnerabilidad. Es decir, solo se puede adecuar las características estructurales de las edificaciones para que, dependiendo de las solicitaciones que le impondrá un sismo, estas se comporten adecuadamente (Muñoz, 2018).

Es importante comprender que el comportamiento de las estructuras y del suelo de fundación ante sismos leves es diferente cuando se enfrentan a eventos severos. Durante sismos leves lo usual es que las estructuras y el suelo se comporten elásticamente, lo que implica que el análisis de su comportamiento se pueda efectuar con ecuaciones sencillas de resistencia de materiales apoyadas en los conceptos del análisis estructural básico. Sin embargo, para sismos severos las estructuras y el suelo suelen tener comportamientos inelásticos, para estos casos la complejidad del análisis es mayor y el nivel de incertidumbre aumenta debido a que además del carácter dinámico del problema ahora se deberá considerar que las propiedades mecánicas de la estructura cambiarán durante el evento, esto producto del deterioro progresivo de la misma (Muñoz, 2018).

Uno de los objetivos que se plantea actualmente la ingeniería sismorresistente es el de lograr un mismo nivel de daño para las edificaciones de la misma importancia independientemente del lugar en que se encuentren. Para ello la ingeniería se ve en la necesidad de regular el diseño estructural mediante normas que estandarizan sus procesos. Los cuales emplean los resultados del análisis estructural para contrastarlos con las exigencias planteadas en estas hasta lograr cumplirlas. Para realizar este tipo de análisis se emplean modelos simplificados de edificaciones reales, que deben representar los aspectos más importantes del comportamiento de estas (Powell, 2010).

A pesar de que la ingeniería actual se ha visto impulsada por el desarrollo tecnológico, especialmente por la creación de programas de cómputo capaces de simplificar los procesos de cálculo, aun no es viable reproducir totalmente las condiciones que intervienen en el comportamiento real de una estructura. Si se busca lograr un análisis eficiente y económico se deben realizar simplificaciones en los modelos estructurales. Dentro de las simplificaciones una de las más comunes es asumir que la porción de la estructura que se encuentra inmersa en el suelo se mueve junto con este. Es decir, se desprecia o se considera poco importante en el desempeño de la edificación la interacción entre el suelo y la estructura.

Al emplear un modelo con esta asunción no se considera, entre otras cosas, la capacidad que tiene un suelo para aceptar deformaciones que a su vez permiten que la parte de la estructura que se encuentra embebida en el suelo se deforme o que la base de la misma pueda rotar. Para entender mejor porque se puede poner en duda la precisión de un modelo que sigue la premisa anterior, se debe analizar cuáles son los parámetros que influyen en el comportamiento sísmico de las edificaciones. Según Wong (1975) durante un evento sísmico las ondas generadas en la zona de ruptura se propagan a través del suelo, las cuales se transmitirán hacia la estructura generando perturbaciones en esta; además, la presencia de ella modificará el comportamiento del suelo que la rodea. A esta influencia mutua en el comportamiento estático o dinámico de estos elementos se la conoce como interacción suelo-estructura (ISE).

Además, existen estudios recientes como el elaborado por el NERHP (2012) que muestra que para ciertas condiciones existen variaciones significativas en la respuesta de modelos que si consideran la ISE en comparación a los que la desprecian. Adicionalmente, existen modelos que permiten incluir las propiedades más relevantes de la mecánica de los suelos que intervienen en el comportamiento

anteriormente mencionado. Dentro de los más conocidos están los modelos de semiespacio elástico no deformable. Los cuales representan a la masa de suelo como un conjunto tridimensional compuesto por elementos finitos, además considera que esta masa es homogénea, isotrópica y elástica. Para la cual las principales propiedades son el módulo de corte  $G$ , la razón de Poisson  $\nu$ , y los coeficientes de balasto en dirección vertical y horizontal.

En este estudio uno de los retos es generar un modelo que permita incluir en la dinámica del edificio estudiado la ISE; para ello se requiere representar al suelo como una masa conformada por una gran cantidad de elementos de pequeñas dimensiones, sobre los cuales se apoyará la estructura mencionada. A ambos se les asignarán las propiedades pertinentes que les permitan reflejar la dinámica del sistema durante su análisis, para el cual se empleará el método de elementos finitos (MEF). Este modelo será evaluado con un análisis modal espectral bajo las consideraciones de la norma E.030 y sus resultados serán comparados con los de otros dos tipos de modelos del mismo edificio pero que no incluyen los efectos de la ISE.

Con la finalidad obtener resultados cuya comparación sea útil y faciliten identificar la influencia de la ISE, el edificio empleado será de una altura considerable. Con la misma intención, se modificarán las propiedades del suelo empleadas en el análisis; para un mismo modelo se tendrán tres variaciones de suelos siguiendo la clasificación S1, S2 y S3 planteada en la norma E.030. Así mismo, la profundidad de los sótanos también será variable; para cada modelo y para cada variación de suelo se tendrán tres niveles diferentes para los sótanos, los cuales serán de 2, 5 y 8 niveles.

En base a la comparación de los resultados mencionados se espera verificar que el comportamiento de los modelos que consideren la ISE, al menos en los casos en los que se tomaron características de suelos blandos, muestren que los desplazamientos en los niveles de los sótanos son importantes. Además, que lo anterior refleje una mejor distribución de los esfuerzos en la estructura y mayores desplazamientos laterales permitiendo que un diseño basado en estos modelos sea más eficiente y seguro (Villarreal G., 2009).

## **1.1. JUSTIFICACIÓN**

En la actualidad nuestro medio demanda edificaciones cada vez más altas y con sótanos más profundos, esto genera la necesidad de entender mejor el comportamiento en conjunto entre la subestructura y el suelo que lo rodea. Pese a ello, encontrar literatura o normativas que den un camino claro para la aplicación práctica de los conceptos de la ISE es difícil.

Por ello es importante, para el desarrollo de la ingeniería sismorresistente, la investigación sobre este fenómeno; apuntando a clarificar los conceptos, estandarizar metodologías y nomenclaturas; que permitan reducir la incertidumbre sobre la fidelidad de los modelos utilizados en el análisis dinámico de edificios. Este estudio busca identificar la incidencia de considerar los efectos de la interacción suelo-estructura en un análisis modal espectral.

## **1.2. OBJETIVOS**

### OBJETIVO GENERAL

Aportar al conocimiento sobre el efecto de la interacción suelo-estructura en el comportamiento sísmico de las edificaciones mediante el análisis de un edificio de oficinas de 15 pisos con 2, 5 y 8 sótanos.

### OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Comprobar la validez de una adaptación del modelo del semi espacio elástico linealmente deformable para incluir los efectos de la interacción suelo-estructura.
- Analizar la relevancia de la interacción suelo-estructura en los resultados de un análisis modal espectral.
- Verificar que variables generan que la interacción suelo-estructura sea relevante en las respuestas.
- Generar un método que permita estimar las respuestas de un modelo que incluye la interacción suelo-estructura, a partir de uno que no la considera.

## **1.3. HIPÓTESIS**

Al incluir la interacción suelo estructura en el análisis sísmico de un edificio, se obtendrán variaciones en la respuesta suficientes para comparar y evaluar la importancia de estas.

#### **1.4. ALCANCE**

Para la investigación se utilizará el programa SAP2000 en el que se analizarán 3 tipos de modelos para el mismo edificio de 15 niveles superiores considerando 2, 5 y 8 niveles de sótanos. Además, para cada variación de modelo se realizarán análisis para las propiedades de suelos S1, S2 y S3. El primero, considera la estructura empotrada a nivel de la superficie sin considerar la influencia de los sótanos, en este caso se asume que los niveles subterráneos de la estructura se mueven en conjunto con el suelo en que se encuentran. El segundo, considerará la totalidad de la estructura incluidos los sótanos, despreciando el efecto que tendrá la interacción del suelo con la estructura en los sótanos. El tercero, tendrá en cuenta la estructura completa, y la influencia de la interacción suelo-estructura; considerando, para el estrato de suelo, una profundidad adicional respecto al nivel de cimentación de 1.5 veces la dimensión mayor de la base del edificio, en base a la profundidad de análisis para un estudio de mecánica de suelos.

Se realizará un análisis modal espectral para el cual se utilizará el espectro de aceleraciones de la norma E.030, se considerará los parámetros correspondientes a la zona sísmica 4 con las variaciones de los tipos de suelos antes mencionados. Para modelar los elementos estructurales en el software mencionado se tomarán los siguientes criterios: las columnas, vigas y placas serán del tipo frame (lineales); los muros de contención en los sótanos serán del tipo Shell (elementos planos); por último, para representar al suelo se usarán elementos solid con propiedades dentro del rango elástico.

#### **1.5. METODOLOGÍA**

La presente tesis se basó en la metodología descrita a continuación:

- Se recopiló información de los conceptos básicos para comprender la interacción suelo – estructura y la importancia de la aplicación de estos en nuestro medio.
- Se seleccionaron las normativas necesarias para el modelamiento y análisis del edificio.
- Se definen las variantes del edificio y del estrato de apoyo a ser evaluadas en este estudio; luego se fijaron los parámetros y propiedades necesarias para el análisis.

- Se realizaron los modelos de cada variante en el programa SAP2000 considerando los parámetros anteriormente establecidos; posteriormente, se realizó un análisis modal espectral, considerando los parámetros normativos.
- Se filtraron y organizaron los resultados obtenidos del análisis, y a partir de ellos se establecieron los parámetros de comparación.
- Se evaluaron y compararon los resultados, para generar gráficos que permitan visualizar las diferencias entre cada variante y la importancia de estas.
- A partir de la información obtenida se generaron factores de escalamiento que permiten simplificar la evaluación del fenómeno en edificaciones de similar estructuración.



## **CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO:**

### **2.1. ANTECEDENTES**

El comienzo de la ingeniería estructural forma parte de la historia del desarrollo humano, en un inicio las estructuras fueron diseñadas en base a métodos empíricos, el sentido común y la experiencia personal. La evolución de la ingeniería tal como la conocemos es el producto del desarrollo que lograron distintas culturas durante diversos periodos. Además, del aporte de distintos personajes como Galileo Galilei, iniciador de la teoría de estructuras; Robert Hooke, que propuso la relación lineal entre la fuerza y la deformación de los materiales; Issac Newton, quien desarrollo las leyes de movimiento y la invención del cálculo; Navier, con la hipótesis del comportamiento elástico de las estructuras; Maney, aporto en las bases para desarrollo del método matricial de rigidez o Hardy Cross, quien elaboró el método de distribución de momentos. (Kassimali, 2015). A partir de estos aportes y del desarrollo tecnológico actual, es posible realizar modelos matemáticos en programas de cómputo que permiten evaluar el comportamiento de una estructura cuando se enfrenta diversas solicitaciones.

A pesar de estos avances, aún no es viable analizar modelos que representen completamente las características reales de una estructura. Por ello es necesario realizar ciertas simplificaciones que permitan facilitar los procesos de análisis. Dentro de las simplificaciones, una de las más comunes es asumir que la porción de la estructura que se encuentra inmersa en el suelo se mueve en conjunto con este. Esta se valida en el artículo 30.6.2. de la norma E.030: “Se puede suponer que la estructura está empotrada en la base, o alternativamente considerar la flexibilidad del sistema de cimentación si fuera pertinente”(Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2016). Es decir, no se considera como una necesidad evaluar el efecto que tiene la Interacción Suelo-Estructura (ISE) en el comportamiento de la edificación.

A partir de la información recopilada de diversos sismos recientes, como el de Kobe, Japón de 1995, se ha evidenciado que el comportamiento sísmico de las estructuras no solo está sujeto al comportamiento de la superestructura, sino que también se ve afectado por la influencia de las cimentaciones y el suelo que la rodea. Según Miranda (1999): “Existe una mayor interacción en la medida en la que el movimiento en la base de la estructura se ve más modificado por la

presencia de la estructura” (p.106). Interpretando esta opinión, mientras exista mayor parte de la estructura que se encuentre en contacto con el suelo esta interacción será más importante en el comportamiento de la estructura (CNPD & ACIJ, 1999). Esto refleja la necesidad de una mejora en los métodos de análisis y diseño estructural que permitan incorporar en el análisis la influencia de la ISE, para atender esta necesidad se han generado diversas propuestas de organizaciones como el JSCE (Japan Society of Civil Engineers), el SNIP (Stroitelnye Normy i Pravila) norma rusa de construcción y el NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program); e investigadores como Winkler y Pasternak.

Uno de los estudios más completos y recientes sobre la interacción suelo-estructura proviene del NEHRP (2012) en su publicación “Soil-Structure Interaction for Building Structures” en donde se analizó la importancia de considerar el efecto de la ISE en los modelos de análisis en función a la razón de rigidez suelo-estructura:

$$\frac{h}{V_s \cdot T}$$

Donde:

H: altura efectiva del centro de masa tomada aproximadamente a 2/3 de la altura del edificio modelado.

Vs: velocidad promedio de propagación de las ondas de corte.

T: periodo de la estructura obtenido a partir de modelos convencionales.

Cuando se tienen valores para esta relación mayores a 0.1 emplear un modelo que considere la ISE será importante pues se van a modificar los valores de respuesta en comparación a analizar un modelo convencional. Por ejemplo, el periodo fundamental aumentará, se modificará el amortiguamiento del sistema, la cortante basal, la distribución de fuerzas y las deformaciones demandadas. Además, para valores menores a 0.1 se ha demostrado que incluir la ISE en los modelos modifica la distribución de momentos y fuerzas que soporta la estructura; especialmente en edificaciones de sistema dual, con modos de respuesta elevados o con una cantidad considerable de sótanos (NEHRP, 2012).

A partir de estos precedentes, la presente tesis pretende analizar la importancia de considerar la interacción suelo-estructura durante el análisis estructural que tiene como objetivo el diseño de estructuras con sótanos en nuestro medio.

## 2.2. CONCEPTOS BÁSICOS

### 2.2.1. RIESGO SÍSMICO

De acuerdo con Muñoz (2018), el riesgo sísmico hace referencia al daño que puede sufrir una edificación por efecto de los sismos en un emplazamiento determinado. Este dependerá de la vulnerabilidad y el peligro sísmico inherentes a cada edificio. Es decir, depende de las características estructurales de la edificación y a la sismicidad de la zona en que se ubica.

La ubicación del territorio peruano en una de las zonas con mayor actividad sísmica del mundo hace de suma importancia la cuantificación del peligro sísmico de esta región con el fin de gestionar medidas para controlar los efectos que tendrán los posibles sismos. (Tavera et al., 2014)

Para definir la vulnerabilidad de una edificación se deberá analizar las características estructurales de la misma. El peligro sísmico se puede representar desde dos enfoques, uno determinístico y otro probabilístico. El enfoque determinístico representa al peligro en función a los valores máximos que un determinado parámetro puede alcanzar en el lugar de estudio (Muñoz, 2018). El enfoque probabilístico define el peligro en función a la probabilidad de alcanzar o superar un valor determinado para un parámetro sísmico, esto durante un tiempo de estudio fijado. (Aedo & Hurtado, 1993)

De acuerdo con Casaverde y Vargas (1980) para realizar una evaluación del peligro sísmico desde el enfoque probabilístico se requiere conocer la distribución de la actividad sísmica en el área de estudio. Para ello, se deben definir las fuentes sismogénicas influyentes en la región de estudio; para el caso del territorio peruano el IGP plantea 33 fuentes sismogénicas. Para cada fuente se debe conocer además la recurrencia sísmica de esta; definida por relaciones del tipo

$$\log N = a - bM$$

donde:

M: magnitud.

N: número de sismos con magnitud igual o mayor a M.

a y b: dependen de las características de la zona estudiada.

Adicionalmente se debe plantear la forma en la que se atenúan los efectos sísmicos a medida que las ondas se propagan, para ello se deben conocer las leyes de atenuación que también dependen de las características de la zona.

De esta manera se genera información sobre las aceleraciones que se pueden presentar en la región analizada. Con esta información se plantean las probabilidades de exceder ciertos valores de aceleración durante un periodo de tiempo determinado, para ello se emplea la probabilidad de excedencia:

$$P[Y_T > y] = 1 - e^{-\lambda y T}$$

Donde  $\lambda y$  es la frecuencia anual de excedencia. Esto se puede plasmar en mapas de isoaceleraciones para el territorio analizado, como el de la figura 2.1; en donde se representan los valores que pueden alcanzar las aceleraciones horizontales teniendo en cuenta una probabilidad de excedencia y un periodo de exposición determinados. (Tavera et al., 2014)

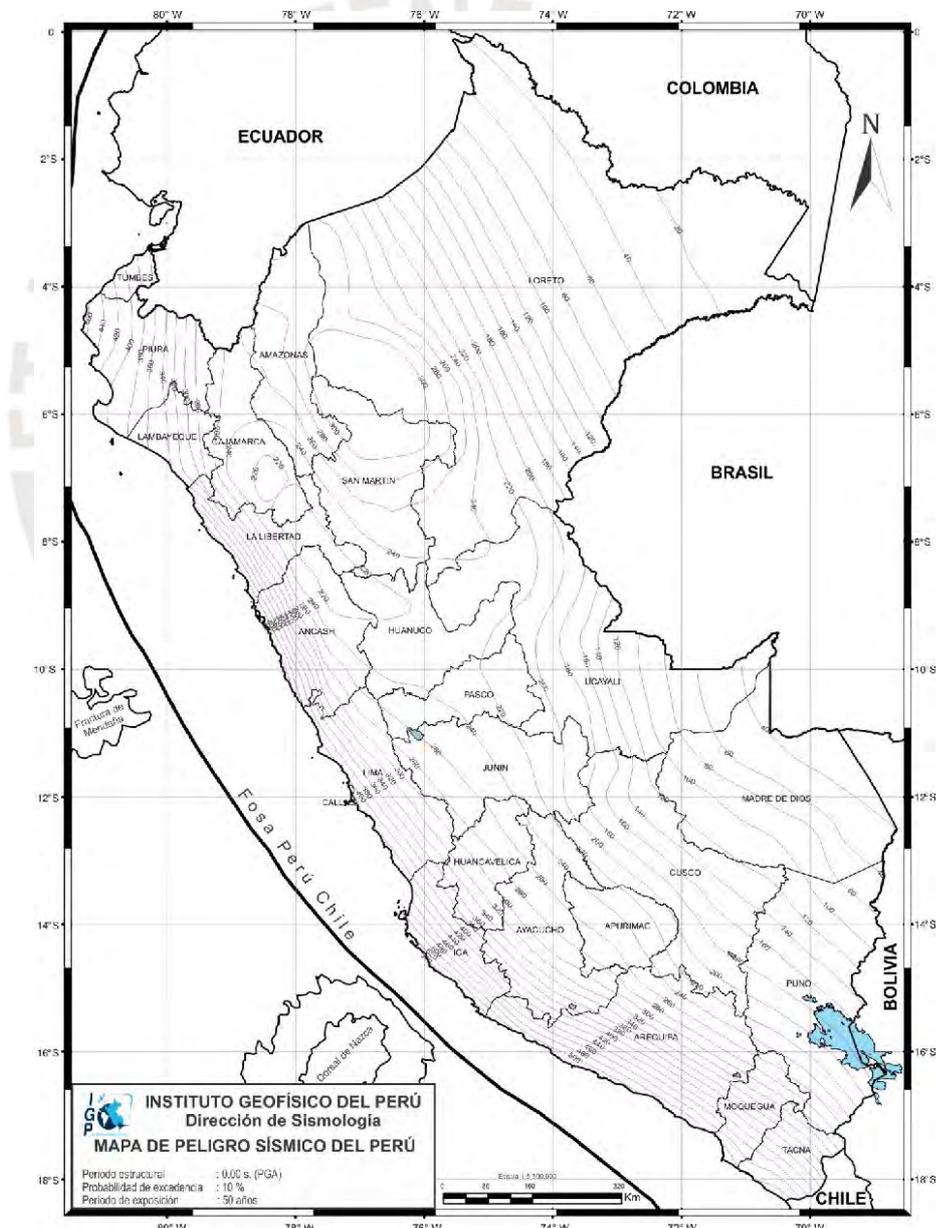


Imagen 2.1 Mapa de Isoaceleraciones considerando periodo de retorno de 50 años con el 10% de probabilidad de excedencia. Fuente: IGP.

Es en base a este tipo de estudios que se plantean los parámetros para el diseño sísmico resistente. Por ejemplo, se puede encontrar en la norma E.030 una zonificación del territorio peruano que plantea una distribución homogenizada de las aceleraciones en la región, en donde para cada zona se tiene una aceleración para un periodo de retorno de 50 años y una probabilidad de excedencia del 10%. Es evidente que los estudios de riesgo sísmico en el Perú que se han realizado permiten tener la información que se requiere para poder realizar diseños de edificios que se ajusten a las condiciones de este



Imagen 2.2 Zonas Sísmicas. Fuente: Ministerio de Construcción y saneamiento.

## 2.2.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Es una herramienta que permite estudiar el desempeño de una estructura ante solicitaciones preestablecidas y/o externas, donde el desempeño se evalúa a partir de criterios como la resistencia, rigidez, estabilidad, durabilidad y seguridad. En la ingeniería estructural esta herramienta es parte integral de los proyectos de diseño, donde la predicción del comportamiento de la estructura es fundamental. Viendo al diseño como un proceso iterativo, el análisis permite determinar si una estructura cumple con los requerimientos de seguridad y servicio impuestos por los códigos de diseño; pudiendo así, luego de plantear un diseño preliminar y estimar las cargas que se espera actúen en la estructura, refinar el diseño hasta su etapa final (Kassimali, 2015).

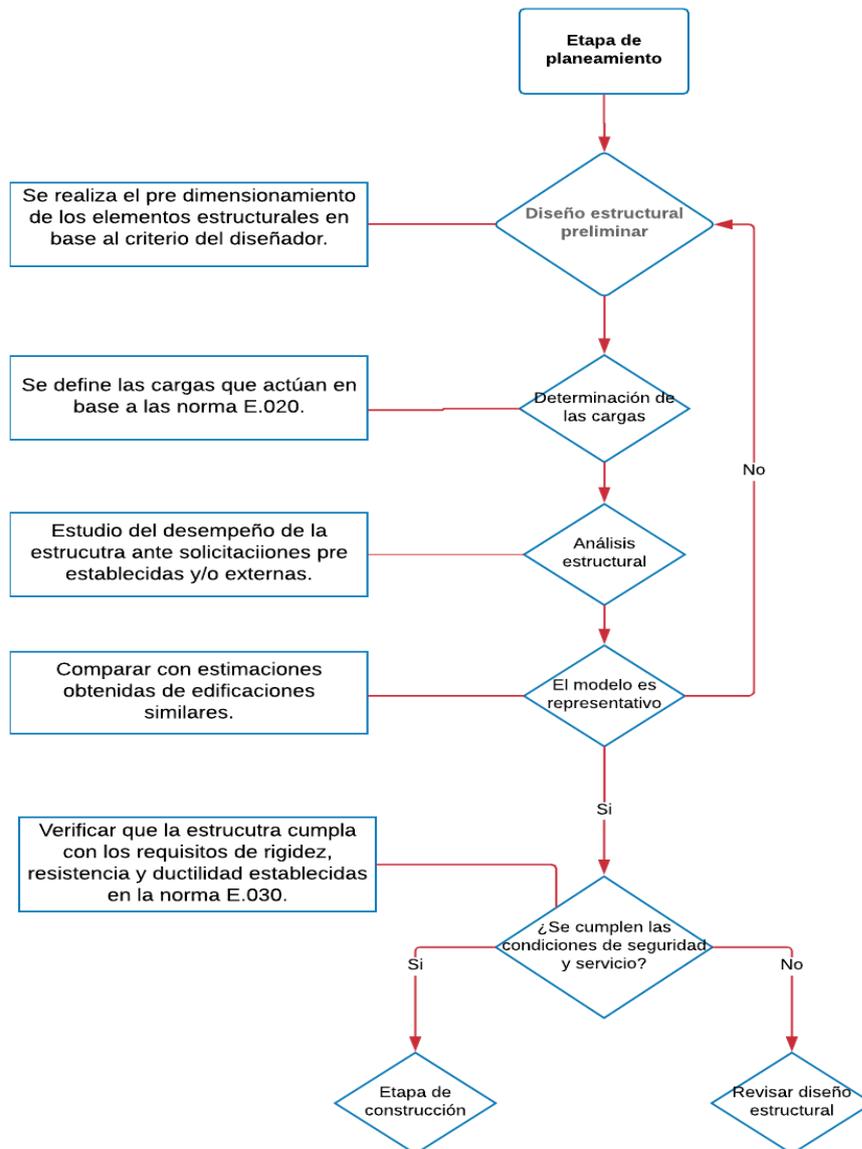


Imagen 2.3 Proceso de diseño estructural. Adaptado: Kassimali, A

Se pueden distinguir tres fases en el análisis estructural: modelado, cálculo e interpretación. De las cuales para la ingeniería estructural las más importantes son el modelado y la interpretación pues los detalles de cómo se logra realizar los cálculos se puede considerar irrelevante. Es decir, lo fundamental para el análisis será generar un modelo que represente de la mejor manera a la estructura real y brinde resultados útiles, y por otro lado utilizar estos resultados para tomar decisiones en el diseño de la estructura (Powel, 2010).

### **2.2.3. MODELOS DE ANÁLISIS**

Los modelos estructurales son representaciones simplificadas de estructuras reales, cuyo objetivo es reproducir con la mayor precisión el comportamiento de la estructura que se busca analizar. Para reducir las complicaciones que implica el análisis de una estructura real, se desprecian los efectos que tendrán poca influencia en el desempeño de esta (Kassimali, 2015). En otras palabras, un modelo no debe ser necesariamente la representación exacta de la estructura; más bien lo que se busca, como propone Powell (2010), es que represente con la suficiente precisión, economía y detalle a la estructura, permitiendo que los resultados del análisis sean útiles para la ingeniería estructural.

Para lograr representar correctamente a la estructura el modelo deberá considerar la geometría de los elementos estructurales y cómo estos se vinculan entre sí, las características de los materiales que componen a estos, las solicitaciones a las que estará sometida durante su construcción y a lo largo de su vida útil, y los métodos de cálculo que se emplearán para el análisis. (U de Sevilla, s.f.).

De acuerdo con Powell (2010) existen dos tipos de modelos empleados usualmente para representar una estructura completa de la manera anteriormente descrita. El primero, un modelo de elementos finitos en donde se tiene un número finito de elementos de dimensiones definidas. El segundo, un modelo de elementos continuos en el que se tiene un número infinito de elementos de dimensiones muy pequeñas. En el presente estudio se emplearán modelos de elementos finitos, que también se puede ver como un modelo de elementos unidos por nodos.

Según Powell (2010) los modelos de elementos unidos por nodos deben tener las siguientes características:

- Los nodos son rígidos y elementos en el espacio. Además, pueden desplazarse en este.
- Los elementos estructurales deben ser deformables y se podrán desplazar.
- Sobre los nodos pueden actuar tres tipos de fuerzas. Estas pueden ser cargas externas, fuerzas de restricción externas y fuerzas internas ejercidas sobre el nodo por los elementos a los que se vincula.
- Sobre los elementos pueden actuar dos tipos de fuerzas. Las cuales pueden ser cargas externas aplicadas al elemento o fuerzas internas de los nodos a los que está vinculado.
- Los nodos y elementos deberán estar en equilibrio como cuerpos libres.
- Los elementos estructurales deberán encajar entre los nodos que lo conectan.
- Se debe conocer las relaciones fuerza- desplazamiento de cada elemento.

De lo descrito anteriormente, podemos entender que este tipo de modelos representa a la estructura mediante un conjunto de elementos estructurales de diversos tipos, cada uno de los cuales servirá para representar el funcionamiento del elemento en la estructura real. Powell (2010) propone que los tipos más comunes de elementos son:

- Elemento lineal, el cual se puede considerar como una línea unida por dos nodos en sus extremos. Estos pueden ser de tipo armadura que únicamente tiene rigidez axial o de tipo pórtico que considera además la rigidez a flexión y torsional.
- Elemento de membrana, es un elemento de superficie que solo considera los efectos en el plano. Donde los elementos por lo menos deberán tener nodos en sus vértices.
- Elemento sólido, el cual comprenderá los efectos en un volumen delimitado, el cual por lo menos deberá tener nodos en cada uno de sus vértices.
- Elemento de carcasa, que es un elemento de superficie con rigidez en su plano y rigidez a flexión fuera de este.

Otro aspecto importante en estos modelos es que los elementos están conectados entre sí únicamente por los nodos. Esta conexión deberá representar correctamente las condiciones límite de los elementos en la estructura real respetando las restricciones a las que estarán sometidos.

## 2.2.4. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

La respuesta de un edificio ante las solicitaciones que le impone un sismo dependerá de la interacción entre la estructura, cimentación, y el medio que la rodea (FEMA, 2009). Durante un evento sísmico las ondas generadas en la zona de ruptura se propagan a través del suelo, las cuales se transmitirán hacia la estructura generando el desplazamiento de la misma. Además, la presencia de esta modificará el comportamiento del suelo que la rodea. A esta influencia mutua en el comportamiento estático o dinámico de estos elementos se le conoce como interacción suelo-estructura (ISE) (Wong, 1975).

Los efectos estáticos se generan a partir de fuerzas gravitatorias, mientras que los dinámicos a partir de movimientos en el terreno producidos por eventos sísmicos. Para lograr una comprensión de esta interacción se deberá considerar la forma en que se propagan las ondas en el suelo, las características dinámicas de este y la dinámica de la estructura. Para un mejor entendimiento de la ISE se puede realizar un análisis cualitativo del comportamiento de dos edificaciones, una cimentada sobre roca y otra sobre un suelo blando. En el primer caso, representado en la Figura 2.4, no existirán diferencias entre los movimientos de las partes de la estructura que se encuentren por debajo de la superficie. En contraste, para el segundo caso, representado en la Figura 2.5, si se podrán presentar desplazamientos relativos entre los distintos puntos de la estructura que se encuentran embebidas en el suelo; esto es posible siempre y cuando la rigidez del suelo lo permita (Fernández, 2013).

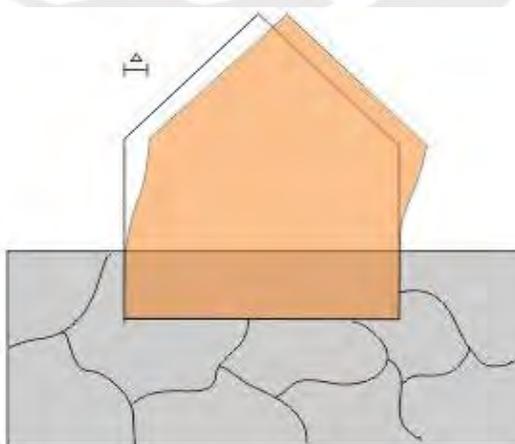


Imagen 2.4 Estructura cimentada sobre roca. Adaptado de: Fernández (2013).

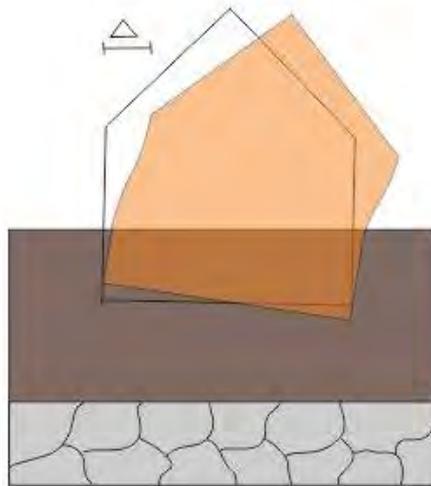


Imagen 2.5 Estructura cimentada sobre suelo. Adaptado de: Fernández (2013).

La dinámica del sistema suelo-estructura se puede entender de mejor manera como el producto de los efectos de sitio, la interacción cinemática y la interacción inercial. Cuando un estrato de suelo apoyado sobre el lecho rocoso es perturbado por un sismo oscilará de forma distinta que la roca, esto se representa en la Figura 2.6. La principal diferencia es la flexibilidad del suelo que permite mayores desplazamientos; además, el suelo modificará el contenido de frecuencias del sismo. A estas modificaciones se les conoce como efectos de sitio. Estos no se pueden considerar como producto de la interacción suelo-estructura, pero son determinantes en el comportamiento dinámico del sistema. Los efectos de sitio son los fenómenos más estudiados y sus efectos se incluyen en los reglamentos de diseño mediante los espectros de sitio o de diseño (Fernández, 2013).

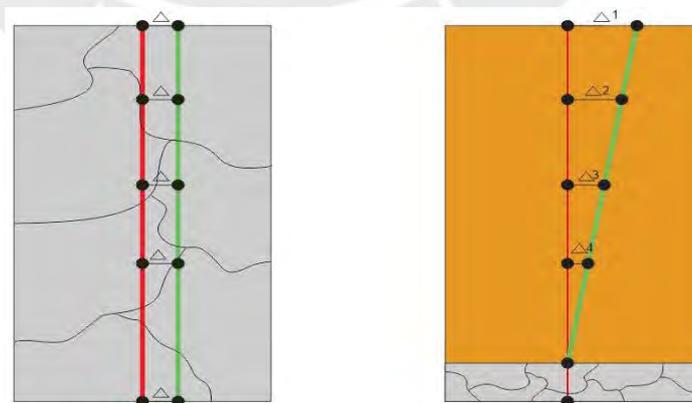


Imagen 2.6 Desplazamientos de una estructura cimentada sobre roca y suelo. Adaptado de: Fernández (2013).

La Interacción inercial según el NEHRP (2012) comprende a los desplazamientos y rotaciones que puede sufrir la base de una edificación producto de las fuerzas de inercia que interactúan en la superestructura durante los eventos sísmicos. Las variaciones más importantes que puede provocar este tipo de interacción son la modificación del periodo fundamental y el amortiguamiento del sistema.

La interacción cinemática es producto de la diferencia entre la rigidez que existe entre la cimentación de una edificación y el suelo que la rodea, esta diferencia cambia la forma en que el suelo se desplaza al momento de recibir la perturbación de un sismo. Estas variaciones se pueden explicar por dos fenómenos. El primero, indica que la estructura al desplazarse mueve junto con ella a la porción de suelo que se encuentra rodeándola. El segundo, plantea que los movimientos del terreno se van reduciendo con la profundidad y que las partes de la estructura que se encuentran en su base restringen a la vez el desplazamiento de los demás niveles (NEHRP, 2012).

En la investigación realizada por Arquíñego y Velásquez (2020) se estudió el efecto de la ISE para una edificación de 4 niveles con irregularidad en planta; en ella concluyen que, para una estructura de periodo corto, las cortantes se ven reducidas y los desplazamientos de entrepiso incrementados, volviendo importante verificar que se sigan cumpliendo las exigencias de derivas establecidas en la Norma E.030.

Por otro lado, León (2016) analizó una edificación de 5 niveles, con irregularidad en planta, apoyada en un estrato de arena limosa con  $q_{adm}$  de 2.5 kg/cm<sup>2</sup>. En el estudio se concluye que, bajo estas condiciones, al incluir los efectos de la ISE se aprecia un incremento de alrededor del 30% en los desplazamientos del edificio. Además, en sus conclusiones agrega que la altura del edificio es un parámetro importante al evaluar los efectos de este fenómeno.

Por último, Picón y Ruiz (2019) realizaron un trabajo de investigación para determinar la significancia de incluir la ISE mediante un análisis comparativo de pórticos 2D; para el cual emplearon resortes para simular las propiedades del suelo de apoyo. Los resultados obtenidos muestran que, al incluir la ISE, las fuerzas internas en la estructura se ven modificadas; lo que produce una redistribución de momentos en las vigas y puede influir en el cálculo del refuerzo.

Actualmente existen modelos que permiten incluir las propiedades más relevantes de la ISE en el análisis estructural y es importante conocer las limitaciones que estos métodos plantean para poder emplear el más adecuado para cada caso de estudio. Dentro de los más conocidos están los siguientes:

A. Modelo de Winkler, o modelo del coeficiente de Balasto. Este modelo, según Santana (2010) considera que el comportamiento de cualquier punto del terreno se puede representar como un soporte que actúa únicamente en la dirección de la aplicación de la carga. Donde la deformación de este depende de una relación lineal del tipo:

$$q(x) = K v(x)$$

Donde  $q(x)$  representa la presión que se transmite al terreno,  $v(x)$  al asentamiento que experimenta el suelo y  $K$  representa al coeficiente de Balasto. Además, es importante resaltar que para este modelo el comportamiento de cada punto es independiente de los demás puntos del terreno. Así mismo, este modelo no puede representar las deformaciones fuera del área cargada y por ello no se considera representativo de suelos que tienen cohesión o capacidad cortante.

B. Modelo de Pasternak. Santana (2010) propone que se puede entender a este modelo como una variante del anterior, pero en el que cada soporte independiente está unido mediante un elemento a cortante puro. Para el cual las tensiones tangenciales a lo largo de la sección de corte son:

$$\tau_{xy} = \mu \frac{dv(x)}{dx}$$

Donde  $\mu$  es el coeficiente de rigidez transversal del elemento de cortante puro. Entonces la ecuación de equilibrio del tramo en contacto con el suelo será la siguiente:

$$q(x) = K v(x) - \mu \frac{dv^2(x)}{dx^2}$$

C. Modelo del semiespacio elástico linealmente deformable. Según Villarreal (2009) este representa a la masa de suelo como un conjunto tridimensional compuesta por elementos finitos, además considera que esta masa es homogénea, isotrópica y elástica. Para la cual las principales propiedades son el módulo de corte  $G$ , la razón de poisson  $\nu$ , y los coeficientes de balasto en dirección vertical ( $C1$ ) y horizontal ( $C2$ ).

$$C1 = \frac{Es}{[Hc \cdot (1 - \mu_s^2)]}$$

$$C2 = \frac{Es \cdot Hc}{[6 \times (1 - \mu_s)]}$$

$$Es = \frac{\sum(\sigma_{zPK} \cdot h_K)}{\sum\left(\frac{\sigma_{zPK} \cdot h_K}{E_K}\right)} \quad \mu_s = \frac{\sum(\mu_K \cdot h_K)}{H_C}$$

Para las ecuaciones se tiene cumple lo siguiente:

n = número de subestratos.

$\sigma_{zPK}$  = esfuerzo medio vertical en el subestrato n.

hn = espesor del subestrato n.

Kn = módulo de balasto del subestrato n

$\mu_n$  = coeficiente de poisson del subestrato n.

HC = profundidad del suelo comprimido o espesor del estrato.

Partiendo de lo anterior y tomando en cuenta los resultados y recomendaciones de los investigadores, la presente tesis empleará una variante del modelo del semiespacio elástico linealmente deformable que menciona Genner Villareal, en la cual las propiedades mecánicas del suelo que se usan para generar el modelo elástico de este son el coeficiente de poisson  $\nu$ , el módulo de corte G y el módulo de elasticidad E. Donde el suelo se representa tridimensionalmente como una masa de prismas rectangulares con dimensiones estandarizadas.

### 2.2.5. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS SUELOS

En todo proyecto que involucre la construcción de edificaciones es necesario realizar un estudio de mecánica de suelos que permita conocer las propiedades y el comportamiento de estos. A partir de los parámetros obtenidos en estos estudios se podrá realizar una mejor estimación de las solicitaciones a las que estará sometida la edificación durante su vida útil.

En el desarrollo de esta tesis las propiedades más importantes son el módulo de elasticidad "E", módulo de corte "G", relación de poisson " $\nu$ " y coeficiente de balasto "K".

El módulo de elasticidad “E” es la relación entre el esfuerzo y la deformación unitaria cuando el material se encuentra en el rango elástico. Por otro lado, un material que es deformado en una dirección, producto de una fuerza en la misma, presentará deformaciones por contracción o expansión en las direcciones transversales; la relación entre la deformación unitaria lateral y la deformación unitaria axial es conocida como relación de poisson “v” (Beer, Johnston, DeWolf y Mazurek, 2013).

Cuando una fuerza F actúa paralela a una de las caras de un cuerpo mientras otra permanece fija se presenta un cambio en la forma mas no en el volumen. Esta relación de esfuerzo y deformación es conocida como el módulo de corte o módulo de cizalla G, el cual es una propiedad mecánica de cada material (Beer et al., 2013).

Para todo material que se encuentre dentro del rango elástico se tiene la siguiente relación entre G, E y v.

$$E = \frac{G}{2(1 + \nu)}$$

Por último, es importante definir el coeficiente de balasto, el cual es una relación entre la presión y el asentamiento necesarios para generar una deformación de 0.05” en el suelo. Para obtener este coeficiente es necesario realizar un ensayo simple de carga sobre el terreno, empleando una placa indeformable cuadrangular de 30 cm de lado o circular con un diámetro de 30 cm. (Terzaghi, 1955)

$$C = \frac{q}{y}$$

C = K = coeficiente de balasto

Q= presión ejercida

Y= asentamiento de la placa

Tabla 2.1 Valores propuestos para el valor de  $k_{30}$  (kg/cm<sup>3</sup>). Fuente: Terzaghi, Peck y Mesri (1996)

Valores de $k_{30}$ propuestos por Terzaghi			
Tipos de suelo			K30 max
Arena seca o húmeda	Suelta	0.64	1.92
	Media	1.92	9.6
	Compacta	9.6	32
Arena sumergida	Suelta	0.8	
	Media	2.5	
	Compacta	10	
Arcilla	$q_u=1-2$ kg/cm <sup>2</sup>	1.6	3.2
	$q_u=2-4$ kg/cm <sup>2</sup>	3.2	6.4
	$q_u>4$ kg/c <sup>2</sup>	>6.4	

### 2.2.6. MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

Los modelos estructurales se pueden clasificar en dos ramas, los discretos y los continuos. Los primeros, son aquellos formados por elementos definidos y unidos entre sí por medio de puntos concretos. Los segundos, son sistemas formados por una gran cantidad de puntos de unión; para los cuales es casi imposible resolver la estructura por medio de ecuaciones de equilibrio (Celigüeta, 2011). En el análisis estructural es frecuente encontrar estructuras que funcionan como elementos continuos, la losa presentada en la figura 2.7 es un ejemplo de este tipo de elemento.

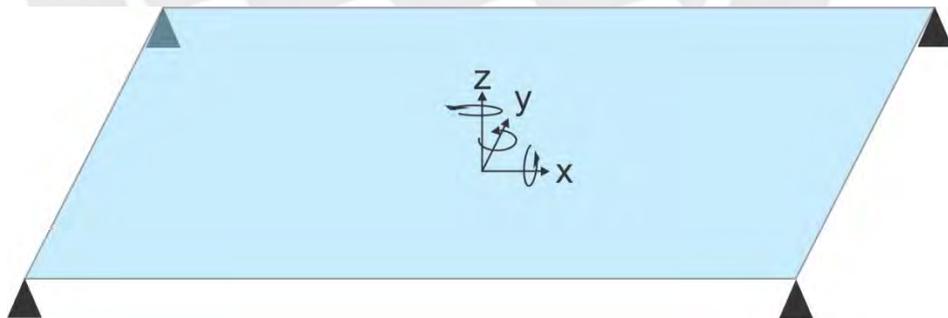


Imagen 2.7 Elemento continuo (losa). Fuente: propia

Debido a la complejidad para resolver este tipo de elementos de varias uniones, surge el método de elementos finitos (MEF). El cual, tiene como fundamento la transformación de un modelo continuo en uno discreto, como se muestra en la figura 2.8 (Hernández, 2010). Según Graham (2010), esto se realiza mediante la unión de un número finito de nudos rígidos ubicados en el espacio; estas conexiones pueden darse por medio de líneas, triángulos u otra forma geométrica conocida. Estos nudos cuentan con las propiedades de la

estructura que se evalúe, en un sistema de 3 dimensiones cada nudo entra la propiedad de desplazarse y rotar, en total se tendrá 6 grados de libertad (3 rotaciones y 3 desplazamientos). Con la aplicación de este método se es capaz de resolver ecuaciones diferenciales por medio de aproximaciones discretas (Universidad de Chile, s.f.).

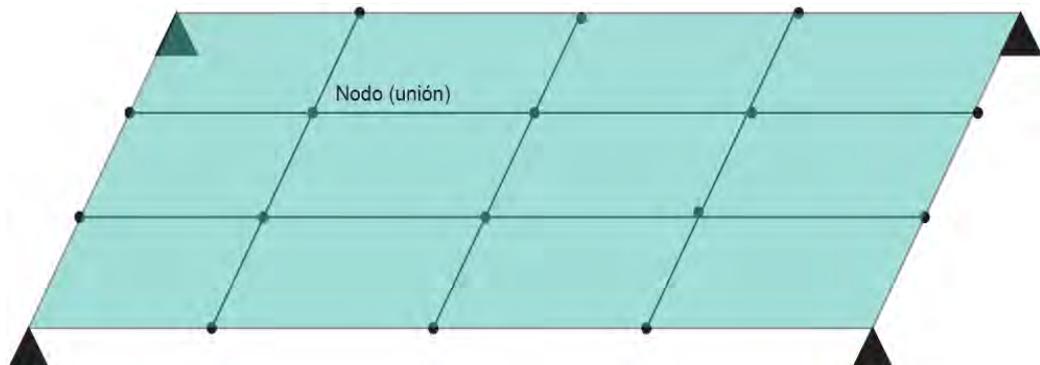


Imagen 2.8 Discretización de un elemento continuo. Fuente: propia

Para esta tesis se empleará el MEF para analizar la porción de suelo que rodea a los sótanos de la estructura evaluada. Para llevar a cabo esto, se deben considerar dos parámetros fundamentales. El primero, pueden existir dos elementos diferentes que tengan puntos en común, solamente si son en los límites de estos. El segundo, que el mallado del objeto de estudio no debe dejar espacio vacío dentro y la geometría que lo conforma debe ser lo más parecido a la real (Dattaraj, s.f.).

## **CAPÍTULO 3: MARCO NORMATIVO**

### **3.1. NORMA E.020**

La norma E.020 CARGAS define la carga muerta como toda que siempre está presente en la edificación como por ejemplo el peso propio de los materiales constructivos, dispositivos de servicio y/o equipos mecánicos. Por otro lado, se define a la carga viva como aquella presente en la edificación temporalmente, como es el caso del peso de los ocupantes, muebles, materiales y equipos móviles.

Se realizó el análisis estructural de esta edificación utilizando el programa SAP2000 para lo cual durante el modelado se tuvo en cuenta las siguientes consideraciones.

Para los niveles +1 al +15:

- Losa maciza: Carga muerta (CM) de 0.48 ton/m<sup>2</sup>.
- Losa aligerada: Carga muerta (CM) de 0.30 ton/m<sup>2</sup>.
- Piso terminado: Carga muerta (CM) de 0.10 ton/m<sup>2</sup>.
- Sobrecarga: Carga viva (CV) de 0.30 ton/m<sup>2</sup>.

Para los niveles de sótano:

- Losa maciza: Carga muerta (CM) de 0.6 ton/m<sup>2</sup>.
- Piso terminado: Carga muerta (CM) de 0.10 ton/m<sup>2</sup>.
- Sobrecarga: Carga viva (CV) de 0.25 ton/m<sup>2</sup>.

### **3.2. NORMA E.030**

#### **3.2.1. ANÁLISIS ESTÁTICO**

El análisis estático o también llamado de fuerzas estáticas equivalentes, aplica las solicitaciones sísmicas como fuerzas en el centro de masa de cada diafragma de la edificación. La fuerza aplicada es la cortante basal cuya magnitud es estimada en base a distintos parámetros probabilísticos, cada país considera su propia realidad en la determinación de los parámetros a utilizar. Según la norma E.030 la fuerza cortante basal se calcula con la expresión:

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R} \cdot P;$$

C/R: no se considera menor que 0.11.

Z: factor de zona, es la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.

Tabla 3.1 Factores de Zona. Fuente: Norma E.0.30 Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018)

Tabla N° 1 FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

S, Tp, Tl: parámetros de sitio, se considera el tipo de perfil que mejor represente las condiciones locales.

Tabla 3.2 Factores de suelo. Fuente: Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento (2018)

ZONA	SUELO	SUELO			
		S0	S1	S2	S3
Z4		0.80	1.00	1.05	1.10
Z3		0.80	1.00	1.15	1.20
Z2		0.80	1.00	1.20	1.40
Z1		0.80	1.00	1.60	2.00

Tabla 3.3 Periodos Tp y Tl. Fuente: Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento (2018)

	Perfil de suelo			
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
T <sub>p</sub> (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T <sub>L</sub> (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

C: factor de amplificación sísmica

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$$

U: factor de uso, ver tabla N°5 de la norma E.030.

R: coeficiente de reducción de la fuerza sísmica, ver los valores en la tabla N°7 de la norma E.030.

Esta fuerza total se distribuye en la altura en cualquier nivel  $i$ , mediante la razón

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

- $n$ : número de pisos del edificio

- $k$ : está asociado al periodo de la estructura de acuerdo a: para  $T$  menor o igual a 0.5 segundos  $K=1$ , en caso contrario se calcula como  $(0.75+0.5T) \leq 2,0$ .

La norma nos proporciona una forma de estimar el periodo de la edificación en función al tipo de edificio que se está analizando, en nuestro caso el periodo será obtenido por medio del software SAP2000. Adicionalmente, para las estructuras con diafragmas rígidos, se debe considerar una excentricidad propia de la estructura por efecto de las excentricidades accidentales considerando 0.05 la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la del análisis (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018).

### 3.2.2. ANÁLISIS DINÁMICO

A diferencia del análisis estático en el cual se aplican fuerzas proporcionales a la cortante basal distribuidas en cada uno de los diafragmas que conforman al edificio, el análisis dinámico utiliza un espectro de aceleraciones en función al periodo de la estructura. Una estructura de varias masas puntuales se puede mantener en vibración libre tomando muchas formas, cada una de ellas con su propio periodo de vibración (Muñoz, 2018). Cada modo de vibración está asociado a una aceleración en el espectro, esta aceleración es transmitida del suelo a la estructura produciendo el movimiento de la edificación. Todo diseño estructural debe hacerse utilizando la combinación de los resultados de los análisis dinámicos de los distintos modos de vibrar de la estructura en cuestión (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018).

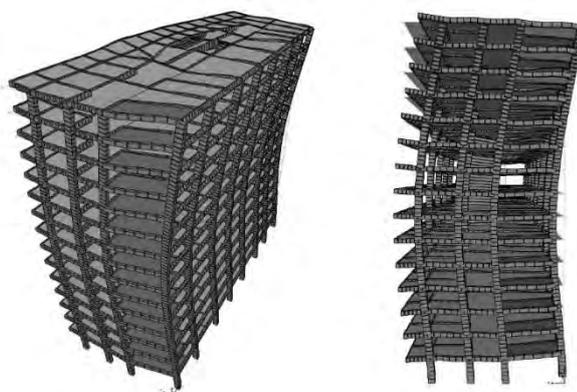


Imagen 3.1 Modos de vibración 3, modelo 1. Fuente: propia.

La norma E.030 establece que para cada dirección horizontal se utiliza un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por

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

Al igual que en el análisis estático, para las estructuras con diafragmas rígidos, se debe considerar una excentricidad propia de la estructura por efecto de las excentricidades accidentales considerando 0.05 la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la del análisis (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018).

### 3.3. NORMAS INTERNACIONALES

Actualmente son pocos los países que han normalizado la interacción suelo estructura para su aplicación y lo más común es que estos propongan distintos métodos y conceptos sobre este fenómeno. Las normas de países como Estados Unidos y Rusia aceptan la importancia de este fenómeno y dan propuestas para su análisis.

#### 3.3.1. NORMA AMERICANA NIST GCR 12-917-21 (2012)

Se considera una estructura de 1 grado de libertad con rigidez  $k$ , masa  $m$ , en reposo en una base fija. Se le aplica una fuerza  $F$  y una deflexión  $\Delta$ . Donde:

$$\Delta = \frac{F}{k}$$

Se sabe que de la dinámica de estructuras la frecuencia natural de vibración  $\omega$  y el periodo  $T$  está dado por las siguientes relaciones:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}, T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

Sustituyendo las ecuaciones se obtiene la siguiente expresión para el periodo:

$$T^2 = (2\pi)^2 \frac{m}{\left(\frac{F}{\Delta}\right)} = (2\pi)^2 \frac{m\Delta}{F}$$

Si ahora se considera la misma estructura, pero esta vez con sistemas verticales, horizontales y de giro en su base como representación de los efectos de la flexibilidad del terreno en contra la fundación rígida. Se tiene:

- $K_z$ : rigidez vertical en la dirección  $z$

- $K_x$ : rigidez horizontal en la dirección  $x$
- $K_{yy}$ : rigidez al giro, en el plano de  $x$ - $z$ .

Si la misma fuerza  $F$  es aplicada para generar movimiento en la dirección  $X$ , la estructura se dobla en el punto base, se crea un momento y esfuerzo de corte producto del giro. Por lo que la deflexión  $\Delta$  pasa a ser:

$$\Delta = \frac{F}{k} + \frac{F}{K_x} + \left( \frac{F * h}{k_{yy}} \right) h$$

Entonces,

$$T = \sqrt{1 + \frac{k}{k_x} + \frac{kh^2}{k_{yy}}}$$

Esta ecuación puede ser utilizada en estructuras de varios grados de libertad, donde  $h$  es la altura del centro de inercia para la primera forma de modo. También llamado altura modal efectiva (ASCE, 2010).

La manera de relacionar la interacción del suelo con la estructura que se produce en las cimentaciones puede realizarse utilizando las fórmulas propuestas por Westman (1971), y Veletsos y Wei (1971).

$$\bar{k}_j = k_j + i\omega c_j$$

Donde:

$\bar{k}_j$  denota la función de relación de valor complejo

$j$  es un índice que indica los modos de desplazamiento en traslación o rotación

$k_j$  y  $c_j$ : dependencia de frecuencia en rigidez de fundación y coeficientes de amortiguamiento

### 3.3.2. NORMA EUROPEA – MODELO DINÁMICO RUSO SNIP 2.02.05-87

Los coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico uniforme  $K_x$  (ton/m); compresión elástica uniforme  $K_z$  (ton/m); compresión elástica no uniforme  $K_{\varphi x}$ ,  $K_{\varphi y}$  (ton.m) y desplazamiento elástico no uniforme  $K_{\varphi z}$  (ton.m) (Villareal, 2016) se calculan con las fórmulas:

$$K_x = K_y = C_x A$$

$$K_z = C_z A$$

$$K_{\varphi x} = C_{\varphi x} I_x$$

$$K_{\varphi y} = C_{\varphi y} I_y$$

$$K\psi_z = C\psi_z I_z$$

Donde:

- A: área de la platea de cimentación
- $I_x, I_y$ : son los momentos de inercia de la platea respecto a los ejes X e Y
- $I_z$ : es el momento de inercia de la platea respecto al eje vertical Z
- $C_z$ : coeficiente de compresión elástica uniforme (ton/m<sup>3</sup>) se determina por medio de ensayos experimentales. En caso no exista esta información se puede determinar utilizando esta fórmula:

$$C_z = boE \left( 1 + \sqrt{\frac{A10}{A}} \right)$$

Donde:

o bo: es el coeficiente de corrección de unidad de medida (m-1).

Para suelos arenosos = 1

Para arenas arcillosas = 1.2

Para arcillas, cascajos, gravas, cantos rodados, arenas densas y muy densas = 1.5

o E: módulo de elasticidad del suelo de fundación

o A10 = 10 m<sup>2</sup>

o A: área de la platea de cimentación

- $C_x$ : coeficiente de desplazamiento elástico uniforme (ton/m<sup>3</sup>)
- $C\phi_x, C\phi_y$ : compresión elástica no uniforme (ton/m<sup>3</sup>)
- $C\psi_z$ : desplazamiento elástico no uniforme (ton/m<sup>3</sup>)

$$C_x = 0.7 C_z$$

$$C\phi_x = C\phi_y = 2 C_z$$

$$C\psi_z = C_z$$

Se deben considerar amortiguaciones relativas  $\beta$  en las propiedades de la base de la cimentación, estas se pueden determinar mediante ensayos de laboratorio, o se puede utilizar la siguiente fórmula:

$$\beta_z = 2 \sqrt{\frac{E}{C_z pm}}$$

Donde:

- E: módulo de elasticidad del suelo de fundación
- Cz: coeficiente de compresión elástica uniforme
- Pm: presión estática media en la base de la cimentación

$$\bullet pm \leq \gamma ts R$$

- $\gamma ts$ : coeficiente de la condición de trabajo del suelo de fundación, 0.7 para arenas saturadas de grano fino o polvorosa y arcillas de consistencia movediza; para el resto de suelos se asume el valor de 1.
- R: resistencia o capacidad portante del suelo de fundación.

Las amortiguaciones relativas para las vibraciones horizontales y rotacionales respecto a sus ejes horizontal y vertical se pueden determinar utilizando las siguientes fórmulas:

$$\beta x = 0.6\beta z$$

$$\beta \varphi x = \beta \varphi y = 0.5\beta z$$

$$\beta \psi z = 0.3\beta z$$

Las características de amortiguamiento del suelo de fundación se determinan por las fórmulas:

$$B_x = B_y = 2\beta x \sqrt{K_x M_x}$$

$$B_z = 2\beta z \sqrt{K_z M_z}$$

$$B_{\varphi x} = 2\beta \varphi x \sqrt{K_{\varphi x} M_{\varphi x}}$$

$$B_{\varphi y} = 2\beta \varphi y \sqrt{K_{\varphi y} M_{\varphi y}}$$

$$B_{\varphi z} = 2\beta \varphi z \sqrt{K_{\varphi z} M_{\varphi z}}$$

Dónde:  $\beta$  es la amortiguación relativa, K son los coeficientes de rigidez y M la masa de la platea de cimentación.

## CAPÍTULO 4: MODELOS Y PARÁMETROS EMPLEADOS

El presente estudio requiere de la comparación de la respuesta sísmica de un edificio obtenida del análisis de tres diferentes tipos de modelos estructurales. Para ello, se realizarán dos tipos de análisis sísmicos siguiendo los parámetros de la normal E.030 de Diseño Sismorresistente, uno estático y otro modal espectral. El contraste de los resultados de ambos análisis servirá para obtener los datos que representarán la respuesta sísmica de la estructura; los datos que servirán de referencia son los desplazamientos elásticos e inelásticos de cada nivel, así como las fuerzas cortantes generadas por las señales sísmicas en las direcciones principales y los periodos fundamentales de vibración de la estructura para los modelos que permitan una estimación correcta.

### 4.1. TIPOS DE SUELOS EMPLEADOS

Los perfiles de suelo que se emplearán en el estudio se definieron tomando en cuenta la clasificación propuesta en la norma E.030, en la cual se consideran desde las condiciones más favorables para cimentar una edificación hasta las más desfavorables. Se optó por tomar las condiciones de cimentación más frecuentes en la ciudad de Lima, la cual se ubica en la Zona Sísmica 4. Los perfiles de suelo más representativos que se pueden identificar en los estudios de microzonificación elaborados por el CISMID (2013), presentados en la Figura 4.1., son el Tipo S1 como el caso de la grava de Lima, Tipo S2 y S3 como el caso de las arenas presentes en el Cono Sur de Lima.

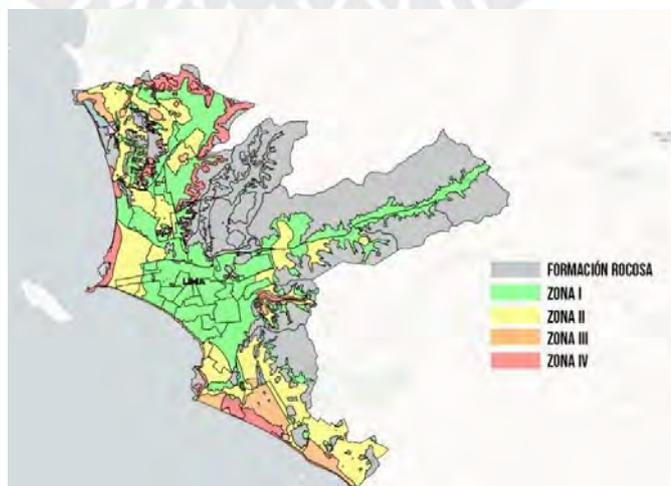


Imagen 4.1 Microzonificación de los distritos de Lima. Fuente: CISMID

El Perfil Tipo S1 hace referencia a materiales de apoyo con alta rigidez con velocidades de propagación de ondas de corte entre 500 m/s y 1500 m/s. Como es el caso de rocas fracturadas, arenas muy densas, gravas arenosas densas o arcillas muy compactas (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018).

El Perfil Tipo S2 hace referencia a materiales de apoyo con rigidez intermedia con velocidades de propagación de ondas de corte entre 180 m/s y 500 m/s. Como es el caso de arena densa de gruesa a media, grava arenosa medianamente densa o suelos cohesivos compactos (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018).

El Perfil Tipo S3 hace referencia a materiales de apoyo con rigidez baja con velocidades de propagación de ondas de corte menores a 180 m/s. Como es el caso de arena media a fina, grava arenosa, suelos cohesivos blandos o suelos de tipo S4 que cumplan ciertos requisitos (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018).

Para la elaboración de los análisis sísmicos previamente mencionados en este capítulo será necesario definir ciertas propiedades que caracterizan el comportamiento del suelo, especialmente las que controlen las deformaciones en las direcciones principales cuando el suelo es sometido a cargas externas. Con la finalidad de facilitar la estimación estas propiedades, se toma como consideración que los tres tipos de perfiles empleados son homogéneos y estarán compuestos por arenas que cumplan con las características requeridas por cada uno.

Entonces, para cada tipo de perfil se asumió valores de  $N_{60}$  que cumplan con los requerimientos de la norma E.030 presentados en la tabla 4.1. Resumen valores típicos para los distintos tipos de perfiles de suelo. De esta manera se definen valores de  $N_{60}$  de 50 para el perfil tipo S1, de 30 para el perfil tipo S2 y de 15 para el perfil tipo S3.

*Tabla 4.1 Clasificación de perfiles de suelo. Fuente: Ministerio de vivienda construcción y saneamiento (2018)*

Perfil	$V_s$	$N_{60}$	$S_u$
$S_0$	>1500 m/s	-	-
$S_1$	500 m/s a 1500 m/s	>50	>100 kPa
$S_2$	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
$S_3$	<180 m/s	<15	25 kPa a 50 kPa
$S_4$	Clasificación basada en el EMS		

El coeficiente de balasto se obtuvo de la tabla 2.1, de la cual se escogieron los valores de 32 kg/cm<sup>3</sup> para suelo tipo S1, 15 kg/cm<sup>3</sup> para suelo tipo S2 y 8 kg/cm<sup>3</sup> para suelo tipo S3.

El módulo de elasticidad se obtuvo a partir de una relación generada empleando la teoría de resistencia de materiales. Como se menciona en el capítulo 2, el coeficiente balasto (C) es la relación entre la presión ejercida en un área (A) de 30cm x 30cm y el asentamiento que se produce ( $\delta$ ) 0.127 cm.

$$C = \frac{F/A}{\delta}. \quad (1)$$

Asumiendo que esa presión actúa sobre un volumen de suelo, como el de la Figura 4.2., de sección transversal A unitaria, longitud L de 6m (alto de los sólidos discretizados) y módulo de elasticidad E.

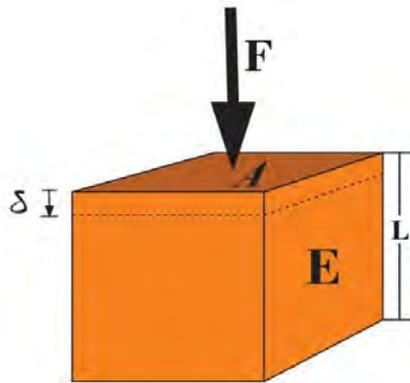


Imagen 4.2 Representación geométrica de una porción de suelo. Fuente: propia.

Tomando en cuenta que la deformación que se produce se puede estimar empleando la ley de Hook con la relación:

$$\delta = \frac{PL}{EA} \quad (2)$$

De (1), calculando el valor de la fuerza F para generar el desplazamiento de 0.127 cm

$$F = C \cdot 0.127 \cdot 900/1000 \quad (3)$$

A partir de esta deducción se obtuvo los siguientes valores para E en ton/m<sup>2</sup>: 17280 para el tipo de perfil S1, de 8100 para el suelo tipo S2 y 4320 para el suelo tipo S3.

Con el empleo de La tabla 4.28, en la que se presentan parámetros elásticos de varios tipos de suelos, se definieron los valores para razón de Poisson de 0.45 para el tipo de perfil S1, 0.35 para el S2 y 0.30 para el S3.

Tabla 4.2 Parámetros elásticos de varios suelos. Fuente: Braja M. Das (2001)

Tipo de suelo	Módulo de elasticidad, E (NM/m2)	Razón de Poisson, $\mu$
Arena Suelta	10-25	0.20-0.40
Areana de compacidad media	15-30	0.25-0.40
Areana densa	35-55	0.30-0.45
Arena limosa	10-20	0.20-0.40
Arena y grava	70-170	0.15-0.35
Arcilla blanda	4-20	
Arcilla media	20-40	0.20-0.50
Arcilla dura	40-100	

Para la estimación del módulo de corte se empleó la siguiente expresión que emplea los valores del módulo de corte y la relación de Poisson.

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Se obtuvo los siguientes resultados para el módulo de corte “G” en ton/m2: 5958 para el tipo de perfil S1, de 3000 para el S2 y 1661 para el S3.

#### 4.2. MODELADO ESTRUCTURAL TIPO 1

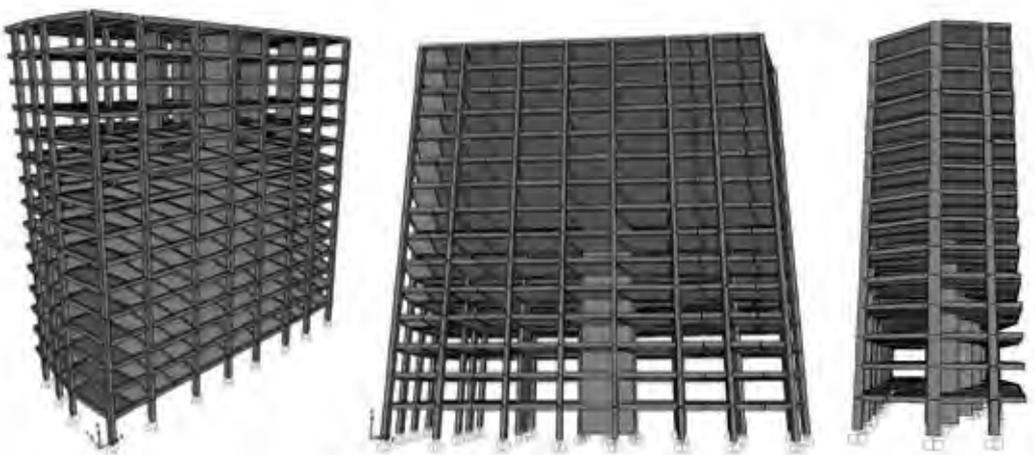


Imagen 4.3 Modelo estructural tipo 1. Fuente: propia

El primer tipo de modelo que será evaluado representa a la superestructura de 15 niveles empotrada a nivel de superficie; con ello, se asume que los niveles que se encuentran por debajo del nivel cero y el suelo que envuelve a la subestructura se

mueven como un conjunto. Es decir, la rigidez del material que sirve de apoyo y da confinamiento a la estructura es suficientemente alta como para no admitir desplazamientos o rotaciones; esto por efecto de las fuerzas de inercia que interactúan con la superestructura durante un sismo, como se muestra en la figura 4.4.



*Imagen 4.4 Estructura cimentada sobre roca. Adaptado de: Fernández Sola, (2013)*

Para elaborar el modelo estructural se emplea el programa SAP2000, el cual representa a la estructura mediante un modelo de elementos finitos; es decir, se analizará un conjunto de elementos estructurales de diversos tipos los cuales se unen mediante nodos. De esta forma, como se puede apreciar en el ejemplo presentado en la Figura 4.5., las columnas y vigas se representaron mediante elementos lineales del tipo “frame”, las placas como elementos lineales con brazos rígido ambos del tipo “frame” para representar el empotramiento de las vigas de mejor manera y finalmente las losas fueron representadas con elementos de superficie “area” del tipo “Shell Thin” que solo consideran efectos en su plano.

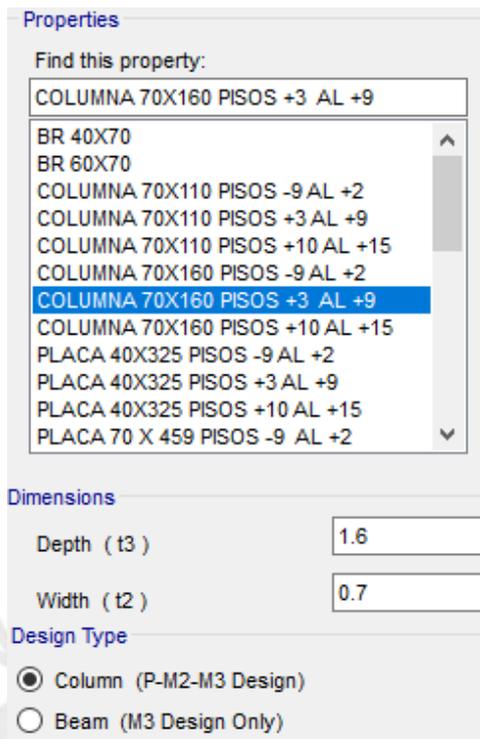


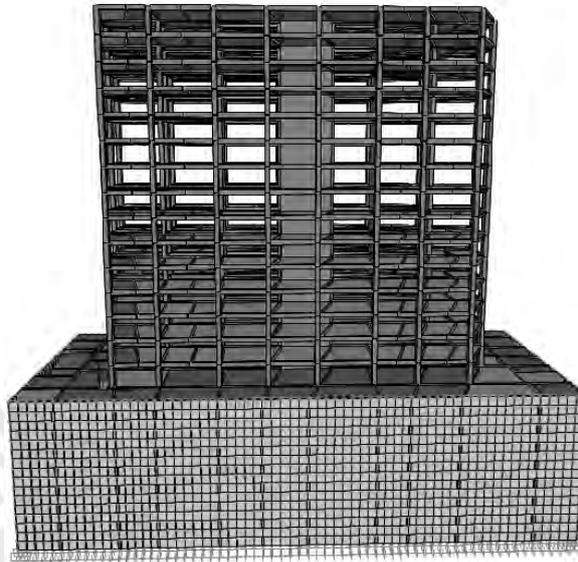
Imagen 4.5 Captura de definición de elementos lineales Fuente: Propia

Actualmente este tipo de modelo es el más empleado en nuestro medio para edificaciones de estructuración corriente y es aceptado en el artículo 30.2.6. de la norma E.030 donde se expresa: “se puede suponer que la estructura está empotrada en la base, o alternativamente considerar la flexibilidad del sistema de cimentación si fuera pertinente” (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018). Por ello, los resultados obtenidos a partir de este modelo serán empleados para evaluar su comportamiento sísmico usando como referencia los requerimientos de la norma E.030. Del mismo modo la estructuración del edificio será la misma para cada tipo de variación en los modelos y estará enfocada a tener un buen comportamiento sísmico para un tipo de perfil de suelo S1 y para la zona sísmica 4.

### 4.3. MODELADO ESTRUCTURAL TIPO 2

El segundo tipo de modelo que será evaluado consta en la representación de la superestructura de 15 niveles; pero, a diferencia del primero, en este se representará también la subestructura y se consideran tres variantes para la cantidad de niveles de sótanos (2,5 y 8 niveles). Así mismo, se tendrán dos variantes para la forma de apoyar la estructura.

En la primera se empotra a la estructura en el nivel de la cimentación como se muestra en la Figura 4.6. Es decir, se asume que la rigidez de suelo que confina a la estructura es nula y por ende este no interviene en su comportamiento dinámico.



*Imagen 4.6 Modelo estructural tipo 2A para 8 niveles de sótanos. Fuente: Propia*

En el segundo se empotra a la estructura en el nivel de la cimentación, pero a la vez se colocan apoyos simples en los contornos de los diafragmas que pertenecen a los sótanos, como se muestra en la Figura 4.7. Es decir, se asume que la rigidez de suelo que confina es lo suficientemente alta como para restringir los desplazamientos o rotaciones de los diafragmas que conforman la subestructura, por efectos de las fuerzas de inercia que interactúan con la superestructura durante un sismo.

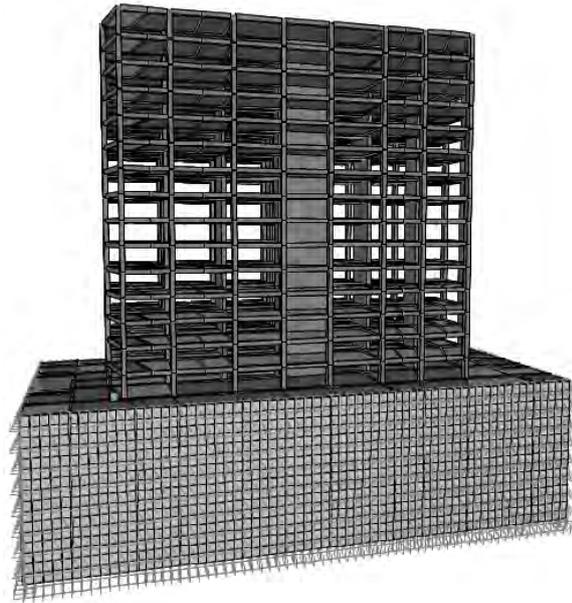


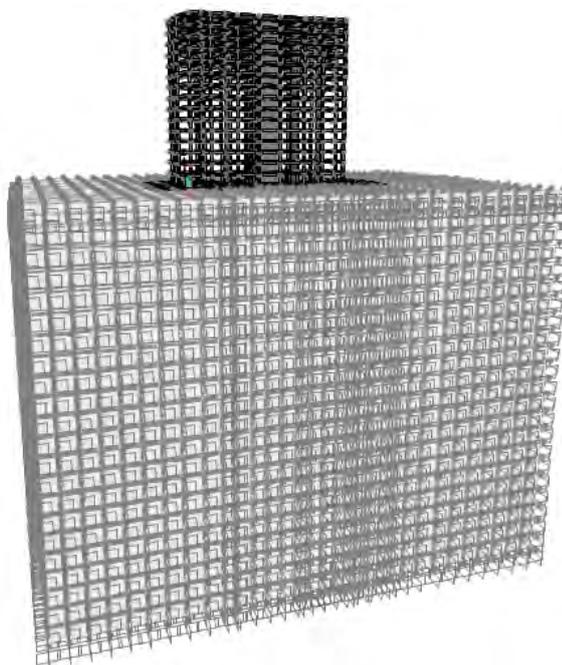
Imagen 4.7 Modelo estructural tipo 2B para 8 niveles de sótanos. Fuente: Propia

Para elaborar el modelo estructural se emplea, al igual que en el modelo anterior, el programa SAP2000, el cual representa a la estructura mediante un modelo de elementos finitos; es decir, se analizará un conjunto de elementos estructurales de diversos tipos los cuales se unen mediante nodos. De esta forma como se puede apreciar en el ejemplo presentado en la Figura 4.7. las columnas y vigas se representaron mediante elementos lineales del tipo “Frame”, las placas como elementos lineales con brazos rígido ambos del tipo “Frame” para representar el empotramiento de las vigas de mejor manera, las losas y los muros perimetrales en los sótanos fueron representadas con elementos de superficie “area” del tipo “Shell Thin” como se muestra en ejemplo representado en la Figura 4.8.

Sections		Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
LA20 PISOS -8 AL +4 LA20 PISOS +5 AL +15 LM20 PISOS -8 AL +4 <b>LM20 PISOS +5 AL +15</b> None		Membrane f11 Modifier	0.001
Type		Membrane f22 Modifier	0.001
<input checked="" type="radio"/> Shell - Thin		Membrane f12 Modifier	0.001
<input type="radio"/> Shell - Thick		Bending m11 Modifier	0.001
<input type="radio"/> Plate - Thin		Bending m22 Modifier	0.001
<input type="radio"/> Plate Thick		Bending m12 Modifier	0.001
<input type="radio"/> Membrane		Shear v13 Modifier	0.001
<input type="radio"/> Shell - Layered/Nonlinear		Shear v23 Modifier	0.001
Thickness		Mass Modifier	1
Membrane	0.2	Weight Modifier	1
Bending	0.2	Material	
		Material Name	+ CONCRETO 280 SP
		Material Angle	0.

Imagen 4.8 Captura de definición de elementos de área. Fuente: Propia

#### 4.4. MODELADO ESTRUCTURAL TIPO 3



*Imagen 4.9 Modelo estructural tipo 3 para 2 niveles de sótanos. Fuente: Propia*

El tercer tipo de modelo es el más importante para la presente investigación, se evaluará la representación de la superestructura de 15 niveles y, al igual que en el segundo modelo, se representa a la subestructura para las tres variantes de niveles de sótanos (2,5 y 8 niveles). A diferencia de los modelos anteriormente descritos, en este se representan las condiciones de apoyo de la estructura (plata) y confinamiento de la subestructura mediante una masa de sólidos. De esta manera, se le da a la subestructura la capacidad de deformarse y rotar, pero con las restricciones impuestas por la rigidez propia de cada dirección de deformación de los sólidos mencionados.

Para elaborar el modelo estructural se emplea el programa SAP2000, el cual representa a la estructura mediante un modelo de elementos finitos; es decir, se analizará un conjunto de elementos estructurales de diversos tipos los cuales se unen mediante nodos. De esta forma como se puede apreciar en el ejemplo presentado en la Figura 4.7. las columnas y vigas se representaron mediante elementos lineales del tipo “Frame”, las placas como elementos lineales con brazos rígido ambos del tipo “Frame” para representar el empotramiento de las vigas de mejor manera, las losas y los muros perimetrales en los sótanos fueron representadas con elementos de superficie “area” del tipo “Shell Thin” como se muestra en ejemplo representado en la Figura 4.6.

Para elaborar la representación del estrato de suelo fueron empleados elementos sólidos de volúmenes determinados del tipo “Solid” como se puede apreciar en el ejemplo presentado en la figura 4.10. Estos elementos tienen nodos en cada uno de sus vértices, los cuales deberán coincidir con los nodos de la estructura y solo se asignaron apoyos en las caras laterales e inferior de la masa de sólidos.

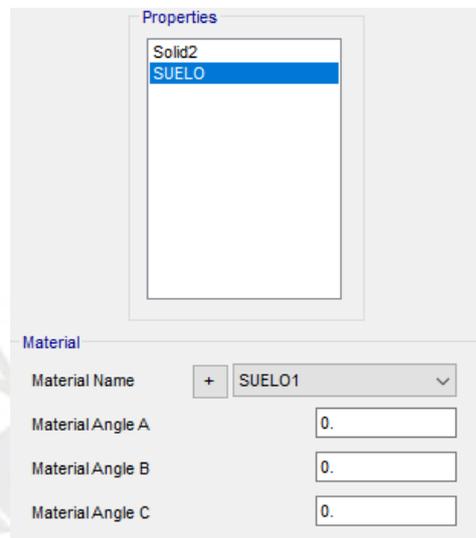


Imagen 4.10 Captura de definición de elementos sólidos. Fuente: Propia

A cada elemento se le fueron asignadas las propiedades correspondientes al tipo de suelo empleado para cada variante de análisis como en el ejemplo mostrado en la figura 4.11.

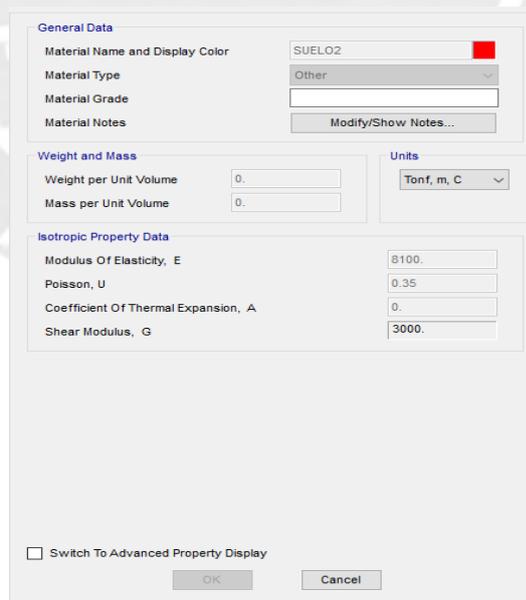


Imagen 4.11 Captura de definición de elemento SOIL. Fuente: Propia

Para la representación del estrato de suelo que interviene en el análisis se consideró una profundidad de “1.5B” que es la profundidad mínima de investigación definida

en la norma E.050 para el caso de cimentaciones superficiales, donde B es la mayor dimensión de la cimentación (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018). Del mismo modo se consideró que la extensión del estrado de suelo en las direcciones horizontales es de  $0.5B$  para cada dirección considerado a partir de las caras de los muros de los sótanos.

El software que se utilizó para modelar el edificio no permite restringir las tracciones en elementos sólidos. De ser posible ello, convertiría el problema en un caso no lineal, lo que implica un cálculo más complejo para lograr una precisión que escapa de los alcances planteados inicialmente. Incluir la no-linealidad del suelo y la estructura, mejorar la precisión de la estratificación de los suelos, así como la discretización de los elementos sólidos sería el siguiente paso para complementar nuestro de caso de estudio, y así poder comparar los resultados con los nuestros para evaluar la practicidad y economía de un análisis más detallado.



## CAPÍTULO 5: RESULTADOS

Con el fin de comprobar que la estructuración del edificio empleada en el presente estudio es correcta, se verificó que se cumplan las exigencias de la norma E.030. En este caso el edificio las Artes se ubica en el distrito de San Borja, Lima, Perú; por ello, le corresponde la zona sísmica cuatro (Z4) y el tipo de suelo que lo soporta es del tipo S1. El sistema estructural es de muros estructurales de concreto armado y no se presentan irregularidades en altura ni en planta, lo que se comprobará a partir del análisis sísmico presentado a continuación.

Los resultados del análisis estático realizado según la norma E.030 se presentan en la tabla 5.1. En esta también se muestran los coeficientes Z, U, C, S y R empleados en el mismo. De igual manera, en las tablas 5.2 y 5.3 se presentan los valores de derivas de entrepiso correspondientes al análisis modal espectral para el cual se empleó el espectro de la norma E.030 vigente.

Tabla 5.1 Análisis estático modelo 1, suelo S1

ANÁLISIS SISMICO X-X		ANÁLISIS SISMICO Y-Y	
Número pisos:	15	Número pisos:	15
Peso total (ton):	24404	Peso total (ton):	24404
Coeficientes ZUCS		Coeficientes ZUCS	
Z=	0.45	Z=	0.45
U=	1	U=	1
S=	1	S=	1
R=	6	R=	6
Tp=	0.4	Tp=	0.4
Tl=	2.5	Tl=	2.5
<b>T(seg)=</b>	<b>1.28</b>	<b>T(seg)=</b>	<b>1.45</b>
C=	0.78	C=	0.69
C/R=	0.130	C/R=	0.115
ZUCS/R	<b>5.86%</b>	ZUCS/R	<b>5.17%</b>
<b>V (ton)=</b>	<b>1429.67</b>	<b>V (ton)=</b>	<b>1262.61</b>

Tabla 5.2 Derivas de entrepiso modelo 1, suelo S1 para la dirección X-X

SISMO X-X						
PISO	H(m)	DESP. ELAS. (mm)	DESP. INELAS. (mm)	DESP. RELA. (mm)	DERIVA	¿CUMPLE?
15	3.85	34.8	156.8	10.9	0.0028	OK
14	3.85	32.4	145.9	11.5	0.0030	OK
13	3.85	29.9	134.4	11.8	0.0031	OK
12	3.85	27.3	122.6	12.1	0.0031	OK
11	3.85	24.6	110.6	12.3	0.0032	OK
10	3.85	21.8	098.3	12.4	0.0032	OK
9	3.85	19.1	085.9	12.3	0.0032	OK
8	3.85	16.3	073.5	12.2	0.0032	OK
7	3.85	13.6	061.4	11.9	0.0031	OK
6	3.85	11.0	049.5	11.4	0.0030	OK
5	3.85	08.5	038.1	10.6	0.0027	OK
4	3.85	06.1	027.6	09.5	0.0025	OK
3	3.85	04.0	018.1	08.0	0.0021	OK
2	4	02.2	010.1	06.3	0.0016	OK
1	4	00.8	003.8	03.8	0.0010	OK

Tabla 5.3 Derivas de entrepiso modelo 1, suelo S1 para la dirección Y-Y

SISMO Y-Y						
PISO	H(m)	DESP. ELAS. (mm)	DESP. INELAS. (mm)	DESP. RELA. (mm)	DERIVA	¿CUMPLE?
15	3.85	39.0	175.6	11.7	0.0030	OK
14	3.85	36.4	163.9	12.1	0.0031	OK
13	3.85	33.7	151.8	12.5	0.0033	OK
12	3.85	31.0	139.3	13.0	0.0034	OK
11	3.85	28.1	126.3	13.3	0.0035	OK
10	3.85	25.1	113.0	13.6	0.0035	OK
9	3.85	22.1	099.4	13.8	0.0036	OK
8	3.85	19.0	085.6	13.8	0.0036	OK
7	3.85	15.9	071.7	13.7	0.0036	OK
6	3.85	12.9	058.0	13.3	0.0035	OK
5	3.85	09.9	044.7	12.6	0.0033	OK
4	3.85	07.1	032.1	11.4	0.0030	OK
3	3.85	04.6	020.7	09.6	0.0025	OK
2	4	02.5	011.0	07.3	0.0018	OK
1	4	00.8	003.7	03.7	0.0009	OK

Con estos resultados se pudo realizar las verificaciones de irregularidad en altura y en planta; además, se verificó que el sistema estructural asumido es el correcto comparando los porcentajes de la fuerza córtate en la base del edificio que toman las columnas y los muros. En las tablas 5.4 y 5.5 se presentan la comprobación de la irregularidad de rigidez.

Tabla 5.4 Irregularidad de rigidez lateral, dirección X-X

SISMO X-X					
PISO	R. LAT (ton/m)	RESPECTO PISO SUP.		RESPECTO PROM. 3 SUP.	
15	4.39 E+09				
14	4.39 E+09	3.72 E+09	OK		OK
13	4.16 E+09	3.72 E+09	OK	3.72 E+09	OK
12	4.16 E+09	3.72 E+09	OK	3.72 E+09	OK
11	4.16 E+09	3.72 E+09	OK	3.72 E+09	OK
10	4.16 E+09	3.72 E+09	OK	3.72 E+09	OK
9	4.16 E+09	3.72 E+09	OK	3.72 E+09	OK
8	4.16 E+09	4.16 E+09	OK	3.72 E+09	OK
7	4.16 E+09	4.16 E+09	OK	3.87 E+09	OK
6	3.72 E+09	4.16 E+09	OK	4.02 E+09	OK
5	3.72 E+09	3.72 E+09	OK	4.16 E+09	OK
4	3.72 E+09	3.72 E+09	OK	4.02 E+09	OK
3	3.72 E+09	3.72 E+09	OK	3.87 E+09	OK
2	3.72 E+09	3.72 E+09	OK	3.72 E+09	OK
1	3.72 E+09	3.72 E+09	OK	3.72 E+09	OK

Tabla 5.5 Irregularidad de rigidez lateral, dirección Y-Y

SISMO Y-Y					
PISO	R. LAT (ton/m)	RESPECTO PISO SUP.		RESPECTO PROM. 3 SUP.	
15	1.59 E+11				
14	1.59 E+11	1.59 E+11	OK		OK
13	1.45 E+11	1.59 E+11	OK	1.59 E+11	OK
12	1.45 E+11	1.45 E+11	OK	1.59 E+11	OK
11	1.45 E+11	1.45 E+11	OK	1.54 E+11	OK
10	1.45 E+11	1.45 E+11	OK	1.50 E+11	OK
9	1.45 E+11	1.45 E+11	OK	1.45 E+11	OK
8	1.45 E+11	1.45 E+11	OK	1.45 E+11	OK
7	1.45 E+11	1.45 E+11	OK	1.45 E+11	OK
6	1.30 E+11	1.45 E+11	OK	1.45 E+11	OK
5	1.30 E+11	1.30 E+11	OK	1.45 E+11	OK
4	1.30 E+11	1.30 E+11	OK	1.40 E+11	OK
3	1.30 E+11	1.30 E+11	OK	1.35 E+11	OK
2	1.30 E+11	1.30 E+11	OK	1.30 E+11	OK
1	1.30 E+11	1.30 E+11	OK	1.30 E+11	OK

A continuación, se presenta el análisis de irregularidad de masa o peso, el cual se presenta en la tabla 5.6 y el análisis de irregularidad torsional se presenta en las tablas 5.7 y 5.8.

Tabla 5.6 Tabla de irregularidad de masa o peso

PISO	PESO (ton)	¿CUMPLE?
15	1441	-
14	1639	OK
13	1639	OK
12	1639	OK
11	1639	OK
10	1639	OK
9	1639	OK
8	1639	OK
7	1639	OK
6	1639	OK
5	1639	OK
4	1639	OK
3	1639	OK
2	1646	OK
1	1654	OK

Tabla 5.7 Irregularidad de torsión, dirección X-X

SISMO X-X						
PISO	D. MAX	D. PROM.	D. MAX/D.PROM	DERIVA	0.5 DERIVA	¿CUMPLE?
15	0.0348	0.0348	1.000	0.0028	0.0014	OK
14	0.0324	0.0324	1.000	0.0030	0.0015	OK
13	0.0299	0.0299	1.000	0.0031	0.0015	OK
12	0.0273	0.0273	1.000	0.0031	0.0016	OK
11	0.0246	0.0246	1.000	0.0032	0.0016	OK
10	0.0218	0.0218	1.000	0.0032	0.0016	OK
9	0.0191	0.0191	1.000	0.0032	0.0016	OK
8	0.0163	0.0163	1.000	0.0032	0.0016	OK
7	0.0136	0.0136	1.000	0.0031	0.0015	OK
6	0.0110	0.0110	1.000	0.0030	0.0015	OK
5	0.0085	0.0085	1.000	0.0027	0.0014	OK
4	0.0061	0.0061	1.000	0.0025	0.0012	OK
3	0.0040	0.0040	1.000	0.0021	0.0010	OK
2	0.0022	0.0022	1.000	0.0016	0.0008	OK
1	0.0008	0.0008	1.000	0.0010	0.0005	OK

Tabla 5.8 Irregularidad de torsión, dirección Y-Y

SISMO Y-Y						
PISO	D. MAX	D. PROM.	D. MAX/D.PROM	DERIVA	0.5 DERIVA	¿CUMPLE?
15	0.0390	0.0390	1.000	0.0030	0.0015	OK
14	0.0364	0.0364	1.000	0.0031	0.0016	OK
13	0.0337	0.0337	1.000	0.0033	0.0016	OK
12	0.0310	0.0310	1.000	0.0034	0.0017	OK
11	0.0281	0.0281	1.000	0.0035	0.0017	OK
10	0.0251	0.0251	1.000	0.0035	0.0018	OK
9	0.0221	0.0221	1.000	0.0036	0.0018	OK
8	0.0190	0.0190	1.000	0.0036	0.0018	OK
7	0.0159	0.0159	1.000	0.0036	0.0018	OK
6	0.0129	0.0129	1.000	0.0035	0.0017	OK
5	0.0099	0.0099	1.000	0.0033	0.0016	OK
4	0.0071	0.0071	1.000	0.0030	0.0015	OK
3	0.0046	0.0046	1.000	0.0025	0.0013	OK
2	0.0025	0.0025	1.000	0.0018	0.0009	OK
1	0.0008	0.0008	1.000	0.0009	0.0005	OK

Posteriormente, se determina el factor de amplificación de fuerzas a partir de la comparación de las cortantes obtenidas en los análisis estático y dinámico. Este factor se emplea únicamente para obtener las fuerzas y momentos empleados en el diseño de elementos estructurales. Esta comparación se muestra en la tabla 5.9.

Tabla 5.9 Factor de amplificación de fuerzas

FUERZA CORTANTE	V DINÁMICO (ton)	V ESTÁTICO (ton)
SISMO X-X	1322.8	1429.7
SISMO Y-Y	1181.7	1262.6
V DINÁMICO/V ESTÁTICO		
SISMO X-X	0.93	
SISMO Y-Y	0.94	
% V EST X-X	1143.73	
% V EST Y-Y	1010.09	
FACTOR DE AMPLIFICACIÓN		
SISMO X-X	1.00	
SISMO Y-Y	1.00	

Finalmente, se comprueba que el sistema estructural de la edificación es de muros estructurales; debido a que el porcentaje de la fuerza cortante que toman las placas es mayor al 70% del cortante total en ambas direcciones como se observa en la tabla 5.10.

Tabla 5.10 Comprobación de sistema estructural

SISMO X-X			
V COLUMNAS	120.34	9.29%	<b>MUROS</b>
V PLACAS	1175.23	90.71%	
V TOTAL	1295.57		
SISMO Y-Y			
V COLUMNAS	168.47	18.62%	<b>MUROS</b>
V PLACAS	736.27	81.38%	
V TOTAL	904.74		

## 5.1. RESULTADOS EN TABLAS

Las siguientes tablas muestran los resultados del análisis estático, junto con las cortantes dinámicas obtenidas en cada uno de nuestros casos de estudio. Por otro lado, se mostrarán también tablas con los modos requeridos para llegar al 90% de la masa participativa total según el caso de estudio y la dirección de análisis.

### 5.1.1. PARTICIPACIÓN MODAL Y CORTANTES PARA SUELO 1

Tabla 5.11 Participación modal modelos 2A, 2B y 3(S1) para dos sótanos

2 SÓTANOS																	
MODELO 2A						MODELO 2B						MODELO 3 - S1					
Modo	Tx	Ux	Modo2	Ty	Uy	Modo	Tx	Ux	Modo2	Ty	Uy	Modo	Tx	Ux	Modo2	Ty	Uy
3	1.40	61.94%	1	1.64	32.11%	3	1.38	69.55%	2	1.50	44.59%	3	1.40	62.28%	2	1.53	31.63%
6	0.35	14.35%	2	1.53	30.96%	6	0.34	15.65%	1	1.62	24.94%	6	0.36	16.35%	1	1.64	30.97%
43	0.03	4.64%	5	0.39	11.00%	30	0.15	3.78%	5	0.38	12.31%	28	0.17	7.71%	5	0.39	11.60%
44	0.02	4.14%	42	0.04	4.38%	36	0.10	1.63%	4	0.46	2.83%	35	0.11	5.03%	25	0.18	4.76%
28	0.16	3.35%	4	0.47	3.28%				27	0.17	1.77%				36	0.11	4.44%
37	0.10	2.15%	25	0.18	3.08%				37	0.09	1.49%				39	0.08	4.07%
			45	0.02	2.32%				44	0.02	1.38%				4	0.47	3.58%
			40	0.06	1.95%				40	0.06	1.38%						
			36	0.10	1.36%												

Tabla 5.12 Cortante dinámica y estática para suelo S1 y dos sótanos

DIRECCIÓN X									DIRECCIÓN Y								
MODELO 2A			MODELO 2B			MODELO 3			MODELO 2A			MODELO 2B			MODELO 3		
P=	28664 tn		P=	28664 tn		P=	28664 tn		P=	28664 tn		P=	28664 tn		P=	28664 tn	
Z=	0.45		Z=	0.45		Z=	0.45		Z=	0.45		Z=	0.45		Z=	0.45	
U=	1		U=	1		U=	1		U=	1		U=	1		U=	1	
S=	S1		S=	S1		S=	S1		S=	S1		S=	S1		S=	S1	
R=	6		R=	6		R=	6		R=	6		R=	6		R=	6	
Tp=	0.40 s		Tp=	0.40 s		Tp=	0.40 s		Tp=	0.40 s		Tp=	0.40 s		Tp=	0.40 s	
Tl=	2.50 s		Tl=	2.50 s		Tl=	2.50 s		Tl=	2.50 s		Tl=	2.50 s		Tl=	2.50 s	
Tx=	1.395 s		Tx=	1.381 s		Tx=	1.400 s		Ty=	1.639 s		Ty=	1.500 s		Ty=	1.530 s	
C=	0.717		C=	0.724		C=	0.714		C=	0.610		C=	0.667		C=	0.654	
C/R=	0.119		C/R=	0.121		C/R=	0.119		C/R=	0.110		C/R=	0.111		C/R=	0.110	
ZUCS/R=	5.38E-02		ZUCS/R=	5.43E-02		ZUCS/R=	5.36E-02		ZUCS/R=	4.58E-02		ZUCS/R=	5.00E-02		ZUCS/R=	4.90E-02	
V=	1541 tn		V=	1557 tn		V=	1536 tn		V=	1312 tn		V=	1433 tn		V=	1405 tn	
K=	1.448		K=	1.440		K=	1.450		K=	1.570		K=	1.500		K=	1.515	
VEST X(NIVEL 0)=	1529 tn		VEST X(NIVEL 0)=	1545 tn		VEST X(NIVEL 0)=	1524 tn		VEST Y(NIVEL 0)=	1304 tn		VEST Y(NIVEL 0)=	1424 tn		VEST Y(NIVEL 0)=	1396 tn	
VDIN X(NIVEL 0)=	1258 tn		VDIN X(NIVEL 0)=	1240 tn		VDIN X(NIVEL 0)=	1308 tn		VDIN Y(NIVEL 0)=	1044 tn		VDIN Y(NIVEL 0)=	1023 tn		VDIN Y(NIVEL 0)=	1070 tn	

Tabla 5.13 Participación modal modelos 2A, 2B y 3(S1) para cinco sótanos

5 SÓTANOS																	
MODELO 2A						MODELO 2B						MODELO 3 - S1					
Modo	Tx	Ux	Modo2	Ty	Uy	Modo	Tx	Ux	Modo2	Ty	Uy	Modo	Tx	Ux	Modo2	Ty	Uy
3	1.46	52.23%	1	1.70	39.51%	3	1.42	67.57%	2	1.54	35.25%	3	1.42	63.64%	1	1.64	34.99%
6	0.36	12.57%	2	1.58	13.42%	6	0.34	14.80%	1	1.65	31.58%	6	0.37	18.88%	2	1.54	28.67%
41	0.06	8.75%	5	0.40	9.90%	30	0.15	3.88%	5	0.38	11.95%	25	0.18	9.13%	5	0.40	12.16%
39	0.07	7.30%	38	0.08	6.02%	45	0.01	1.82%	44	0.01	2.95%				23	0.19	5.11%
29	0.16	5.17%	35	0.11	5.77%	36	0.10	1.29%	4	0.46	2.77%				4	0.47	4.81%
36	0.10	4.37%	25	0.19	4.65%	39	0.07	1.16%	28	0.17	2.33%				35	0.12	3.27%
			4	0.47	3.70%				40	0.06	1.44%				20	0.23	1.93%
			40	0.06	2.87%				42	0.04	1.40%						
			44	0.02	2.87%				37	0.09	1.09%						
			34	0.12	2.18%												

Tabla 5.14 Cortante dinámica y estática para suelo S1 y cinco sótanos

DIRECCIÓN X						DIRECCIÓN Y					
MODELO 2A		MODELO 2B		MODELO 3		MODELO 2A		MODELO 2B		MODELO 3	
P=	34928 tn	P=	34928 tn	P=	34928 tn	P=	34928 tn	P=	34928 tn	P=	34928 tn
Z=	0.45	Z=	0.45	Z=	0.45	Z=	0.45	Z=	0.45	Z=	0.45
U=	1	U=	1	U=	1	U=	1	U=	1	U=	1
S=	S1	S=	S1	S=	S1	S=	S1	S=	S1	S=	S1
R=	6	R=	6	R=	6	R=	6	R=	6	R=	6
TP=	0.40 s	TP=	0.40 s	TP=	0.40 s	TP=	0.40 s	TP=	0.40 s	TP=	0.40 s
TI=	2.50 s	TI=	2.50 s	TI=	2.50 s	TI=	2.50 s	TI=	2.50 s	TI=	2.50 s
Tx=	1.456 s	Tx=	1.415 s	Tx=	1.420 s	Ty=	1.696 s	Ty=	1.537 s	Ty=	1.640 s
C=	0.687	C=	0.707	C=	0.704	C=	0.590	C=	0.651	C=	0.610
C/R=	0.114	C/R=	0.118	C/R=	0.117	C/R=	0.110	C/R=	0.110	C/R=	0.110
ZUCS/R=	5.15E-02	ZUCS/R=	5.30E-02	ZUCS/R=	5.28E-02	ZUCS/R=	4.42E-02	ZUCS/R=	4.88E-02	ZUCS/R=	4.57E-02
V=	1800 tn	V=	1851 tn	V=	1845 tn	V=	1545 tn	V=	1704 tn	V=	1597 tn
K=	1.478	K=	1.458	K=	1.460	K=	1.598	K=	1.518	K=	1.570

VEST X(NIVEL 0)=	1733 tn	VEST X(NIVEL 0)=	1780 tn	VEST X(NIVEL 0)=	1774 tn	VEST Y(NIVEL 0)=	1497 tn	VEST Y(NIVEL 0)=	1645 tn	VEST Y(NIVEL 0)=	1546 tn
VDIN X(NIVEL 0)=	1275 tn	VDIN X(NIVEL 0)=	1219 tn	VDIN X(NIVEL 0)=	1329 tn	VDIN Y(NIVEL 0)=	1071 tn	VDIN Y(NIVEL 0)=	1006 tn	VDIN Y(NIVEL 0)=	1089 tn

Tabla 5.15 Participación modal modelos 2A, 2B y 3(S1) para ocho sótanos

8 SÓTANOS																	
MODELO 2A					MODELO 2B					MODELO 3 - S1							
Modo	Tx	Ux	Modo2	Ty	Uy	Modo	Tx	Ux	Modo2	Ty	Uy	Modo	Tx	Ux	Modo2	Ty	Uy
3	1.47	44.20%	1	1.74	38.01%	3	1.42	64.56%	1	1.68	35.99%	3	1.44	65.59%	1	1.65	40.82%
6	0.36	11.70%	5	0.41	9.50%	6	0.34	14.14%	2	1.56	27.71%	7	0.40	20.43%	2	1.54	24.40%
36	0.11	11.27%	25	0.20	8.86%	30	0.16	2.85%	5	0.38	11.49%	23	0.21	6.21%	6	0.42	11.53%
38	0.08	7.69%	2	1.60	7.04%	45	0.01	2.64%	44	0.01	4.06%				4	0.48	7.62%
29	0.17	6.87%	34	0.13	5.24%	31	0.15	1.48%	4	0.46	2.68%				20	0.24	4.60%
43	0.04	3.81%	4	0.47	4.26%	37	0.09	1.20%	28	0.17	2.65%				22	0.21	3.00%
39	0.08	3.30%	32	0.14	3.97%	39	0.07	1.09%	40	0.06	1.37%						
45	0.02	2.40%	42	0.04	3.35%	43	0.04	0.93%	42	0.04	1.30%						
			33	0.13	3.19%	36	0.10	0.89%	36	0.10	1.19%						
			37	0.09	2.45%	41	0.05	0.88%	45	0.01	1.03%						
			41	0.06	1.92%				21	0.23	0.68%						
			44	0.02	1.92%												
			20	0.23	1.70%												

Tabla 5.16 Cortante dinámica y estática para suelo S1 y ocho sótanos

DIRECCIÓN X						DIRECCIÓN Y					
MODELO 2A		MODELO 2B		MODELO 3		MODELO 2A		MODELO 2B		MODELO 3	
P=	41780 tn	P=	41780 tn	P=	41780 tn	P=	41780 tn	P=	41780 tn	P=	41780 tn
Z=	0.45	Z=	0.45	Z=	0.45	Z=	0.45	Z=	0.45	Z=	0.45
U=	1	U=	1	U=	1	U=	1	U=	1	U=	1
S=	S1	S=	S1	S=	S1	S=	S1	S=	S1	S=	S1
R=	6	R=	6	R=	6	R=	6	R=	6	R=	6
TP=	0.40 s	TP=	0.40 s	TP=	0.40 s	TP=	0.40 s	TP=	0.40 s	TP=	0.40 s
TI=	2.50 s	TI=	2.50 s	TI=	2.50 s	TI=	2.50 s	TI=	2.50 s	TI=	2.50 s
Tx=	1.472 s	Tx=	1.424 s	Tx=	1.440 s	Ty=	1.740 s	Ty=	1.680 s	Ty=	1.650 s
C=	0.679	C=	0.702	C=	0.694	C=	0.575	C=	0.595	C=	0.606
C/R=	0.113	C/R=	0.117	C/R=	0.116	C/R=	0.110	C/R=	0.110	C/R=	0.110
ZUCS/R=	5.09E-02	ZUCS/R=	5.27E-02	ZUCS/R=	5.21E-02	ZUCS/R=	4.31E-02	ZUCS/R=	4.47E-02	ZUCS/R=	4.55E-02
V=	2128 tn	V=	2200 tn	V=	2176 tn	V=	1800 tn	V=	1866 tn	V=	1899 tn
K=	1.486	K=	1.462	K=	1.470	K=	1.620	K=	1.590	K=	1.575

VEST X(NIVEL 0)=	1954 tn	VEST X(NIVEL 0)=	2014 tn	VEST X(NIVEL 0)=	1994 tn	VEST Y(NIVEL 0)=	1674 tn	VEST Y(NIVEL 0)=	1730 tn	VEST Y(NIVEL 0)=	1758 tn
VDIN X(NIVEL 0)=	1323 tn	VDIN X(NIVEL 0)=	1215 tn	VDIN X(NIVEL 0)=	1367 tn	VDIN Y(NIVEL 0)=	1118 tn	VDIN Y(NIVEL 0)=	996 tn	VDIN Y(NIVEL 0)=	1105 tn

## 5.1.2. PARTICIPACIÓN MODAL Y CORTANTES PARA SUELO 2

Tabla 5.17 Participación modal modelos 2A, 2B y 3(S2) para dos sótanos

2 SÓTANOS																	
MODELO 2A						MODELO 2B						MODELO 3 - S2					
Modo	Tx	Ux	Modo2	Ty	Uy	Modo	Tx	Ux	Modo2	Ty	Uy	Modo	Tx	Ux	Modo2	Ty	Uy
3	1.40	61.94%	1	1.64	32.11%	3	1.38	69.55%	2	1.50	44.59%	3	1.45	52.00%	1	1.68	34.56%
6	0.35	14.35%	2	1.53	30.96%	6	0.34	15.65%	1	1.62	24.94%	35	0.12	15.63%	2	1.57	17.14%
43	0.03	4.64%	5	0.39	11.00%	30	0.15	3.78%	5	0.38	12.31%	6	0.36	14.46%	36	0.11	12.74%
44	0.02	4.14%	42	0.04	4.38%	36	0.10	1.63%	4	0.46	2.83%	28	0.17	10.76%	5	0.40	10.23%
28	0.16	3.35%	4	0.47	3.28%				27	0.17	1.77%				39	0.09	5.03%
37	0.10	2.15%	25	0.18	3.08%				37	0.09	1.49%				25	0.18	4.89%
			45	0.02	2.32%				44	0.02	1.38%				4	0.47	3.26%
			40	0.06	1.95%				40	0.06	1.38%				34	0.12	2.16%
			36	0.10	1.36%												

Tabla 5.18 Cortante dinámica y estática para suelo S2 y dos sótanos

DIRECCIÓN X									DIRECCIÓN Y								
MODELO 2A			MODELO 2B			MODELO 3			MODELO 2A			MODELO 2B			MODELO 3		
P=	28664 tn		P=	28664 tn		P=	28664 tn		P=	28664 tn		P=	28664 tn		P=	28664 tn	
Z=	0.45		Z=	0.45		Z=	0.45		Z=	0.45		Z=	0.45		Z=	0.45	
U=	1		U=	1		U=	1		U=	1		U=	1		U=	1	
S=	S2		S=	S2		S=	S2		S=	S2		S=	S2		S=	S2	
R=	6		R=	6		R=	6		R=	6		R=	6		R=	6	
Tp=	0.60 s		Tp=	0.60 s		Tp=	0.60 s		Tp=	0.60 s		Tp=	0.60 s		Tp=	0.60 s	
Tl=	2.00 s		Tl=	2.00 s		Tl=	2.00 s		Tl=	2.00 s		Tl=	2.00 s		Tl=	2.00 s	
Tx=	1.395 s		Tx=	1.381 s		Tx=	1.450 s		Ty=	1.639 s		Ty=	1.500 s		Ty=	1.680 s	
C=	1.075		C=	1.086		C=	1.034		C=	0.915		C=	1.000		C=	0.893	
C/R=	0.179		C/R=	0.181		C/R=	0.172		C/R=	0.153		C/R=	0.167		C/R=	0.149	
ZUCS/R=	8.47E-02		ZUCS/R=	8.56E-02		ZUCS/R=	8.15E-02		ZUCS/R=	7.21E-02		ZUCS/R=	7.88E-02		ZUCS/R=	7.03E-02	
V=	2427 tn		V=	2452 tn		V=	2335 tn		V=	2066 tn		V=	2258 tn		V=	2015 tn	
K=	1.448		K=	1.440		K=	1.475		K=	1.570		K=	1.500		K=	1.590	
VEST X(NIVEL 0)=	2409 tn		VEST X(NIVEL 0)=	2434 tn		VEST X(NIVEL 0)=	2319 tn		VEST Y(NIVEL 0)=	2054 tn		VEST Y(NIVEL 0)=	2243 tn		VEST Y(NIVEL 0)=	2004 tn	
VDIN X(NIVEL 0)=	1798 tn		VDIN X(NIVEL 0)=	1712 tn		VDIN X(NIVEL 0)=	1794 tn		VDIN Y(NIVEL 0)=	1498 tn		VDIN Y(NIVEL 0)=	1408 tn		VDIN Y(NIVEL 0)=	1479 tn	

Tabla 5.19 Participación modal modelos 2A, 2B y 3(S2) para cinco sótanos

5 SÓTANOS																	
MODELO 2A						MODELO 2B						MODELO 3 - S2					
Modo	Tx	Ux	Modo2	Ty	Uy	Modo	Tx	Ux	Modo2	Ty	Uy	Modo	Tx	Ux	Modo2	Ty	Uy
3	1.46	52.23%	1	1.70	39.51%	3	1.42	67.57%	2	1.54	35.25%	3	1.46	53.30%	1	1.69	37.71%
6	0.36	12.57%	2	1.58	13.42%	6	0.34	14.80%	1	1.65	31.58%	6	0.37	18.68%	2	1.57	15.04%
41	0.06	8.75%	5	0.40	9.90%	30	0.15	3.88%	5	0.38	11.95%	25	0.20	10.01%	5	0.41	11.64%
39	0.07	7.30%	38	0.08	6.02%	45	0.01	1.82%	44	0.01	2.95%	24	0.20	8.40%	24	0.20	8.16%
29	0.16	5.17%	35	0.11	5.77%	36	0.10	1.29%	4	0.46	2.77%				32	0.14	5.33%
36	0.10	4.37%	25	0.19	4.65%	39	0.07	1.16%	28	0.17	2.33%				4	0.47	4.59%
			4	0.47	3.70%				40	0.06	1.44%				26	0.19	2.98%
			40	0.06	2.87%				42	0.04	1.40%				25	0.20	2.72%
			44	0.02	2.87%				37	0.09	1.09%				20	0.23	2.46%
			34	0.12	2.18%												

Tabla 5.20 Cortante dinámica y estática para suelo S2 y cinco sótanos

DIRECCIÓN X									DIRECCIÓN Y								
MODELO 2A			MODELO 2B			MODELO 3			MODELO 2A			MODELO 2B			MODELO 3		
P=	34928 tn		P=	34928 tn		P=	34928 tn		P=	34928 tn		P=	34928 tn		P=	34928 tn	
Z=	0.45		Z=	0.45		Z=	0.45		Z=	0.45		Z=	0.45		Z=	0.45	
U=	1		U=	1		U=	1		U=	1		U=	1		U=	1	
S=	S2		S=	S2		S=	S2		S=	S2		S=	S2		S=	S2	
R=	6		R=	6		R=	6		R=	6		R=	6		R=	6	
Tp=	0.60 s		Tp=	0.60 s		Tp=	0.60 s		Tp=	0.60 s		Tp=	0.60 s		Tp=	0.60 s	
Tl=	2.00 s		Tl=	2.00 s		Tl=	2.00 s		Tl=	2.00 s		Tl=	2.00 s		Tl=	2.00 s	
Tx=	1.456 s		Tx=	1.415 s		Tx=	1.460 s		Ty=	1.696 s		Ty=	1.537 s		Ty=	1.690 s	
C=	1.030		C=	1.060		C=	1.027		C=	0.885		C=	0.976		C=	0.888	
C/R=	0.172		C/R=	0.177		C/R=	0.171		C/R=	0.147		C/R=	0.163		C/R=	0.148	
ZUCS/R=	8.11E-02		ZUCS/R=	8.35E-02		ZUCS/R=	8.09E-02		ZUCS/R=	6.97E-02		ZUCS/R=	7.69E-02		ZUCS/R=	6.99E-02	
V=	2834 tn		V=	2915 tn		V=	2826 tn		V=	2433 tn		V=	2684 tn		V=	2441 tn	
K=	1.478		K=	1.458		K=	1.480		K=	1.598		K=	1.518		K=	1.595	
VEST X(NIVEL 0)=	2729 tn		VEST X(NIVEL 0)=	2803 tn		VEST X(NIVEL 0)=	2721 tn		VEST Y(NIVEL 0)=	2358 tn		VEST Y(NIVEL 0)=	2590 tn		VEST Y(NIVEL 0)=	2365 tn	
VDIN X(NIVEL 0)=	1728 tn		VDIN X(NIVEL 0)=	1684 tn		VDIN X(NIVEL 0)=	1822 tn		VDIN Y(NIVEL 0)=	1454 tn		VDIN Y(NIVEL 0)=	1375 tn		VDIN Y(NIVEL 0)=	1505 tn	

Tabla 5.21 Participación modal modelos 2A, 2B y 3(S2) para ocho sótanos

8 SÓTANOS																	
MODELO 2A						MODELO 2B						MODELO 3 - S2					
Modo	Tx	Ux	Modo2	Ty	Uy	Modo	Tx	Ux	Modo2	Ty	Uy	Modo	Tx	Ux	Modo2	Ty	Uy
3	1.47	44.20%	1	1.74	38.01%	3	1.42	64.56%	1	1.68	35.99%	3	1.48	55.19%	1	1.70	41.21%
6	0.36	11.70%	5	0.41	9.50%	6	0.34	14.14%	2	1.56	27.71%	7	0.40	23.95%	20	0.25	13.57%
36	0.11	11.27%	25	0.20	8.86%	30	0.16	2.85%	5	0.38	11.49%	21	0.24	15.55%	2	1.58	12.97%
38	0.08	7.69%	2	1.60	7.04%	45	0.01	2.64%	44	0.01	4.06%				6	0.42	12.72%
29	0.17	6.87%	34	0.13	5.24%	31	0.15	1.48%	4	0.46	2.68%				4	0.48	7.50%
43	0.04	3.81%	4	0.47	4.26%	37	0.09	1.20%	28	0.17	2.65%				23	0.22	4.41%
39	0.08	3.30%	32	0.14	3.97%	39	0.07	1.09%	40	0.06	1.37%						
45	0.02	2.40%	42	0.04	3.35%	43	0.04	0.93%	42	0.04	1.30%						
			33	0.13	3.19%	36	0.10	0.89%	36	0.10	1.19%						
			37	0.09	2.45%	41	0.05	0.88%	45	0.01	1.03%						
			41	0.06	1.92%				21	0.23	0.68%						
			44	0.02	1.92%												
			20	0.23	1.70%												

Tabla 5.22 Cortante dinámica y estática para suelo S2 y ocho sótanos

DIRECCIÓN X						DIRECCIÓN Y					
MODELO 2A		MODELO 2B		MODELO 3		MODELO 2A		MODELO 2B		MODELO 3	
P=	41780 tn	P=	41780 tn	P=	41780 tn	P=	41780 tn	P=	41780 tn	P=	41780 tn
Z=	0.45	Z=	0.45	Z=	0.45	Z=	0.45	Z=	0.45	Z=	0.45
U=	1	U=	1	U=	1	U=	1	U=	1	U=	1
S=	S2	S=	S2	S=	S2	S=	S2	S=	S2	S=	S2
R=	6	R=	6	R=	6	R=	6	R=	6	R=	6
Tp=	0.60 s	Tp=	0.60 s	Tp=	0.60 s	Tp=	0.60 s	Tp=	0.60 s	Tp=	0.60 s
Tl=	2.00 s	Tl=	2.00 s	Tl=	2.00 s	Tl=	2.00 s	Tl=	2.00 s	Tl=	2.00 s
Tx=	1.472 s	Tx=	1.424 s	Tx=	1.480 s	Ty=	1.740 s	Ty=	1.680 s	Ty=	1.700 s
C=	1.019	C=	1.053	C=	1.014	C=	0.862	C=	0.893	C=	0.882
C/R=	0.170	C/R=	0.176	C/R=	0.169	C/R=	0.144	C/R=	0.149	C/R=	0.147
ZUCS/R=	8.02E-02	ZUCS/R=	8.29E-02	ZUCS/R=	7.98E-02	ZUCS/R=	6.79E-02	ZUCS/R=	7.03E-02	ZUCS/R=	6.95E-02
V=	3352 tn	V=	3466 tn	V=	3335 tn	V=	2836 tn	V=	2938 tn	V=	2903 tn
K=	1.486	K=	1.462	K=	1.490	K=	1.620	K=	1.590	K=	1.600

VEST X(NIVEL 0)=	3077 tn	VEST X(NIVEL 0)=	3173 tn	VEST X(NIVEL 0)=	3062 tn	VEST Y(NIVEL 0)=	2636 tn	VEST Y(NIVEL 0)=	2724 tn	VEST Y(NIVEL 0)=	2694 tn
VDIN X(NIVEL 0)=	1767 tn	VDIN X(NIVEL 0)=	1676 tn	VDIN X(NIVEL 0)=	1846 tn	VDIN Y(NIVEL 0)=	1498 tn	VDIN Y(NIVEL 0)=	1354 tn	VDIN Y(NIVEL 0)=	1533 tn

### 5.1.3. PARTICIPACIÓN MODAL Y CORTANTES PARA SUELO 3

Tabla 5.23 Participación modal modelos 2A, 2B y 3(S3) para dos sótanos

2 SÓTANOS																	
MODELO 2A						MODELO 2B						MODELO 3 - S3					
Modo	Tx	Ux	Modo2	Ty	Uy	Modo	Tx	Ux	Modo2	Ty	Uy	Modo	Tx	Ux	Modo2	Ty	Uy
3	1.40	61.94%	1	1.64	32.11%	3	1.38	69.55%	2	1.50	44.59%	3	1.46	43.68%	1	1.71	32.74%
6	0.35	14.35%	2	1.53	30.96%	6	0.34	15.65%	1	1.62	24.94%	35	0.13	16.77%	36	0.12	20.03%
43	0.03	4.64%	5	0.39	11.00%	30	0.15	3.78%	5	0.38	12.31%	29	0.17	15.61%	2	1.59	10.49%
44	0.02	4.14%	42	0.04	4.38%	36	0.10	1.63%	4	0.46	2.83%	6	0.36	12.93%	5	0.40	8.96%
28	0.16	3.35%	4	0.47	3.28%				27	0.17	1.77%	34	0.13	6.14%	27	0.18	5.50%
37	0.10	2.15%	25	0.18	3.08%				37	0.09	1.49%				39	0.09	2.85%
			45	0.02	2.32%				44	0.02	1.38%				4	0.47	2.85%
			40	0.06	1.95%				40	0.06	1.38%				34	0.13	2.80%
															35	0.13	2.38%
															38	0.09	1.78%

Tabla 5.24 Cortante dinámica y estática para suelo S3 y dos sótanos

DIRECCIÓN X						DIRECCIÓN Y					
MODELO 2A		MODELO 2B		MODELO 3		MODELO 2A		MODELO 2B		MODELO 3	
P=	28664 tn	P=	28664 tn	P=	28664 tn	P=	28664 tn	P=	28664 tn	P=	28664 tn
Z=	0.45	Z=	0.45	Z=	0.45	Z=	0.45	Z=	0.45	Z=	0.45
U=	1	U=	1	U=	1	U=	1	U=	1	U=	1
S=	S3	S=	S3	S=	S3	S=	S3	S=	S3	S=	S3
R=	6	R=	6	R=	6	R=	6	R=	6	R=	6
Tp=	1.00 s	Tp=	1.00 s	Tp=	1.00 s	Tp=	1.00 s	Tp=	1.00 s	Tp=	1.00 s
Tl=	1.60 s	Tl=	1.60 s	Tl=	1.60 s	Tl=	1.60 s	Tl=	1.60 s	Tl=	1.60 s
Tx=	1.395 s	Tx=	1.381 s	Tx=	1.460 s	Ty=	1.639 s	Ty=	1.500 s	Ty=	1.710 s
C=	1.792	C=	1.811	C=	1.712	C=	1.489	C=	1.667	C=	1.368
C/R=	0.299	C/R=	0.302	C/R=	0.285	C/R=	0.248	C/R=	0.278	C/R=	0.228
ZUCS/R=	1.48E-01	ZUCS/R=	1.49E-01	ZUCS/R=	1.41E-01	ZUCS/R=	1.23E-01	ZUCS/R=	1.38E-01	ZUCS/R=	1.13E-01
V=	4238 tn	V=	4282 tn	V=	4049 tn	V=	3521 tn	V=	3942 tn	V=	3235 tn
K=	1.448	K=	1.440	K=	1.480	K=	1.570	K=	1.500	K=	1.605

VEST X(NIVEL 0)=	4206 tn	VEST X(NIVEL 0)=	4249 tn	VEST X(NIVEL 0)=	4021 tn	VEST Y(NIVEL 0)=	3501 tn	VEST Y(NIVEL 0)=	3916 tn	VEST Y(NIVEL 0)=	3218 tn
VDIN X(NIVEL 0)=	2811 tn	VDIN X(NIVEL 0)=	2748 tn	VDIN X(NIVEL 0)=	2828 tn	VDIN Y(NIVEL 0)=	2300 tn	VDIN Y(NIVEL 0)=	2240 tn	VDIN Y(NIVEL 0)=	2307 tn

Tabla 5.25 Participación modal modelos 2A, 2B y 3(S3) para cinco sótanos

5 SÓTANOS																	
MODELO 2A						MODELO 2B						MODELO 3 - S3					
Modo	Tx	Ux	Modo2	Ty	Uy	Modo	Tx	Ux	Modo2	Ty	Uy	Modo	Tx	Ux	Modo2	Ty	Uy
3	1.46	52.23%	1	1.70	39.51%	3	1.42	67.57%	2	1.54	35.25%	3	1.47	44.94%	1	1.72	35.10%
6	0.36	12.57%	2	1.58	13.42%	6	0.34	14.80%	1	1.65	31.58%	24	0.21	27.34%	26	0.20	16.89%
41	0.06	8.75%	5	0.40	9.90%	30	0.15	3.88%	5	0.38	11.95%	6	0.37	16.22%	5	0.41	10.92%
39	0.07	7.30%	38	0.08	6.02%	45	0.01	1.82%	44	0.01	2.95%	33	0.15	3.37%	2	1.59	9.12%
29	0.16	5.17%	35	0.11	5.77%	36	0.10	1.29%	4	0.46	2.77%				31	0.16	4.94%
36	0.10	4.37%	25	0.19	4.65%	39	0.07	1.16%	28	0.17	2.33%				4	0.47	4.17%
			4	0.47	3.70%				40	0.06	1.44%				20	0.23	3.99%
			40	0.06	2.87%				42	0.04	1.40%				32	0.15	3.83%
			44	0.02	2.87%				37	0.09	1.09%				30	0.17	2.58%
			34	0.12	2.18%												

Tabla 5.26 Cortante dinámica y estática para suelo S3 y cinco sótanos

DIRECCIÓN X									DIRECCIÓN Y								
MODELO 2A			MODELO 2B			MODELO 3			MODELO 2A			MODELO 2B			MODELO 3		
P=	34928 tn		P=	34928 tn		P=	34928 tn		P=	34928 tn		P=	34928 tn		P=	34928 tn	
Z=	0.45		Z=	0.45		Z=	0.45		Z=	0.45		Z=	0.45		Z=	0.45	
U=	1		U=	1		U=	1		U=	1		U=	1		U=	1	
S=	S3		S=	S3		S=	S3		S=	S3		S=	S3		S=	S3	
R=	6		R=	6		R=	6		R=	6		R=	6		R=	6	
Tp=	1.00 s		Tp=	1.00 s		Tp=	1.00 s		Tp=	1.00 s		Tp=	1.00 s		Tp=	1.00 s	
Tl=	1.60 s		Tl=	1.60 s		Tl=	1.60 s		Tl=	1.60 s		Tl=	1.60 s		Tl=	1.60 s	
Tx=	1.456 s		Tx=	1.415 s		Tx=	1.470 s		Ty=	1.696 s		Ty=	1.537 s		Ty=	1.720 s	
C=	1.717		C=	1.766		C=	1.701		C=	1.391		C=	1.627		C=	1.352	
C/R=	0.286		C/R=	0.294		C/R=	0.283		C/R=	0.232		C/R=	0.271		C/R=	0.225	
ZUCS/R=	1.42E-01		ZUCS/R=	1.46E-01		ZUCS/R=	1.40E-01		ZUCS/R=	1.15E-01		ZUCS/R=	1.34E-01		ZUCS/R=	1.12E-01	
V=	4949 tn		V=	5090 tn		V=	4901 tn		V=	4009 tn		V=	4687 tn		V=	3896 tn	
K=	1.478		K=	1.458		K=	1.485		K=	1.598		K=	1.518		K=	1.610	

VEST X(NIVEL 0)=	4764 tn	VEST X(NIVEL 0)=	4895 tn	VEST X(NIVEL 0)=	4720 tn	VEST Y(NIVEL 0)=	3885 tn	VEST Y(NIVEL 0)=	4523 tn	VEST Y(NIVEL 0)=	3777 tn
VDIN X(NIVEL 0)=	2735 tn	VDIN X(NIVEL 0)=	2704 tn	VDIN X(NIVEL 0)=	2858 tn	VDIN Y(NIVEL 0)=	2187 tn	VDIN Y(NIVEL 0)=	2152 tn	VDIN Y(NIVEL 0)=	2263 tn

Tabla 5.27 Participación modal modelos 2A, 2B y 3(S3) para ocho sótanos

8 SÓTANOS																	
MODELO 2A						MODELO 2B						MODELO 3 - S3					
Modo	Tx	Ux	Modo2	Ty	Uy	Modo	Tx	Ux	Modo2	Ty	Uy	Modo	Tx	Ux	Modo2	Ty	Uy
3	1.47	44.20%	1	1.74	38.01%	3	1.42	64.56%	1	1.68	35.99%	3	1.48	46.81%	1	1.73	37.51%
6	0.36	11.70%	5	0.41	9.50%	6	0.34	14.14%	2	1.56	27.71%	7	0.40	27.53%	19	0.26	17.02%
36	0.11	11.27%	25	0.20	8.86%	30	0.16	2.85%	5	0.38	11.49%	20	0.26	15.04%	6	0.42	13.50%
38	0.08	7.69%	2	1.60	7.04%	45	0.01	2.64%	44	0.01	4.06%	19	0.26	6.61%	20	0.26	8.69%
29	0.17	6.87%	34	0.13	5.24%	31	0.15	1.48%	4	0.46	2.68%				2	1.60	8.02%
43	0.04	3.81%	4	0.47	4.26%	37	0.09	1.20%	28	0.17	2.65%				5	0.48	5.03%
39	0.08	3.30%	32	0.14	3.97%	39	0.07	1.09%	40	0.06	1.37%				4	0.48	2.55%
45	0.02	2.40%	42	0.04	3.35%	43	0.04	0.93%	42	0.04	1.30%						
			33	0.13	3.19%	36	0.10	0.89%	36	0.10	1.19%						
			37	0.09	2.45%	41	0.05	0.88%	45	0.01	1.03%						
			41	0.06	1.92%				21	0.23	0.68%						
			44	0.02	1.92%												
			20	0.23	1.70%												

Tabla 5.28 Cortante dinámica y estática para suelo S3 y ocho sótanos

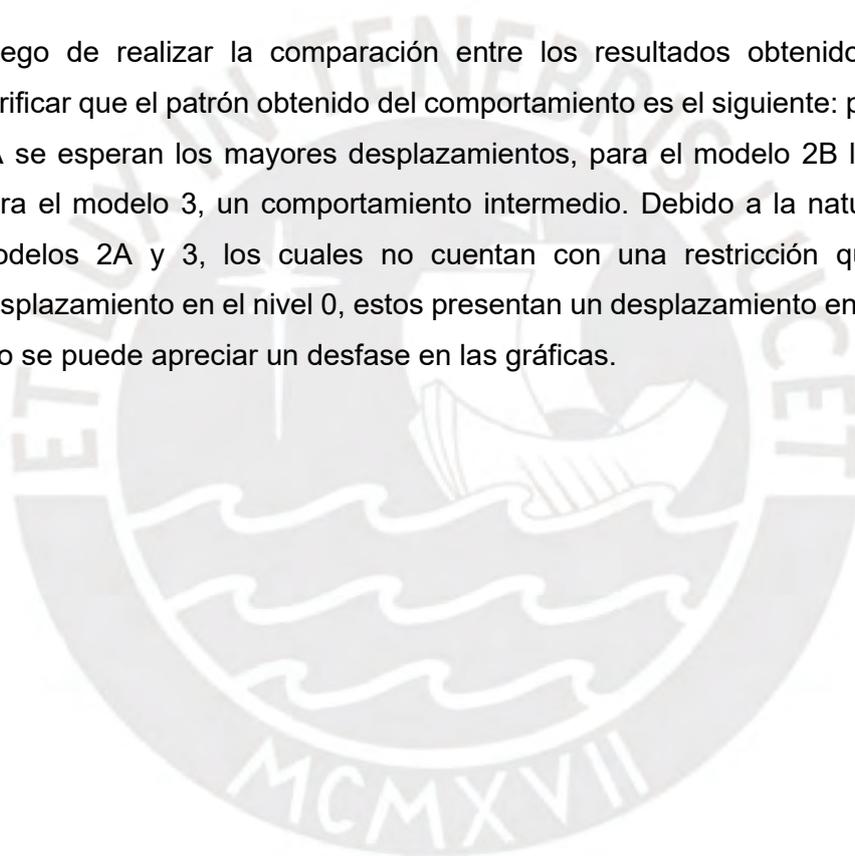
DIRECCIÓN X									DIRECCIÓN Y								
MODELO 2A			MODELO 2B			MODELO 3			MODELO 2A			MODELO 2B			MODELO 3		
P=	41780 tn		P=	41780 tn		P=	41780 tn		P=	41780 tn		P=	41780 tn		P=	41780 tn	
Z=	0.45		Z=	0.45		Z=	0.45		Z=	0.45		Z=	0.45		Z=	0.45	
U=	1		U=	1		U=	1		U=	1		U=	1		U=	1	
S=	S3		S=	S3		S=	S3		S=	S3		S=	S3		S=	S3	
R=	6		R=	6		R=	6		R=	6		R=	6		R=	6	
Tp=	1.00 s		Tp=	1.00 s		Tp=	1.00 s		Tp=	1.00 s		Tp=	1.00 s		Tp=	1.00 s	
Tl=	1.60 s		Tl=	1.60 s		Tl=	1.60 s		Tl=	1.60 s		Tl=	1.60 s		Tl=	1.60 s	
Tx=	1.472 s		Tx=	1.424 s		Tx=	1.480 s		Ty=	1.740 s		Ty=	1.680 s		Ty=	1.730 s	
C=	1.698		C=	1.755		C=	1.689		C=	1.321		C=	1.418		C=	1.336	
C/R=	0.283		C/R=	0.293		C/R=	0.282		C/R=	0.220		C/R=	0.236		C/R=	0.223	
ZUCS/R=	1.40E-01		ZUCS/R=	1.45E-01		ZUCS/R=	1.39E-01		ZUCS/R=	1.09E-01		ZUCS/R=	1.17E-01		ZUCS/R=	1.10E-01	
V=	5853 tn		V=	6051 tn		V=	5822 tn		V=	4552 tn		V=	4887 tn		V=	4607 tn	
K=	1.486		K=	1.462		K=	1.490		K=	1.620		K=	1.590		K=	1.615	

VEST X(NIVEL 0)=	5372 tn	VEST X(NIVEL 0)=	5539 tn	VEST X(NIVEL 0)=	5346 tn	VEST Y(NIVEL 0)=	4232 tn	VEST Y(NIVEL 0)=	4531 tn	VEST Y(NIVEL 0)=	4281 tn
VDIN X(NIVEL 0)=	2759 tn	VDIN X(NIVEL 0)=	2690 tn	VDIN X(NIVEL 0)=	2925 tn	VDIN Y(NIVEL 0)=	2158 tn	VDIN Y(NIVEL 0)=	2087 tn	VDIN Y(NIVEL 0)=	2237 tn

### 5.3. RESULTADOS GRÁFICOS

Los siguientes gráficos muestran los resultados del análisis dinámico empleado en cada uno de nuestros casos de estudio, estos están enfocados en mostrar el desplazamiento máximo desde el nivel 0, la cortante máxima y el periodo de cada una de las estructuras analizadas. Como se va a observar, en cada uno de los siguientes gráficos, el desplazamiento de la estructura empleando el modelo 1 va a ser considerablemente menor debido a que no considera la influencia de los sótanos en la flexibilidad de la estructura; por tal motivo, en las siguientes comparaciones no serán incluidos, más sí, se mostrarán los resultados correspondientes.

Luego de realizar la comparación entre los resultados obtenidos, se espera verificar que el patrón obtenido del comportamiento es el siguiente: para el modelo 2A se esperan los mayores desplazamientos, para el modelo 2B los menores y para el modelo 3, un comportamiento intermedio. Debido a la naturaleza de los modelos 2A y 3, los cuales no cuentan con una restricción que impida un desplazamiento en el nivel 0, estos presentan un desplazamiento en ese nivel, por ello se puede apreciar un desfase en las gráficas.



### 5.3.1. RESULTADOS PARA SUELO TIPO S1

#### Modelo de 2 sótanos en la dirección X-X

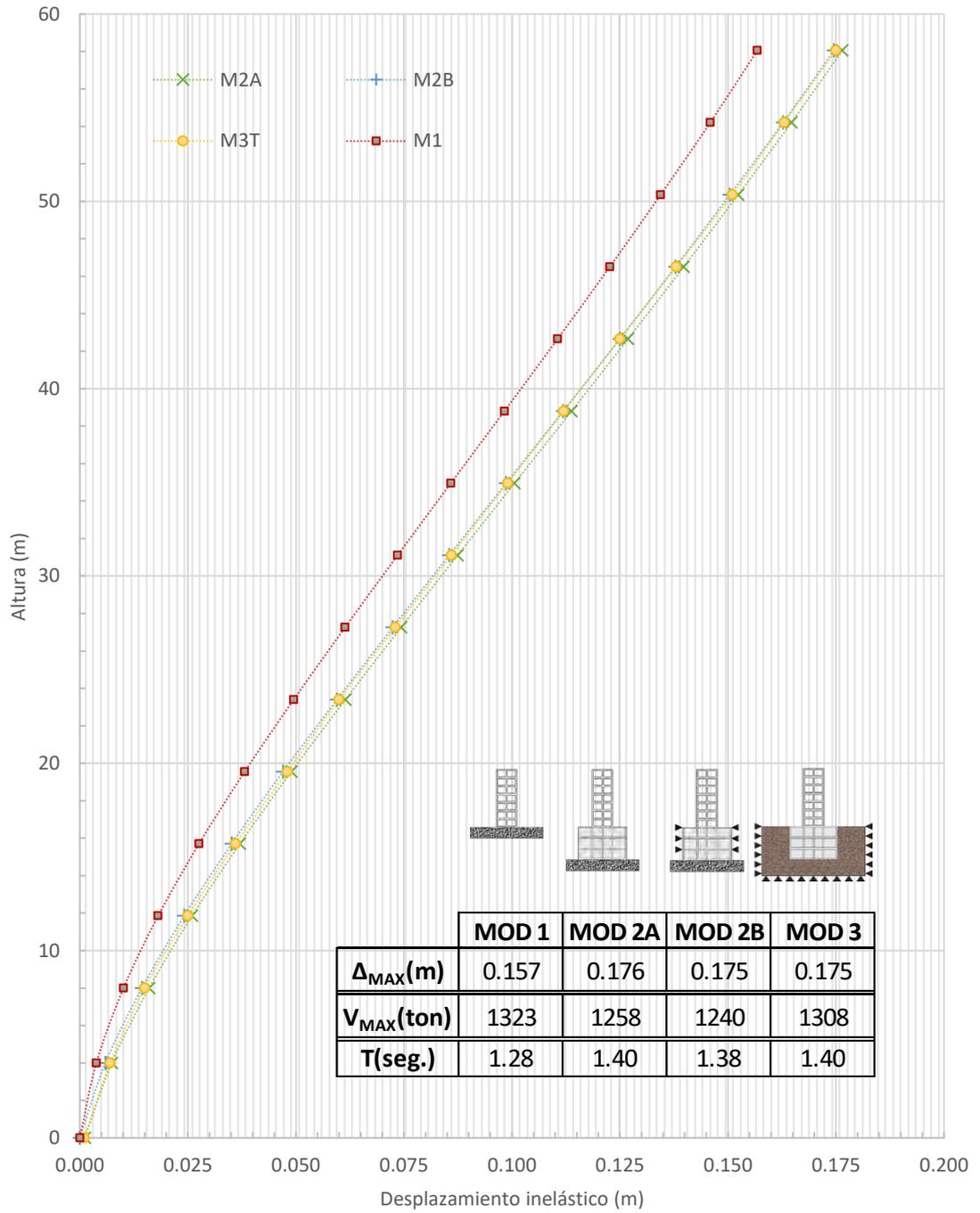


Gráfico 5.1 Desplazamientos inelásticos para suelo S1 y 2 sótanos X-X

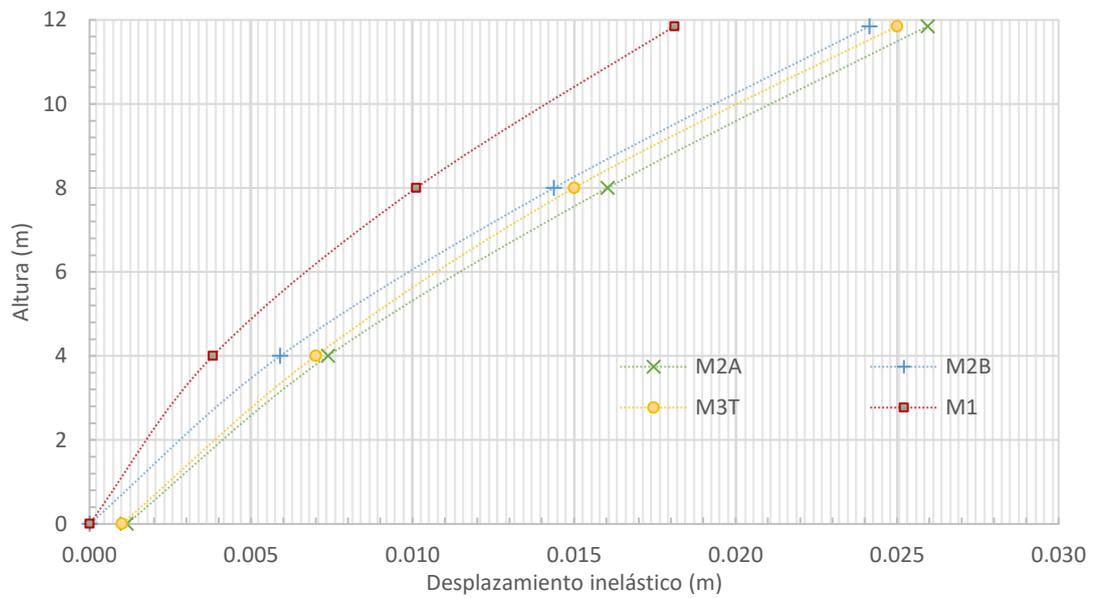


Gráfico 5.2 Acercamiento de la gráfica 5.1

En el gráfico 5.1. se puede apreciar que el desplazamiento en el modelo tipo 3 es similar al del modelo 2B, los valores obtenidos son muy cercanos pues la diferencia entre ellos es de aproximadamente 1 mm. En el gráfico 5.2 se observa que el desplazamiento inicial en cada uno de los casos concuerda con las restricciones que tiene cada modelo: los modelos 2A y 3 presentan un desplazamiento en el nivel 0, siendo el 2A el mayor. Además, se puede observar que la pendiente descrita por el modelo 3 es similar al del modelo 2A, entendiendo que el giro en la cimentación produce un desplazamiento desde los niveles inferiores.

Modelo de 2 sótanos en la dirección Y-Y

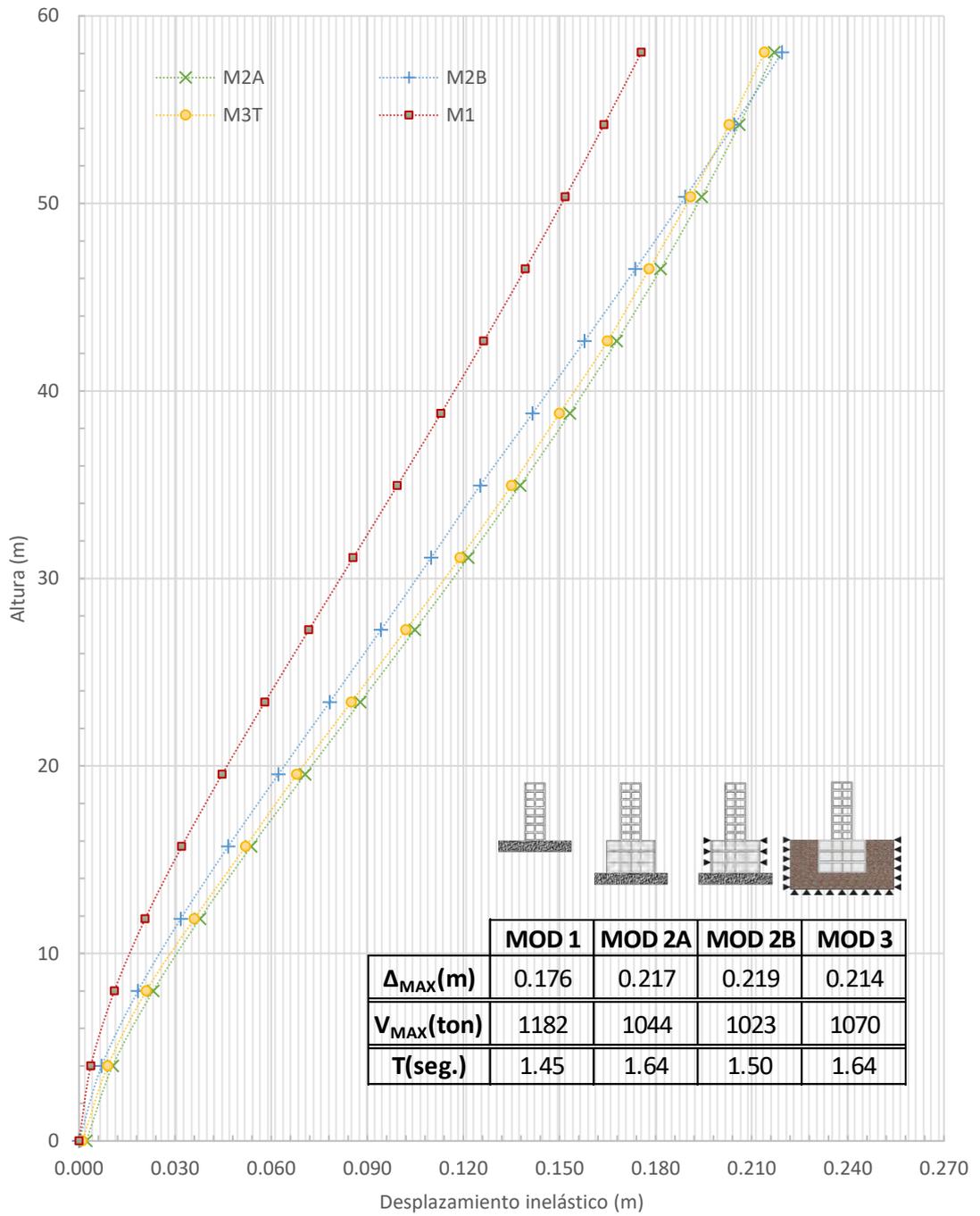


Gráfico 5.3 Desplazamientos inelásticos para suelo S1 y 2 sótanos Y-Y

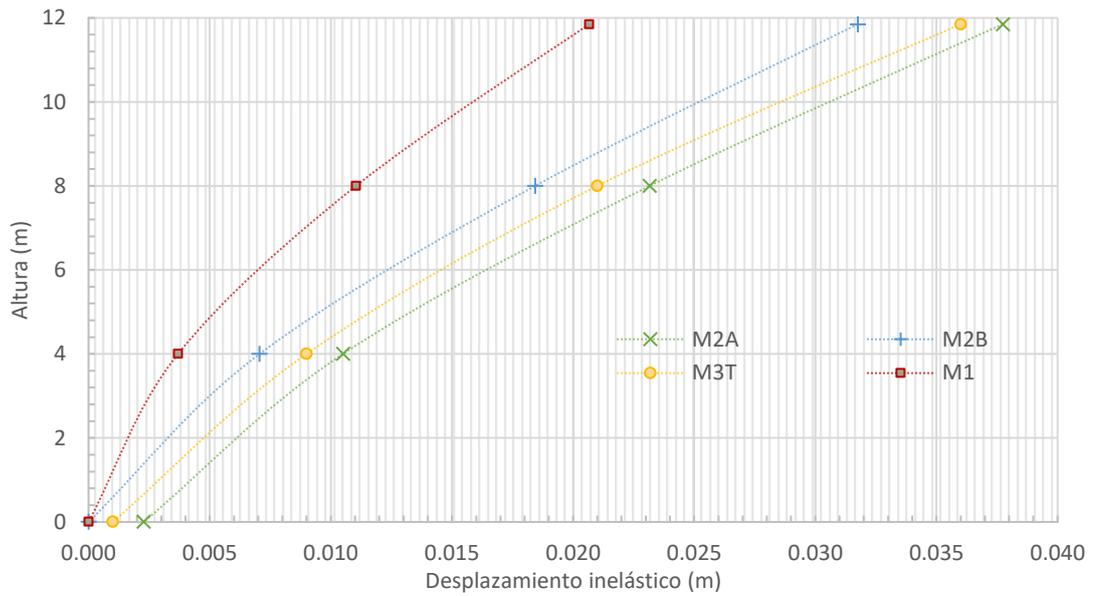


Gráfico 5.4 Acercamiento de la gráfica 5.3

Del gráfico 5.3. se puede comentar que los valores del desplazamiento se encuentran dentro de los rangos esperados; excepto en el último nivel, en el cual el desplazamiento mayor se presenta en el modelo tipo 2B. Al igual que el caso anterior se debe notar que la diferencia entre los valores obtenidos es de 2mm. También se puede apreciar que, los valores de desplazamiento máximo de los modelos 2A y 3 son prácticamente iguales (diferencia de 0.3 mm.), siendo el modelo 3 mínimamente inferior. En el gráfico 5.4 se observa desplazamientos en los modelos 2A y 3 en el nivel cero, lo que concuerda con las restricciones que tiene cada modelo. Además, se puede observar que la pendiente descrita por el modelo 2B es mayor a los de los modelos 3 y 2A, cumpliendo el comportamiento esperado.

Modelo de 5 sótanos en la dirección X-X

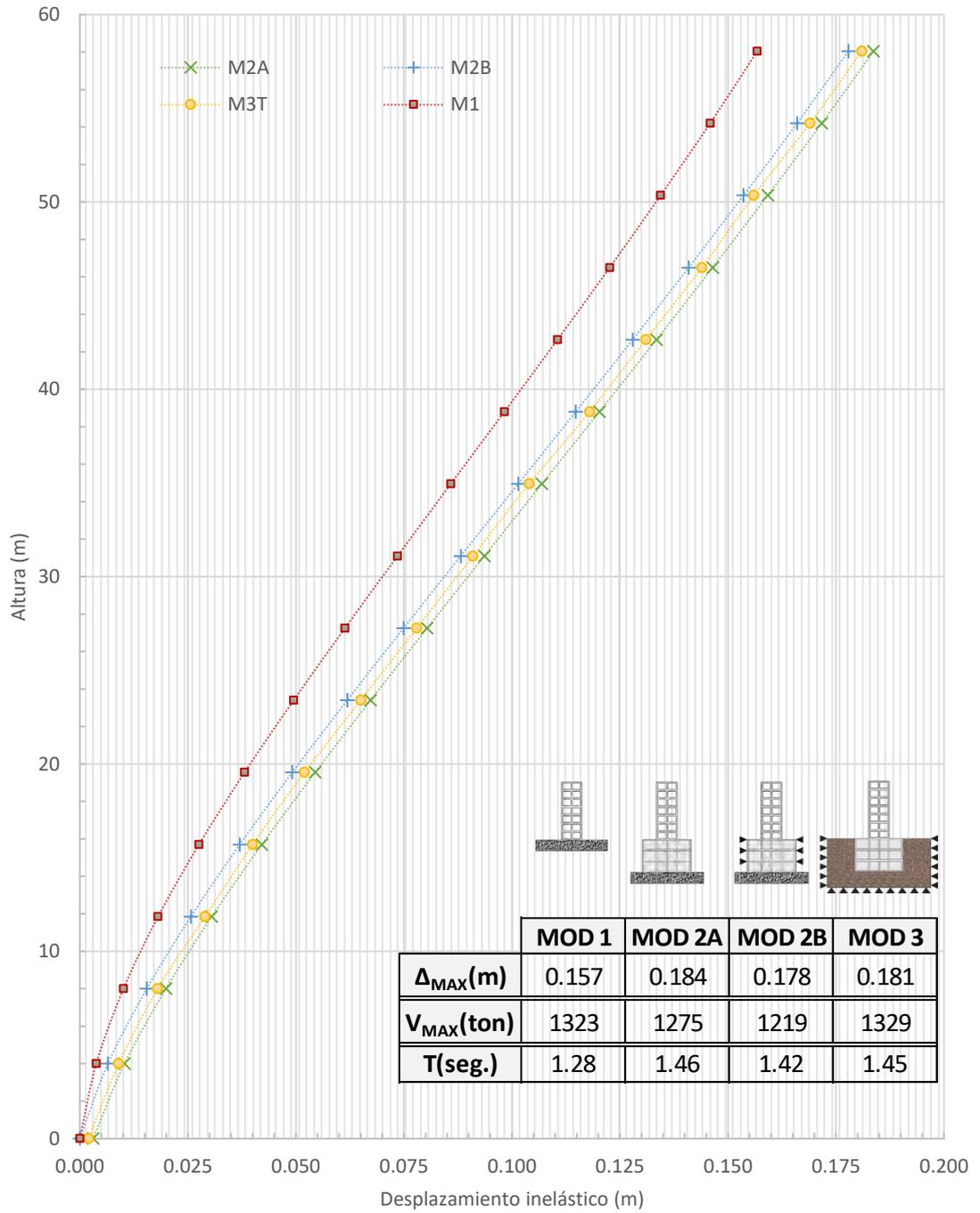


Gráfico 5.5 Desplazamientos inelásticos para suelo S1 y 5 sótanos X-X

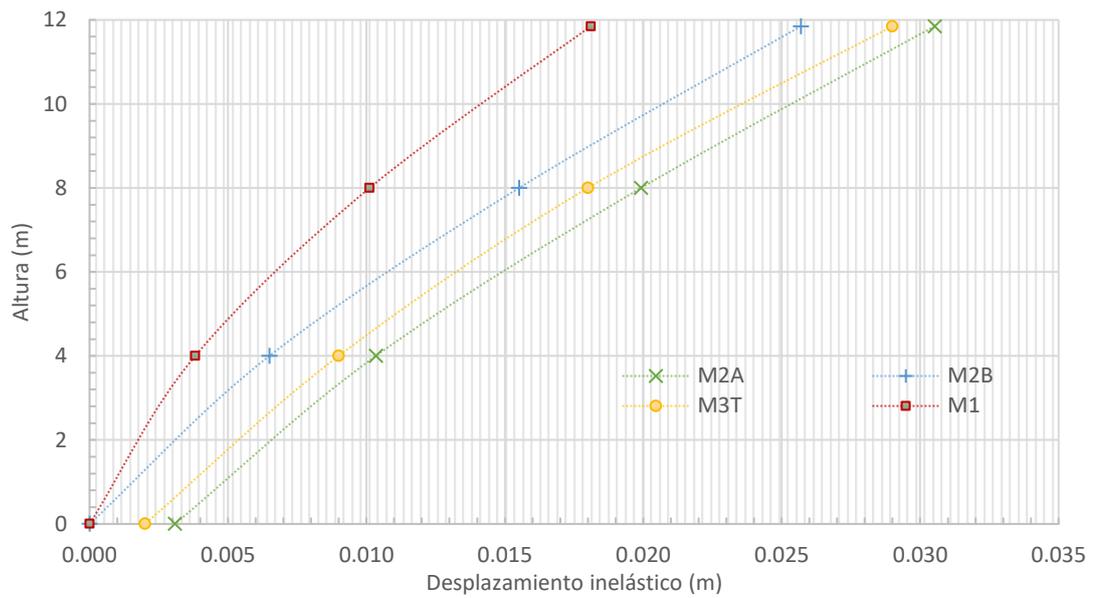


Gráfico 5.6 Acercamiento de la gráfica 5.5

En el gráfico 5.5 se aprecia que los resultados se encuentran dentro de los límites esperados. Al igual que en el caso anterior se observa que los valores de los modelos 2A, 2B y 3 son cercanos, pues se tiene como diferencia máxima 3 mm en la azotea. En el gráfico 5.6 se observa desplazamientos en los modelos 2A y 3 en el nivel cero, lo que concuerda con las restricciones que tiene cada modelo. Además, se puede observar que la pendiente descrita por el modelo 2B es mayor a los de los modelos 3 y 2A, cumpliendo el comportamiento esperado.

Modelo de 5 sótanos en la dirección Y-Y

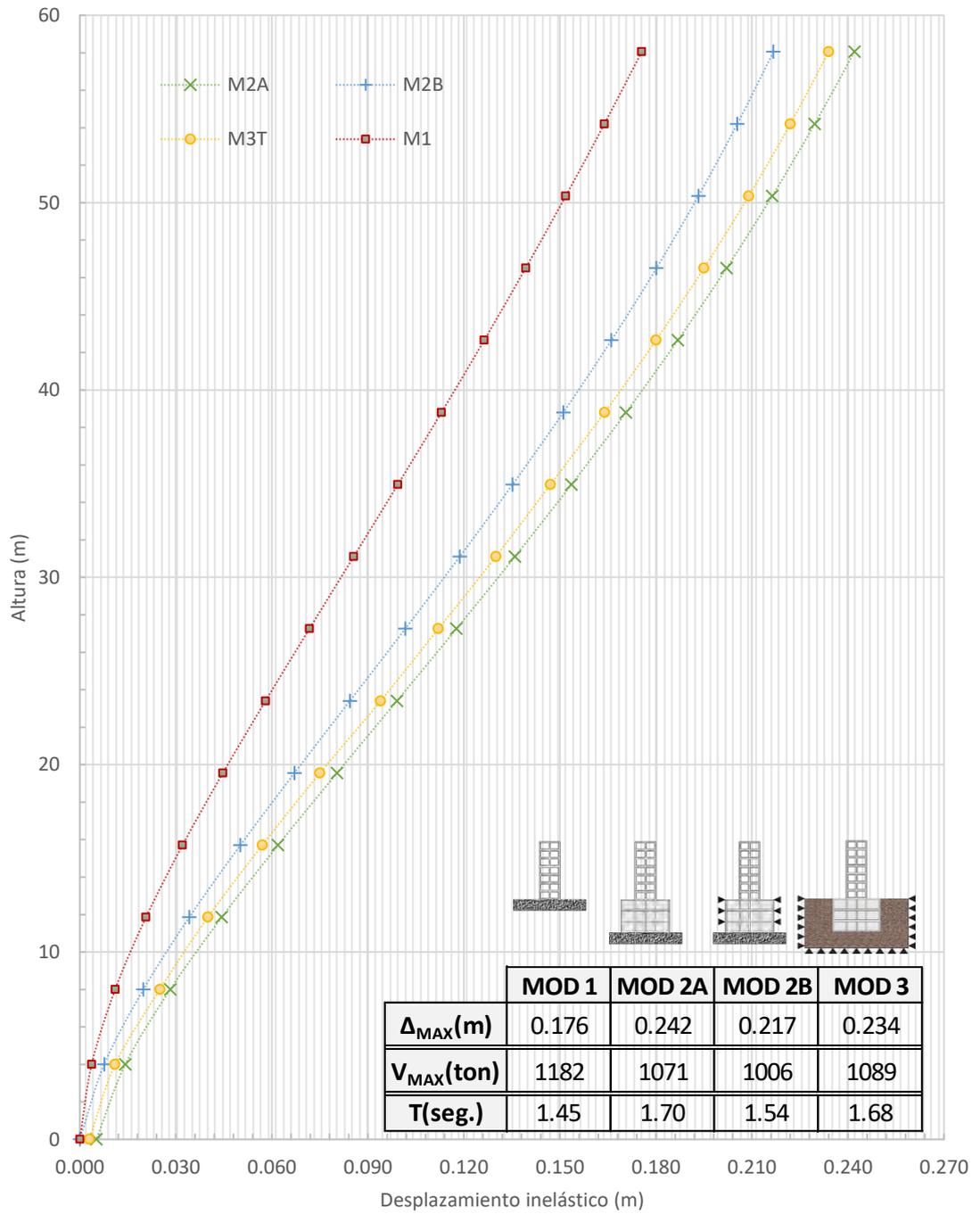


Gráfico 5.7 Desplazamientos inelásticos para suelo S1 y 5 sótanos Y-Y

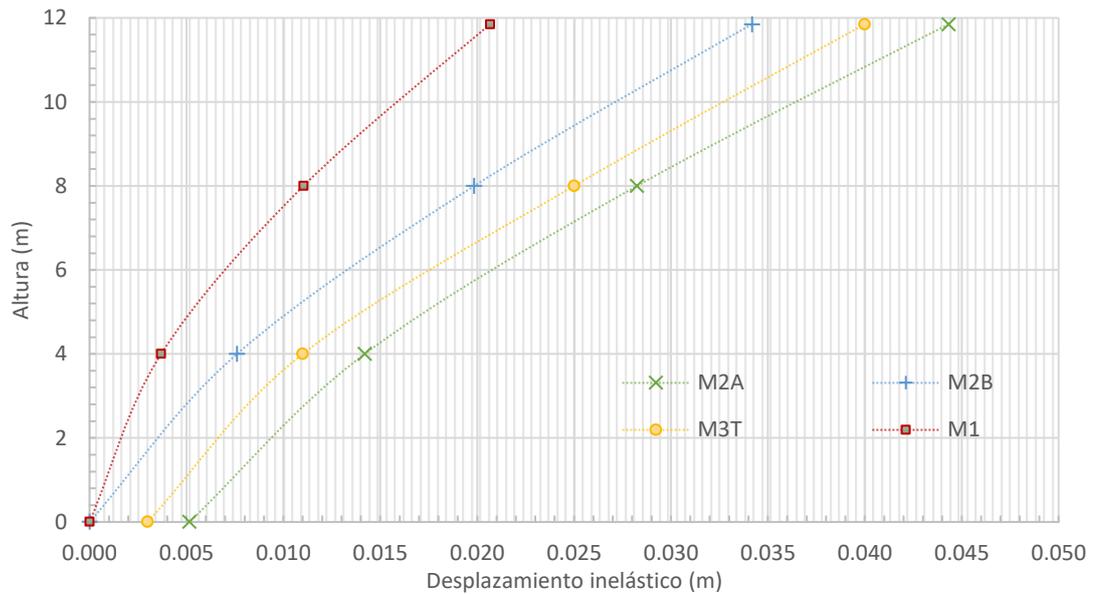


Gráfico 5.8 Acercamiento de la gráfica 5.7

Se observa en el gráfico 5.7 un comportamiento idóneo para los límites que se proponen en este estudio. A medida que el número de pisos va a en aumento, el desplazamiento del modelo 3 se va alejando cada vez más al del modelo 2B; esto se explica debido al giro que se obtiene en el modelo 3, el cual produce un desplazamiento adicional en cada nivel, cuya importancia va aumentando según la distancia que se tiene respecto a la cimentación. En el gráfico 5.8 se observa desplazamientos en los modelos 2A y 3 en el nivel cero, lo que concuerda con las restricciones que tiene cada modelo; siendo el 2A el mayor. Y como en el caso anterior, la pendiente descrita por el modelo 2B es mayor a los de los modelos 3 y 2A, cumpliendo el comportamiento esperado.

Modelo de 8 sótanos en la dirección X-X

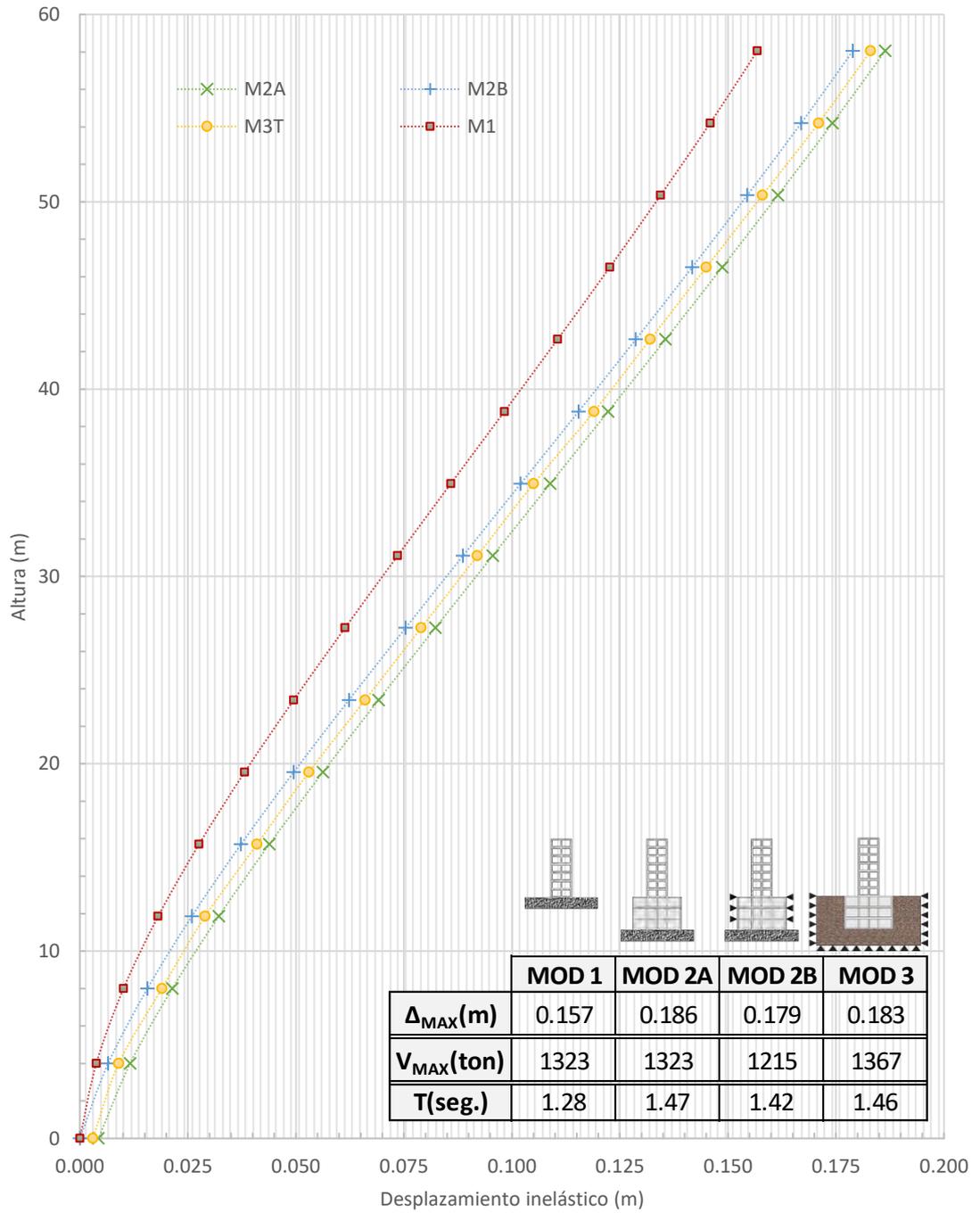


Gráfico 5.9 Desplazamientos inelásticos para suelo S1 y 8 sótanos X-X

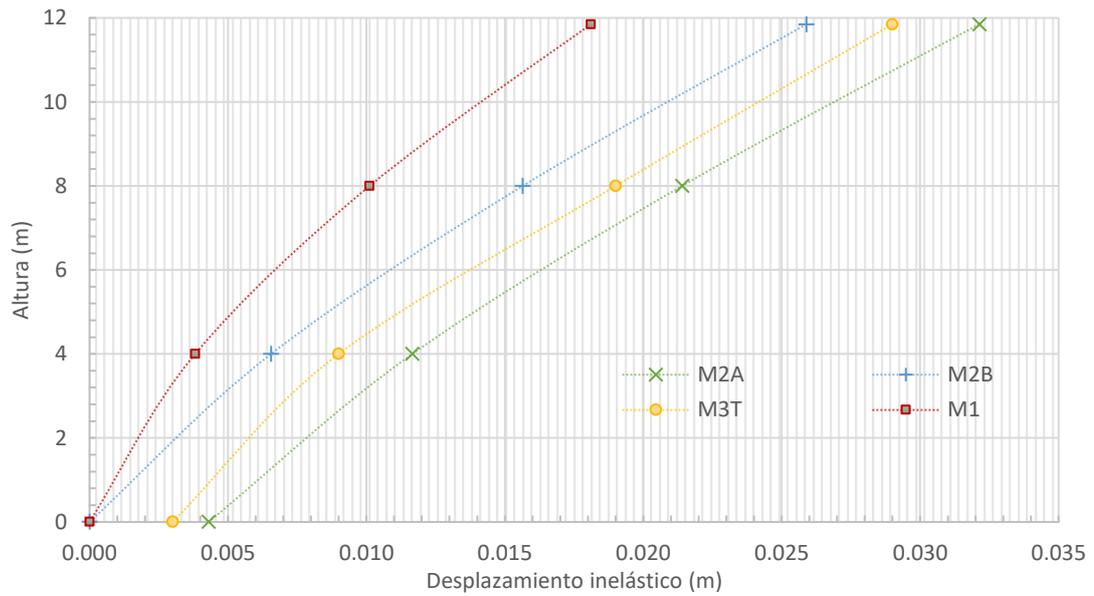


Gráfico 5.10 Acercamiento gráfico 5.9

Del gráfico 5.9 se puede señalar que los desplazamientos cumplen con el patrón esperado. El modelo 3 tiende a presentar desplazamientos cercanos al del modelo 2A y la diferencia máxima entre ellos es de 3 mm. En el gráfico 5.10 se observa desplazamientos en los modelos 2A y 3 en el nivel cero, lo que concuerda con las restricciones que tiene cada modelo; siendo el 2A el mayor y el desplazamiento inicial del modelo 3 muy pequeño. Además, se puede observar que la pendiente descrita por el modelo 2B es mayor a los de los modelos 3 y 2A, cumpliendo el comportamiento esperado.

Modelo de 8 sótanos en la dirección Y-Y

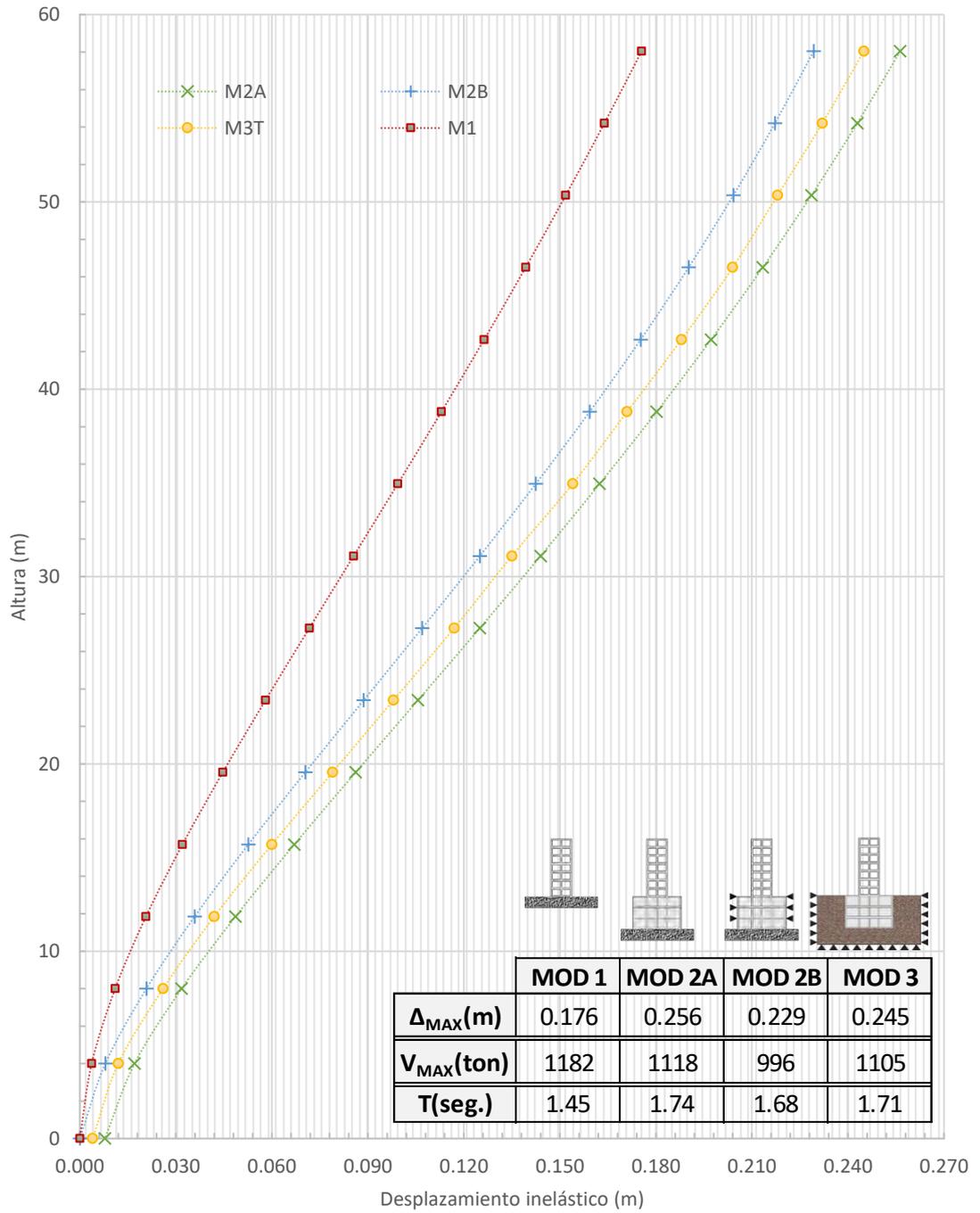


Gráfico 5.11 Desplazamientos inelásticos para suelo S1 y 8 sótanos Y-Y

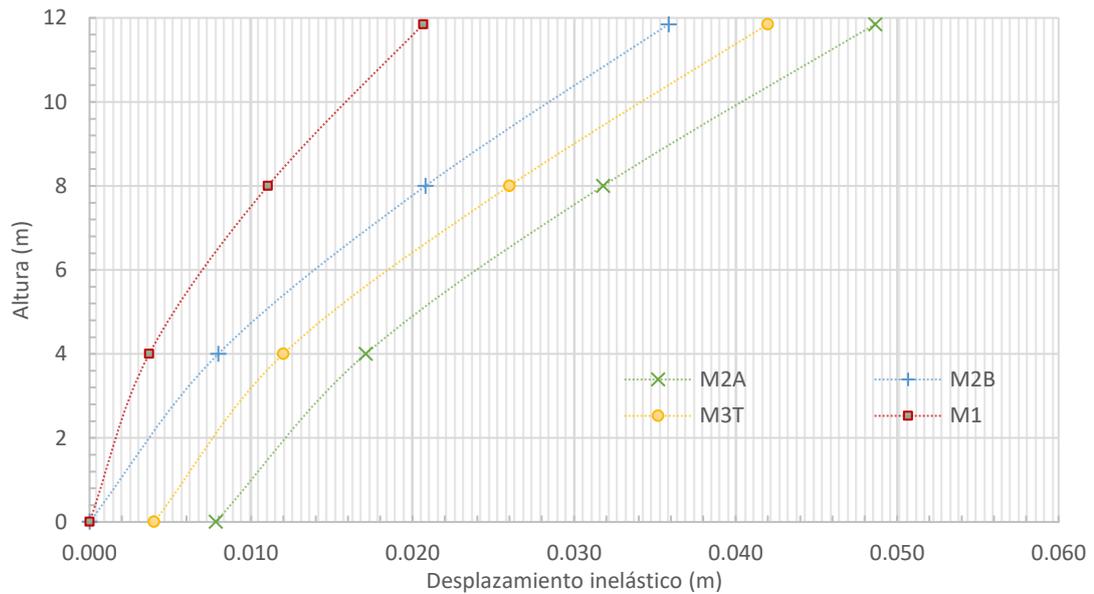


Gráfico 5.12 Acercamiento gráfico 5.11

En el gráfico 5.11 se puede observar un comportamiento similar al presentado en el gráfico 5.7, solo que en este caso la magnitud de los desplazamientos es mayor. De la misma forma, el desplazamiento del modelo 3 tiende a alejarse del modelo 2B conforme aumenta la altura; esto igualmente se explica con el giro que permite el modelo 3. En el gráfico 5.12 se observa desplazamientos en los modelos 2A y 3 en el nivel cero, lo que concuerda con las restricciones que tiene cada modelo. Como se observa de los gráficos 5.4, 5.8 y 5.12 los desplazamientos en nivel cero aumentaron a medida que la profundidad de cimentación se incrementaba. Además, se puede observar que la pendiente descrita por el modelo 2B es mayor a los de los modelos 3 y 2A, cumpliendo el comportamiento esperado.

### 5.3.2. RESULTADOS PARA SUELO TIPO S2

#### Modelo de 2 sótanos en la dirección X-X

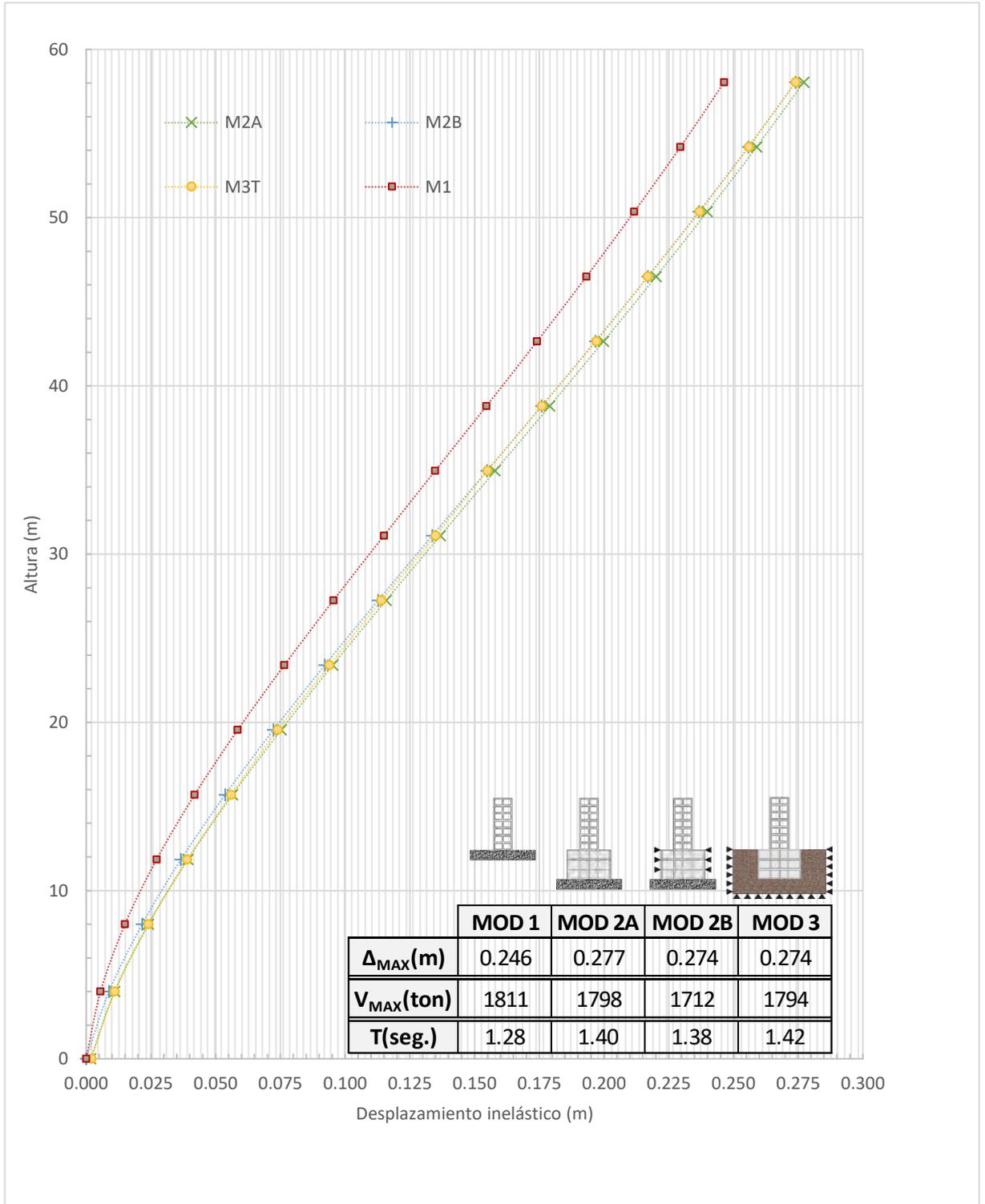


Gráfico 5.13 Desplazamientos inelásticos para suelo S2 y 2 sótanos X-X

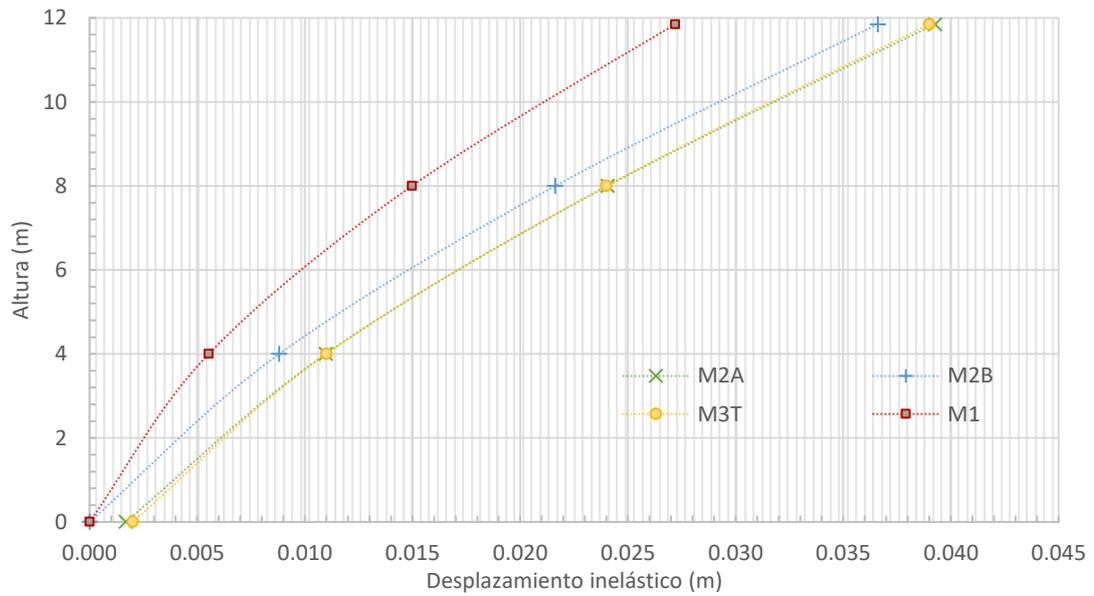


Gráfico 5.14 Acercamiento gráfico 5.13

En el gráfico 5.13. se puede apreciar que el desplazamiento máximo en el modelo tipo 3 es muy similar al del modelo 2A, para este caso la diferencia entre ellos se encuentra en los primeros niveles. En el gráfico 5.14 se observa desplazamientos en los modelos 2A y 3 en el nivel cero, lo que concuerda con las restricciones que tiene cada modelo. Se observa que las pendientes descritas por los modelos 2A y 3 son iguales.

Modelo de 2 sótanos en la dirección Y-Y

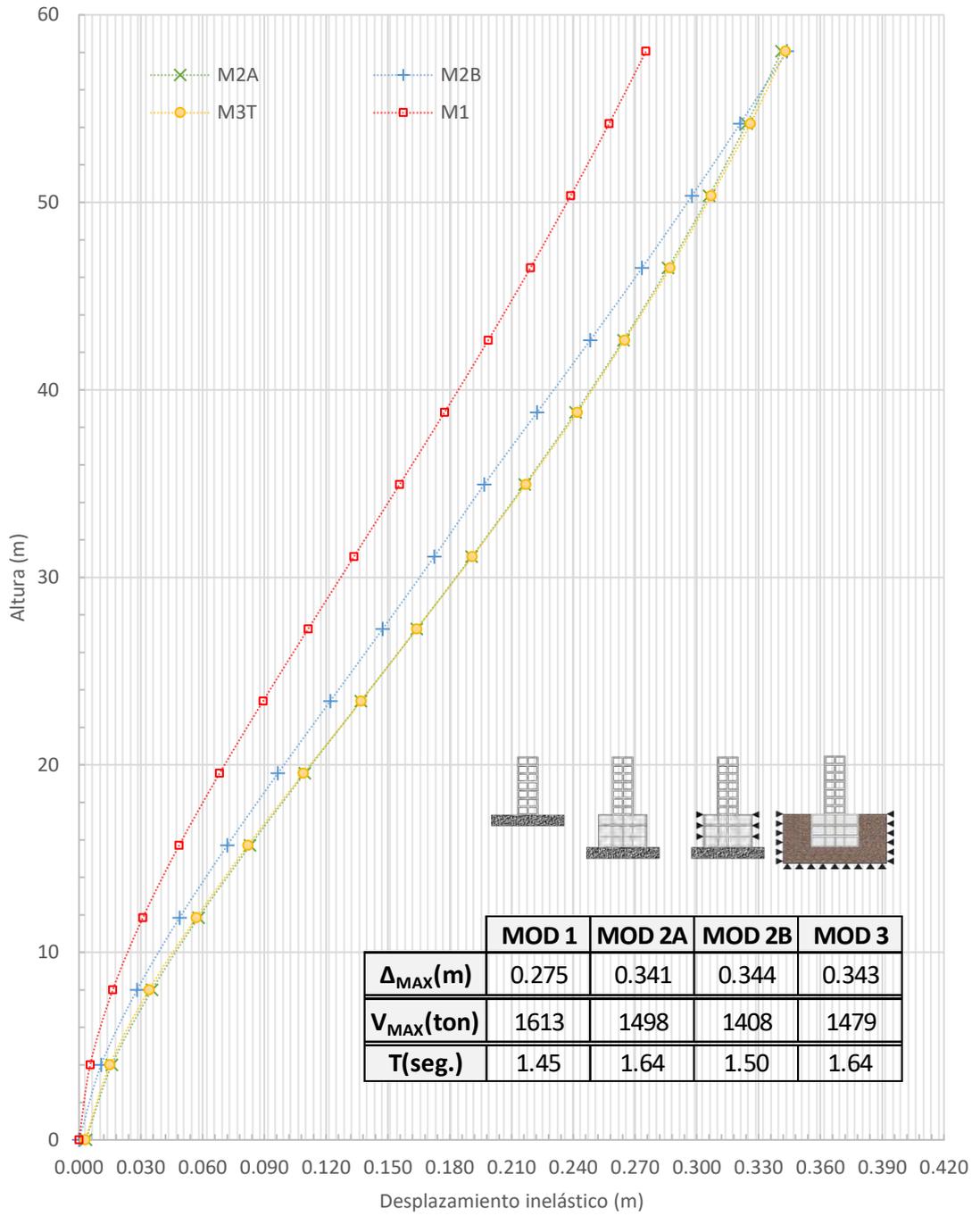


Gráfico 5.15 Desplazamientos inelásticos para suelo S2 y 2 sótanos Y-Y

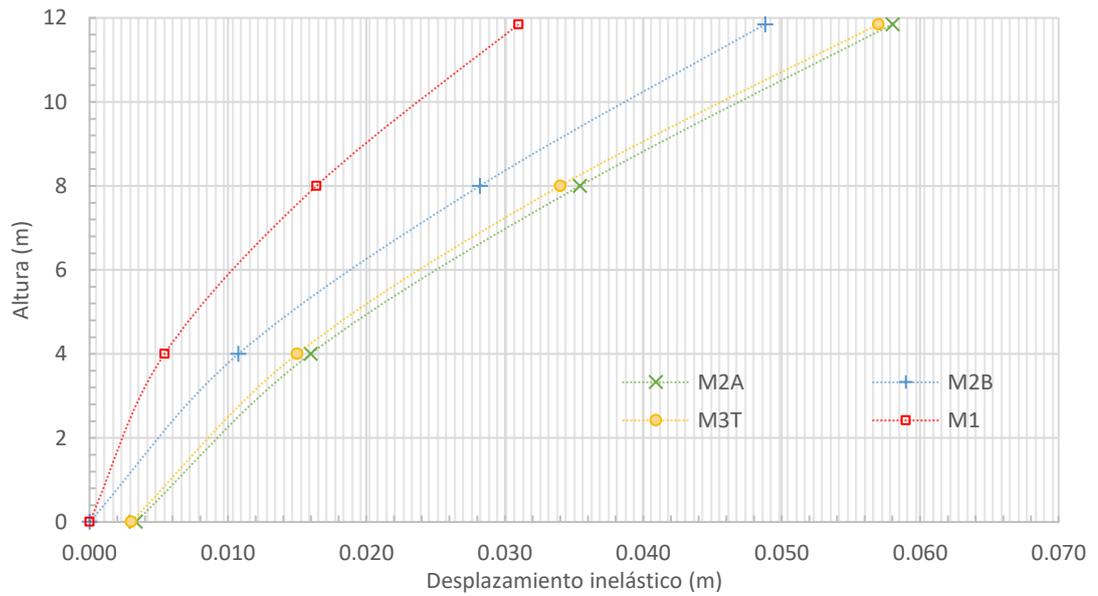


Gráfico 5.16 Acercamiento gráfica 5.15

Del gráfico 5.15. se puede comentar que los valores del desplazamiento en los modelos del tipo 2, se encuentran dentro de los rangos esperados; excepto en el último nivel, en cual el desplazamiento mayor se presenta en el modelo tipo 2B. Al igual que el caso anterior se debe notar que la diferencia entre los valores obtenidos es de 3mm. En el gráfico 5.16 se observa desplazamientos en los modelos 2A y 3 en el nivel cero, lo que concuerda con las restricciones que tiene cada modelo. Además, se observa que la pendiente descrita por el modelo 3 es muy similar a la del modelo 2A.

Modelo de 5 sótanos en la dirección X-X

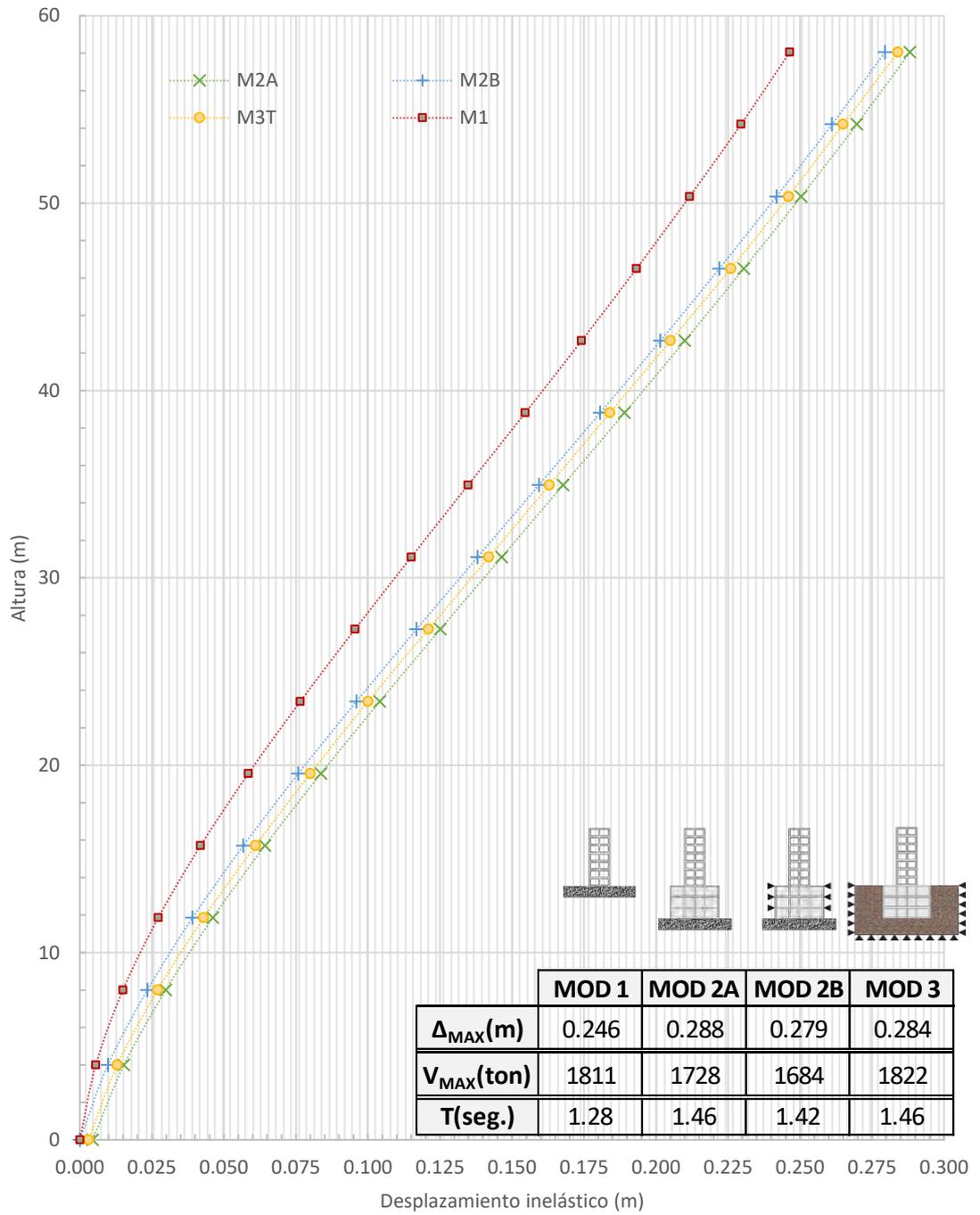


Gráfico 5.17 Desplazamientos inelásticos para suelo S2 y 5 sótanos X-X

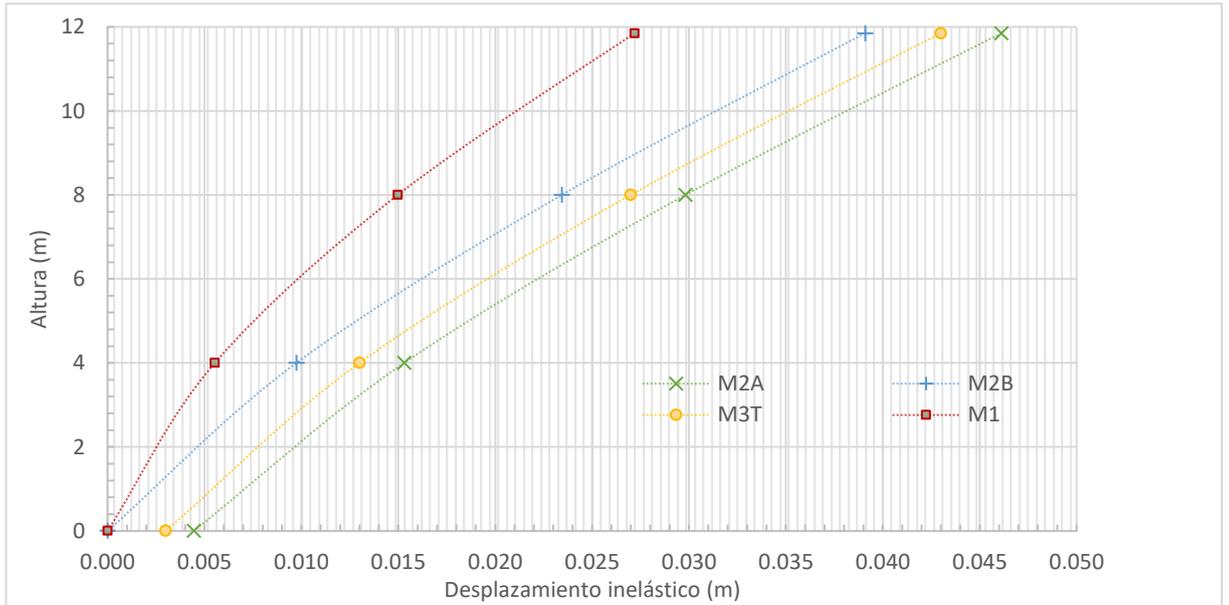


Gráfico 5.18 Acercamiento gráfica 5.17

En el gráfico 5.17 se aprecia que los resultados se encuentran dentro de los límites esperados. En el gráfico 5.18 se observa desplazamientos en los modelos 2A y 3 en el nivel cero, lo que concuerda con las restricciones que tiene cada modelo. Además, se observa que las pendientes descritas por cada modelo concuerdan con el comportamiento esperado.

Modelo de 5 sótanos en la dirección Y-Y

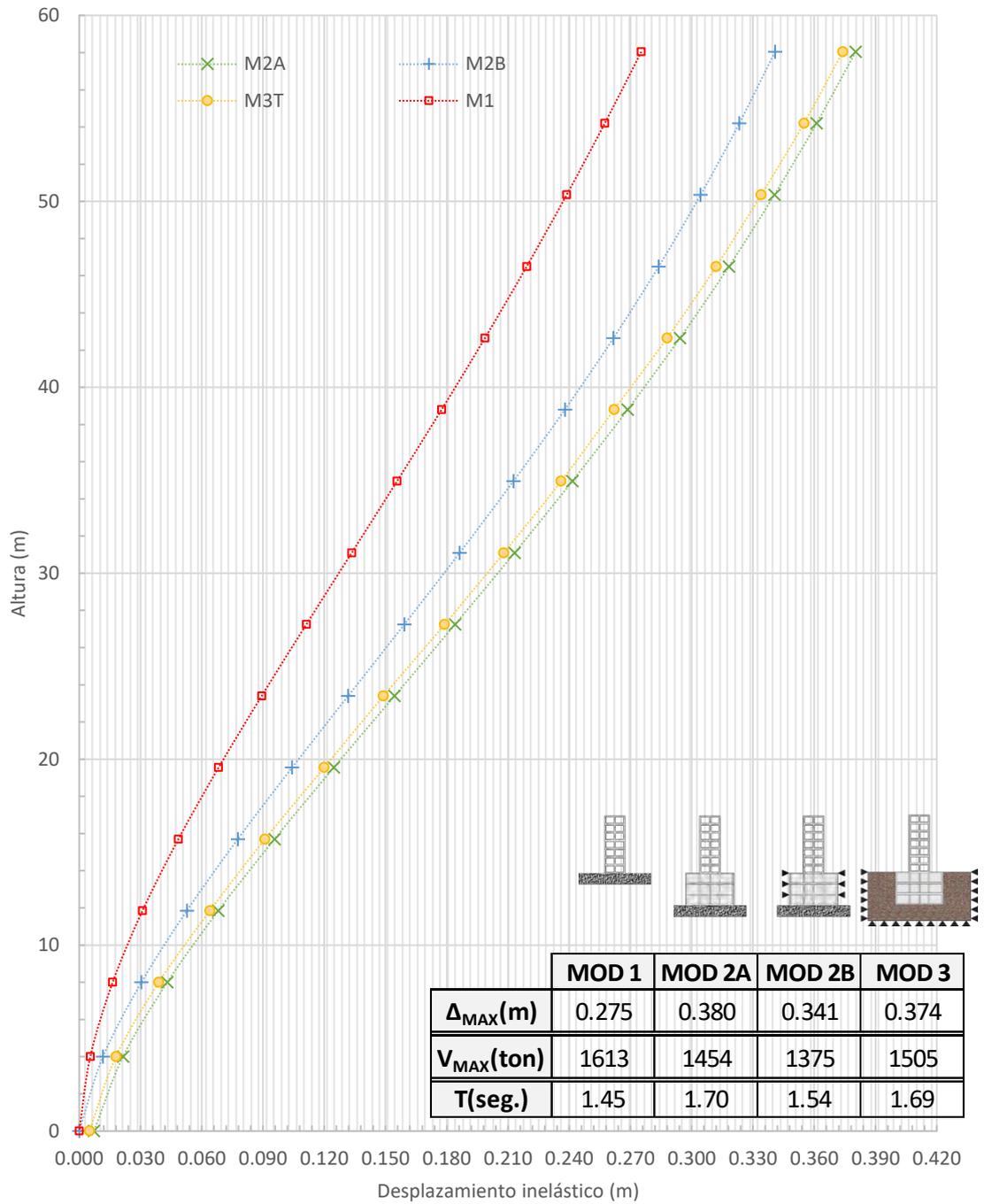


Gráfico 5.19 Desplazamientos inelásticos para suelo S2 y 5 sótanos Y-Y

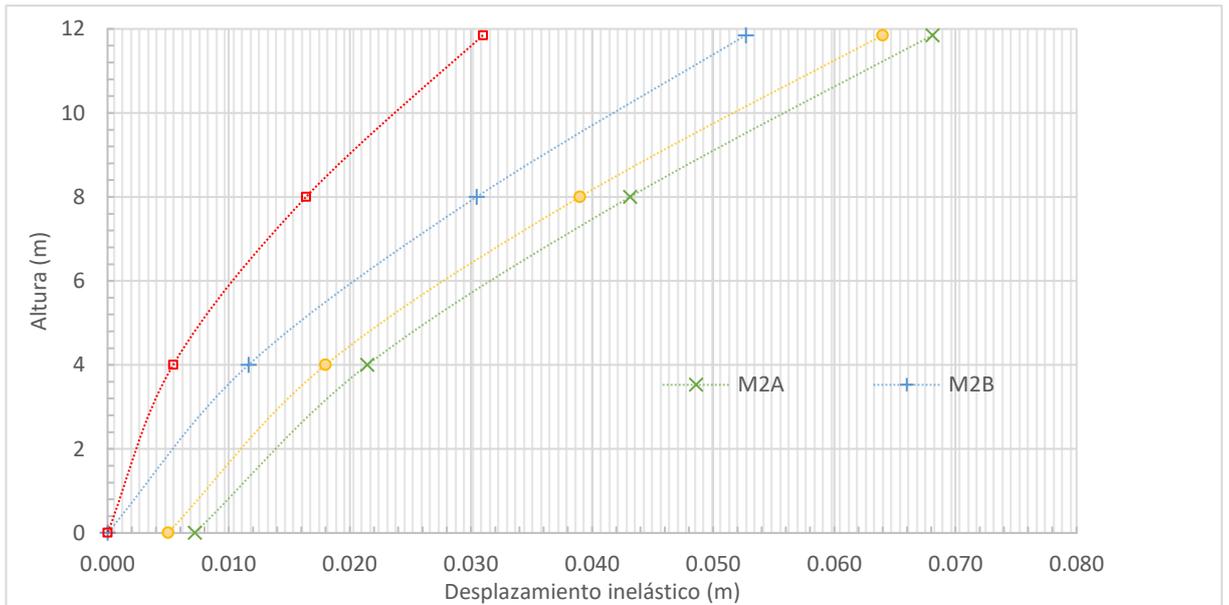


Gráfico 5.20 Acercamiento gráfica 5.19

Se observa en el gráfico 5.19 que se cumple con el comportamiento esperado. Sin embargo, se puede apreciar que el comportamiento del modelo 3 se asemeja más al del modelo 2A; esto se puede explicar debido al giro que se obtiene en el modelo 3, el cual produce un desplazamiento adicional en cada nivel, cuya importancia va aumentando según la distancia que se tiene respecto a la cimentación. En el gráfico 5.20 se observa desplazamientos en los modelos 2A y 3 en el nivel cero, lo que concuerda con las restricciones que tiene cada modelo. Además, se observa que las pendientes descritas por cada modelo concuerdan con el comportamiento esperado.

Modelo de 8 sótanos en la dirección X-X

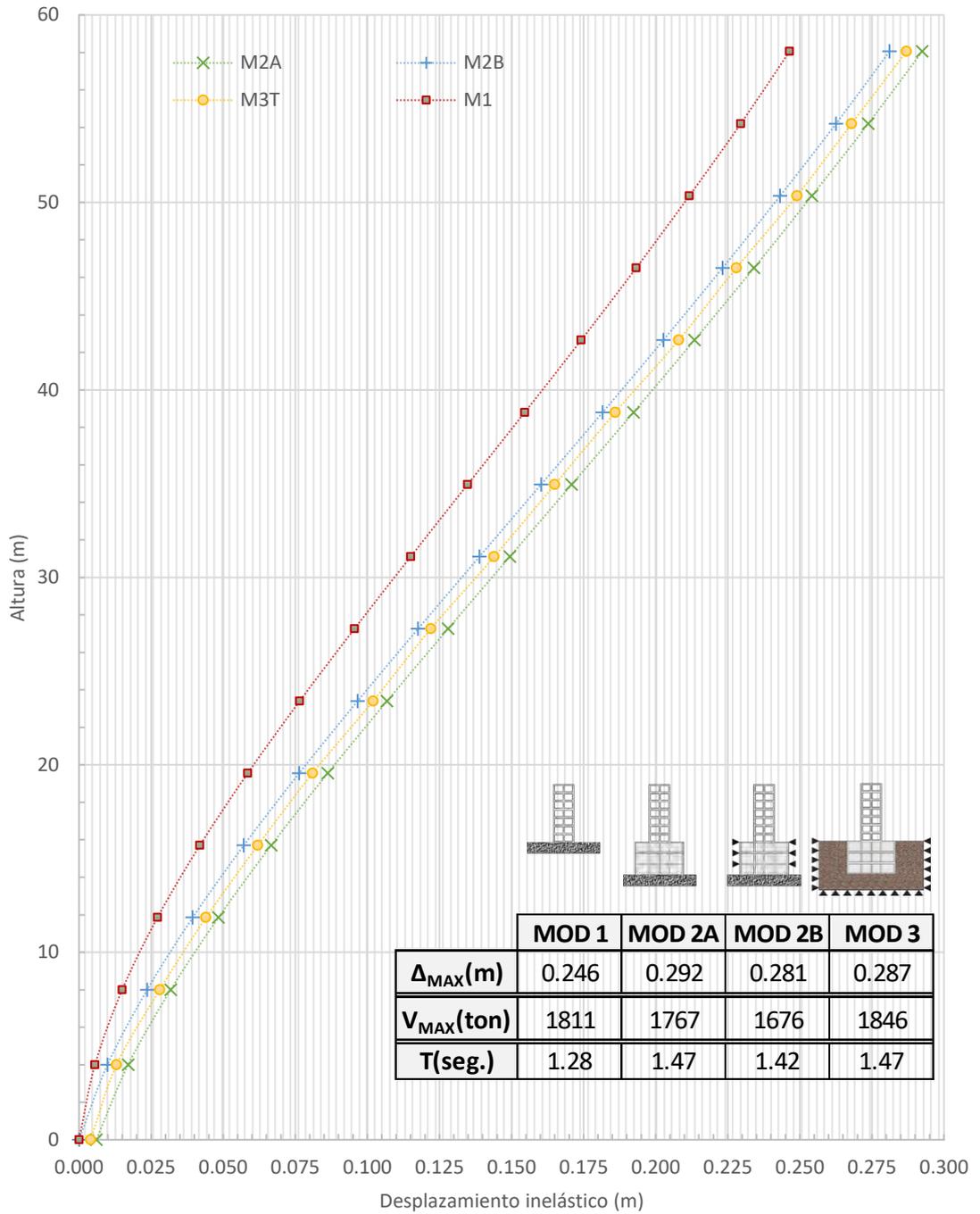


Gráfico 5.21 Desplazamientos inelásticos para suelo S2 y 8 sótanos X-X

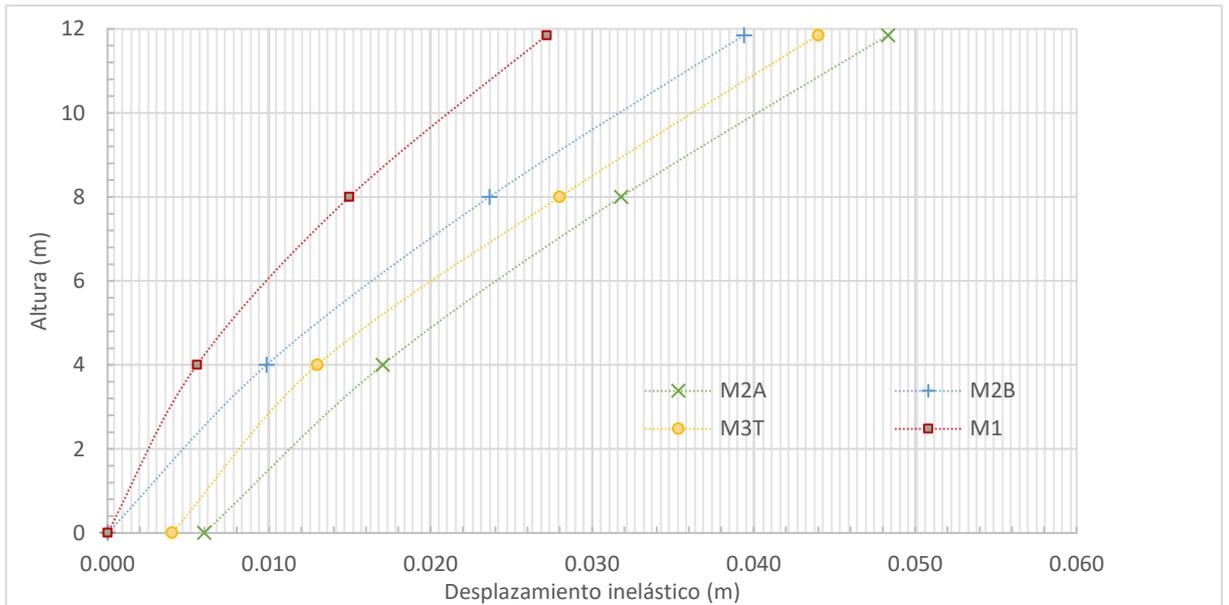


Gráfico 5.22 Acercamiento gráfica 5.21

Del gráfico 5.21 se puede señalar que los desplazamientos cumplen con el patrón esperado. En el gráfico 5.22 se observa desplazamientos en los modelos 2A y 3 en el nivel cero, lo que concuerda con las restricciones que tiene cada modelo. Además, se observa que las pendientes descritas por cada modelo concuerdan con el comportamiento esperado.

Modelo de 8 sótanos en la dirección Y-Y

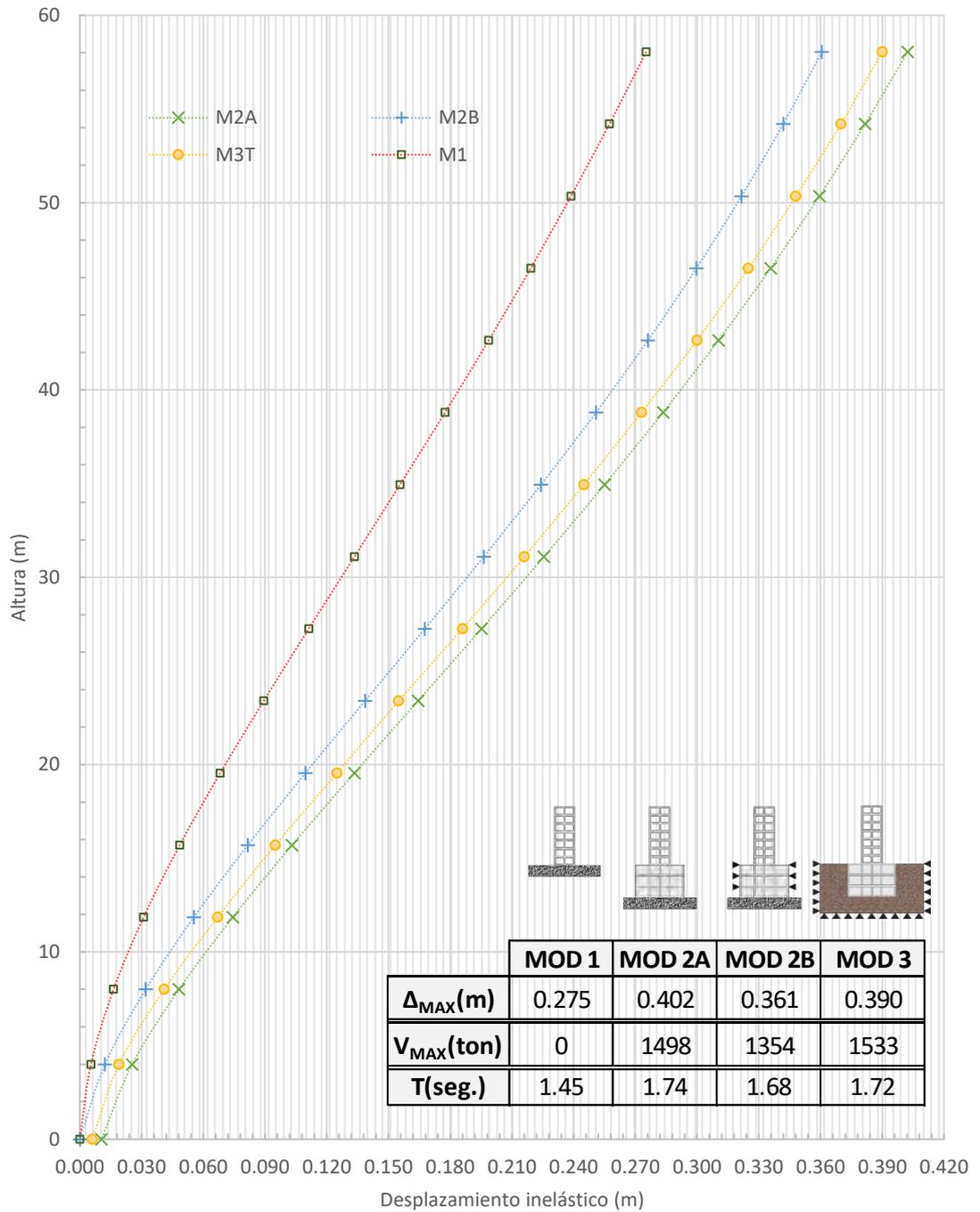


Gráfico 5.23 Desplazamientos inelásticos para suelo S2 y 8 sótanos Y-Y

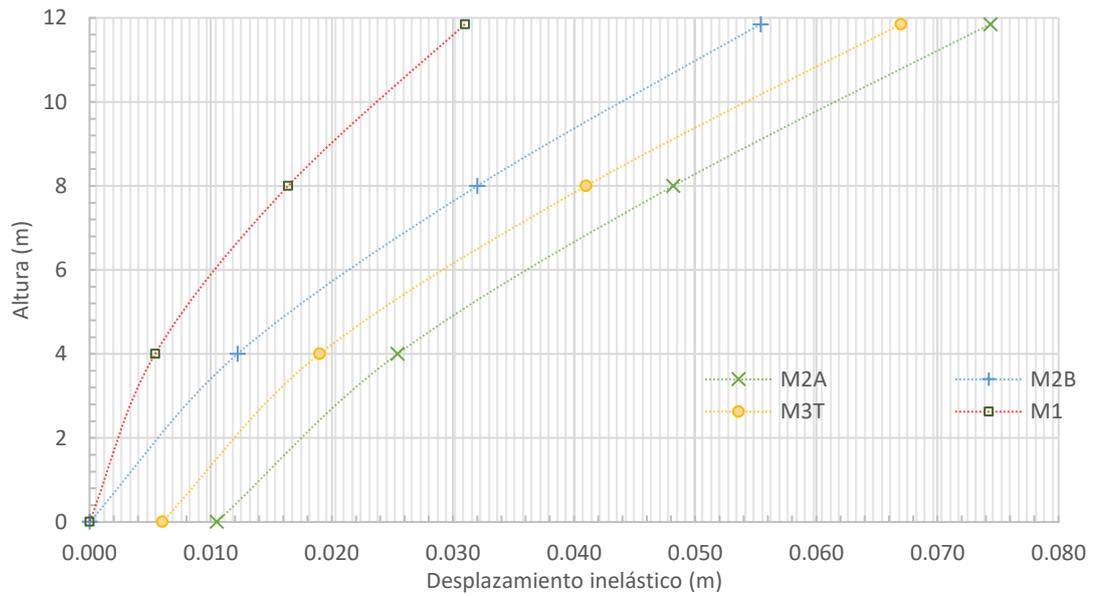


Gráfico 5.24 Acercamiento gráfica 5.23

En el gráfico 5.23 se puede observar un comportamiento similar al presentado en el gráfico 5.19, solo en este caso la magnitud de los desplazamientos es mayor. En el gráfico 5.24 se observa desplazamientos en los modelos 2A y 3 en el nivel cero, lo que concuerda con las restricciones que tiene cada modelo. De la misma forma, el desplazamiento y la pendiente del modelo 3, son cercanos a los del modelo 2A.

### 5.3.3. RESULTADOS PARA SUELO TIPO S3

#### Modelo de 2 sótanos en la dirección X-X

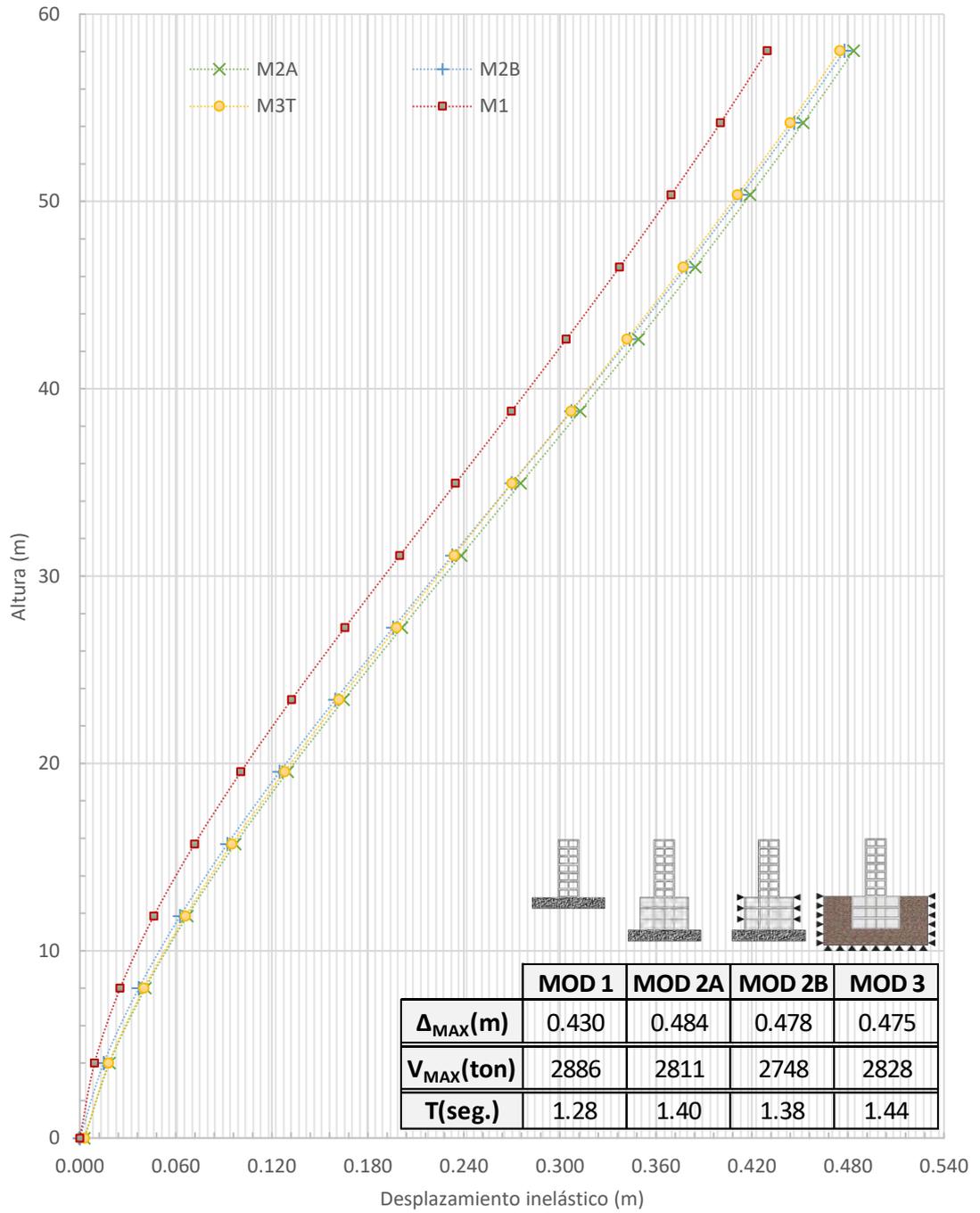


Gráfico 5.25 Desplazamientos inelásticos para suelo S3 y 2 sótanos X-X

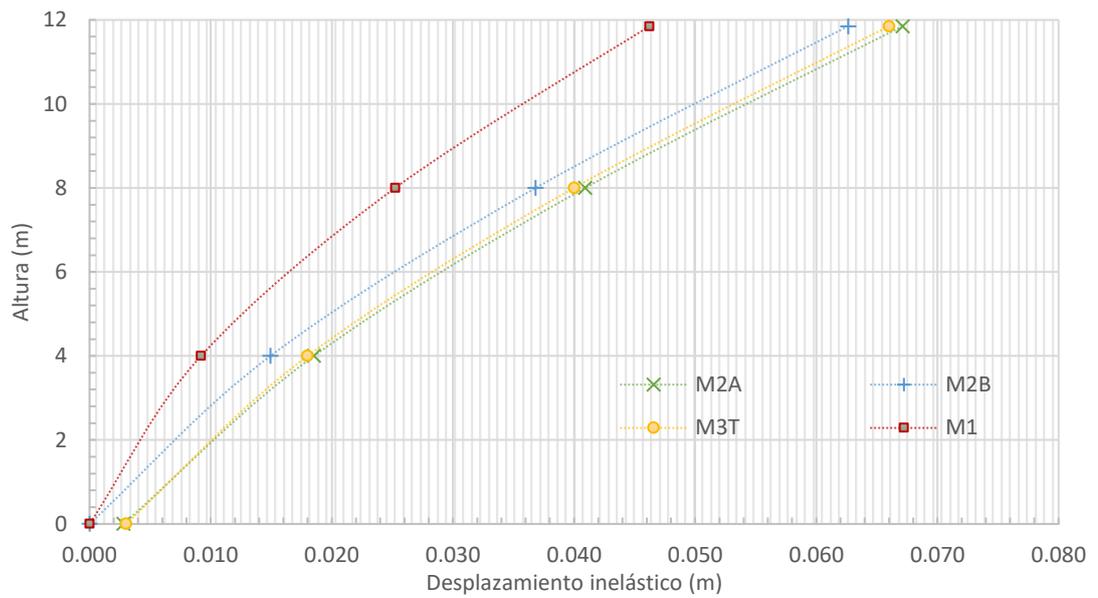


Gráfico 5.26 Acercamiento gráfico 5.25

En el gráfico 5.25. se puede apreciar que el desplazamiento máximo en el modelo tipo 3 es menor a los demás, esto debe principalmente a las formas modales que actúan en la respuesta dinámica. En el gráfico 5.26 se observa desplazamientos en los modelos 2A y 3 en el nivel cero, lo que concuerda con las restricciones que tiene cada modelo. Además, se observa que la pendiente descrita por el modelo 3, no concuerda con el comportamiento esperado en los niveles superiores.

Modelo de 2 sótanos en la dirección Y-Y

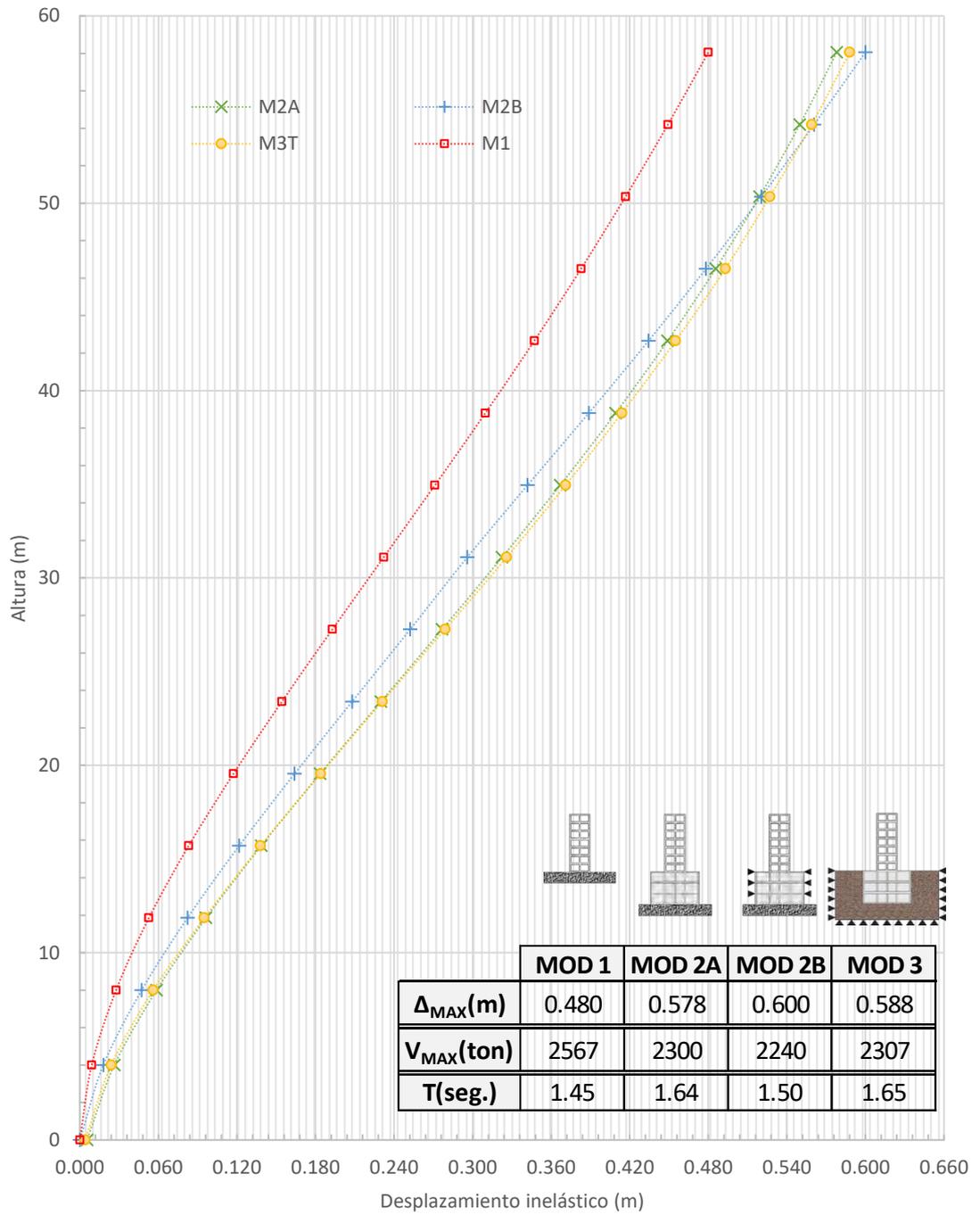


Gráfico 5.27 Desplazamientos inelásticos para suelo S3 y 2 sótanos Y-Y

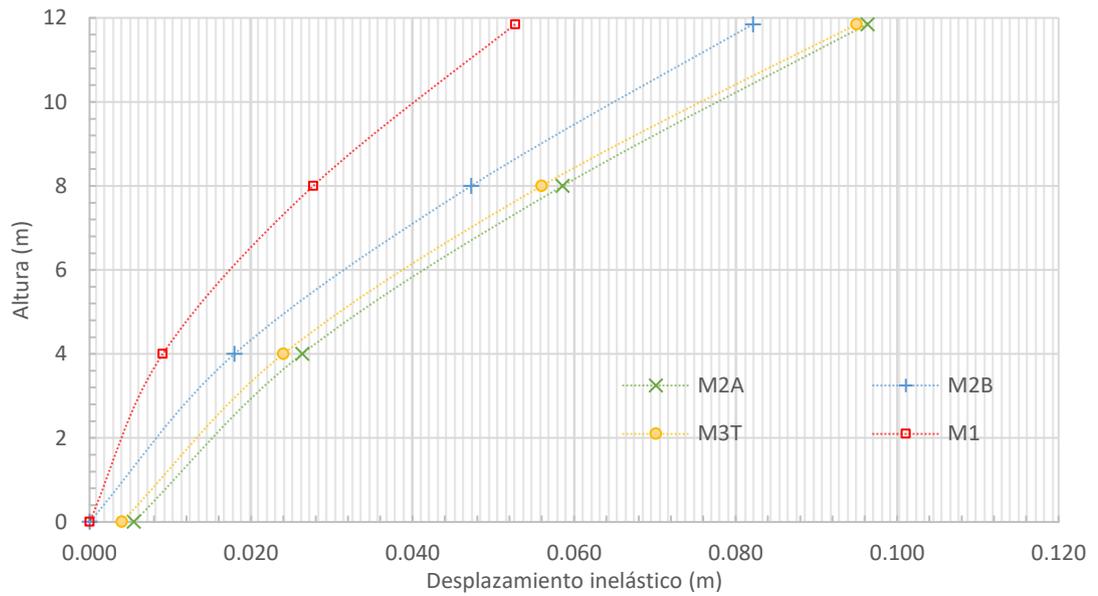


Gráfico 5.28 Acercamiento gráfico 5.27

Del gráfico 5.27. se puede comentar que los valores del desplazamiento en los modelos del tipo 2, se encuentran dentro de los rangos esperados; excepto en los 3 últimos niveles, en los cuales el desplazamiento mayor se presenta en el modelo tipo 2B. Debido al giro que se obtiene en la cimentación en el modelo 3, ciertos niveles presentan mayor desplazamiento respecto a los modelos 2A y 2B. En el gráfico 5.28 se observa desplazamientos en los modelos 2A y 3 en el nivel cero.

Modelo de 5 sótanos en la dirección X-X

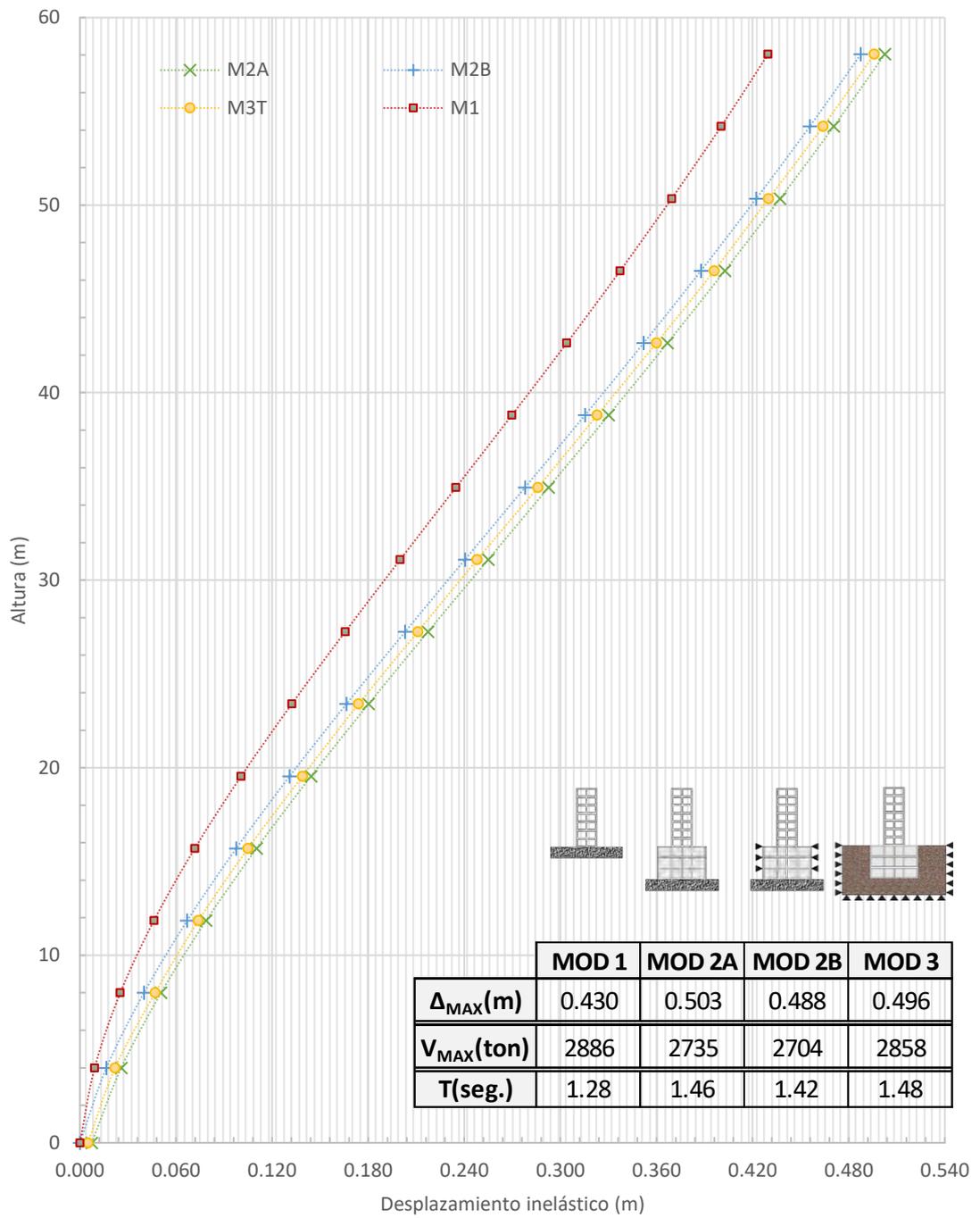


Gráfico 5.29 Desplazamientos inelásticos para suelo S3 y 5 sótanos X-X

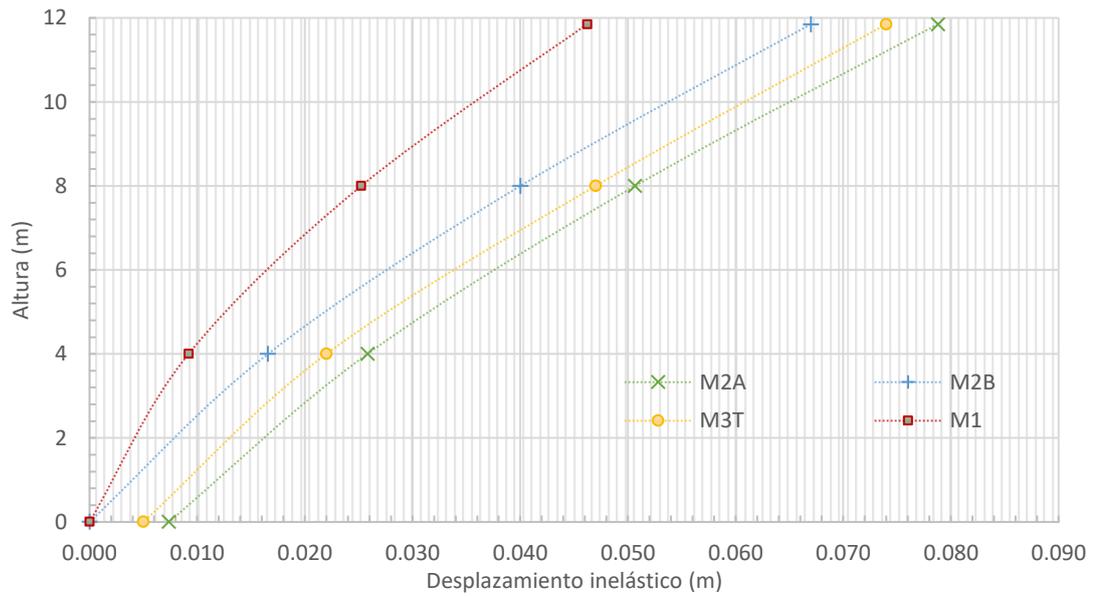


Gráfico 5.30 Acercamiento gráfico 5.29

El gráfico 5.29 se puede apreciar que los desplazamientos del modelo 3 describen el comportamiento esperado. En el gráfico 5.30 se observa desplazamientos en los modelos 2A y 3 en el nivel cero, notándose que, en este caso, el desplazamiento en el nivel cero del modelo 2A es ligeramente superior.

Modelo de 5 sótanos en la dirección Y-Y

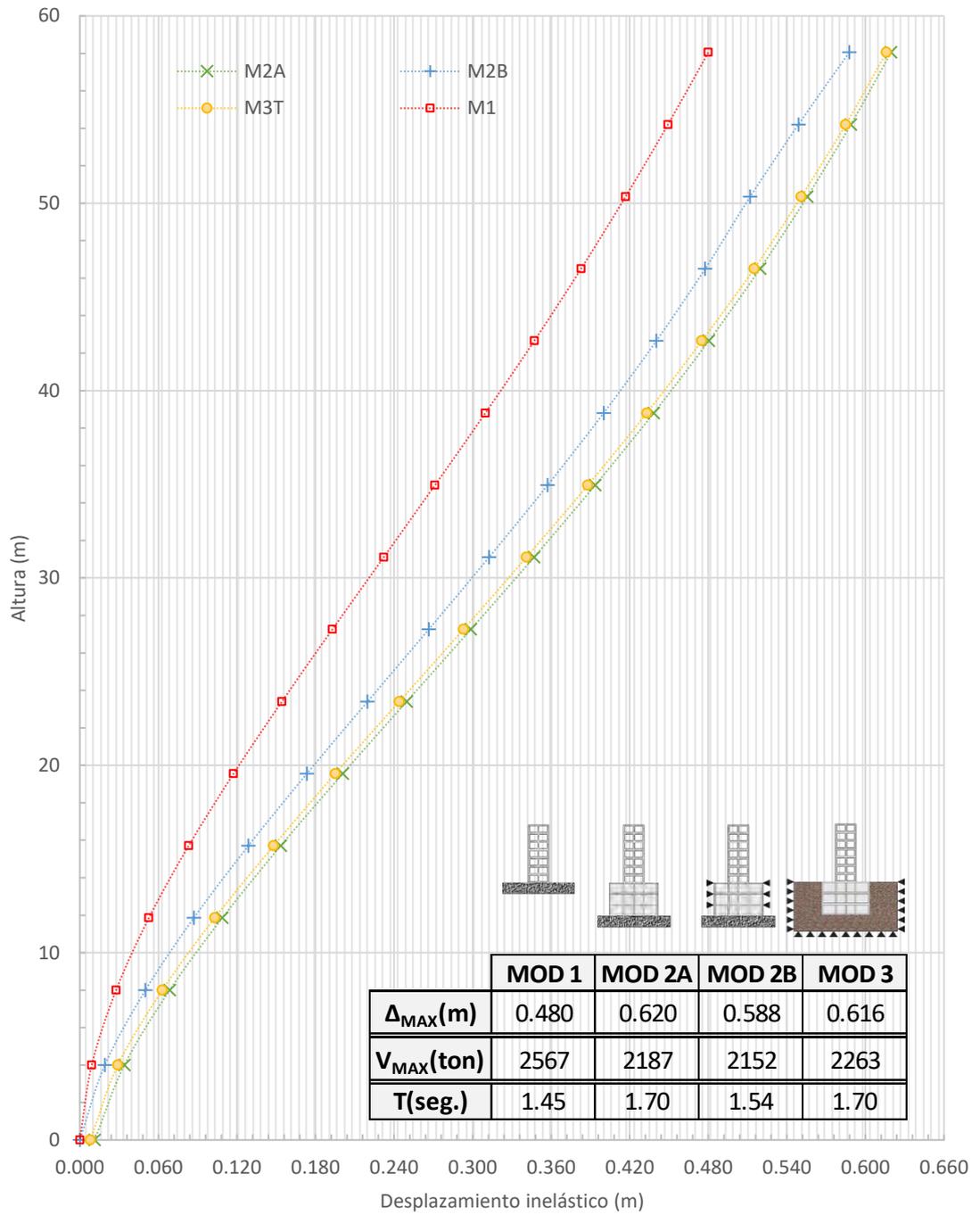


Gráfico 5.31 Desplazamientos inelásticos para suelo S3 y 5 sótanos Y-Y

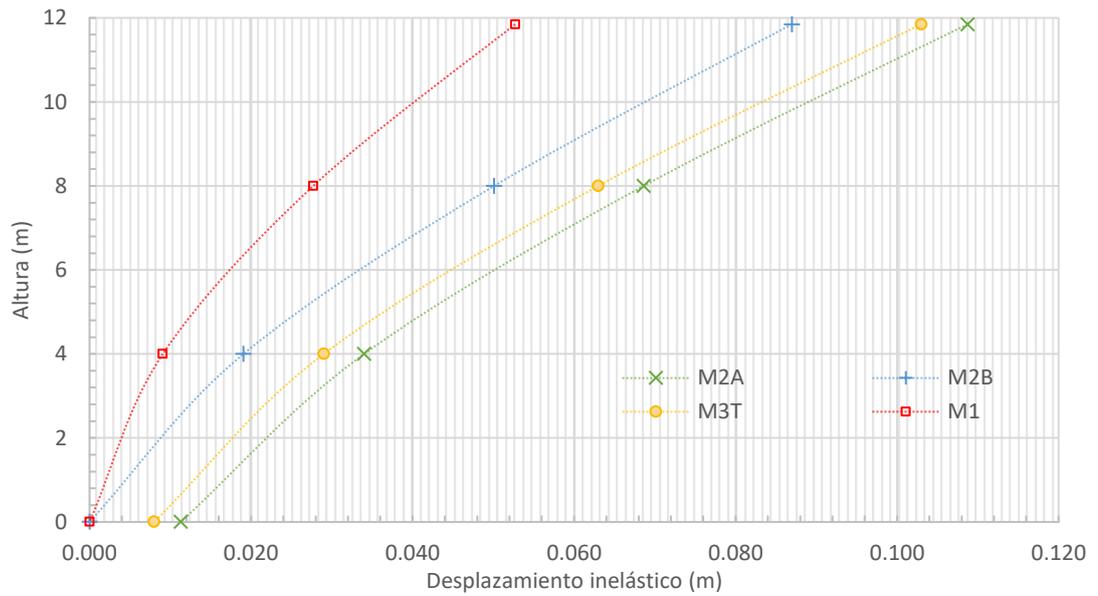


Gráfico 5.32 Acercamiento gráfico 5.31

En el gráfico 5.31 se puede observar que los valores se acercan al comportamiento esperado; con la particularidad que los desplazamientos del modelo 3 son muy cercanos a los del modelo 2A. En el gráfico 5.32 se observa desplazamientos en los modelos 2A y 3 en el nivel cero, notándose que, en este caso, el desplazamiento en el nivel cero del modelo 2A es ligeramente superior.

Modelo de 8 sótanos en la dirección X-X

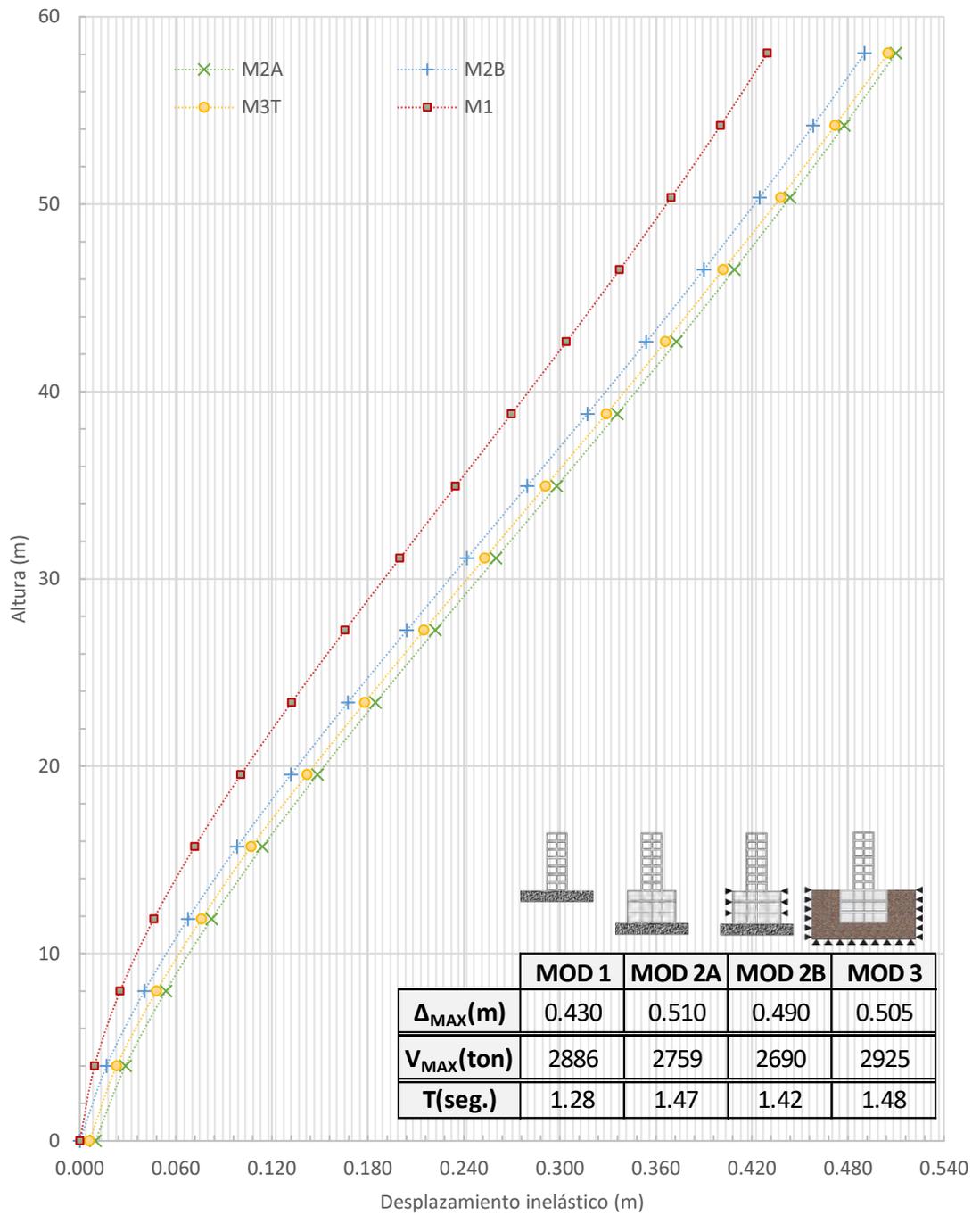


Gráfico 5.33 Desplazamientos inelásticos para suelo S3 y 8 sótanos X-X

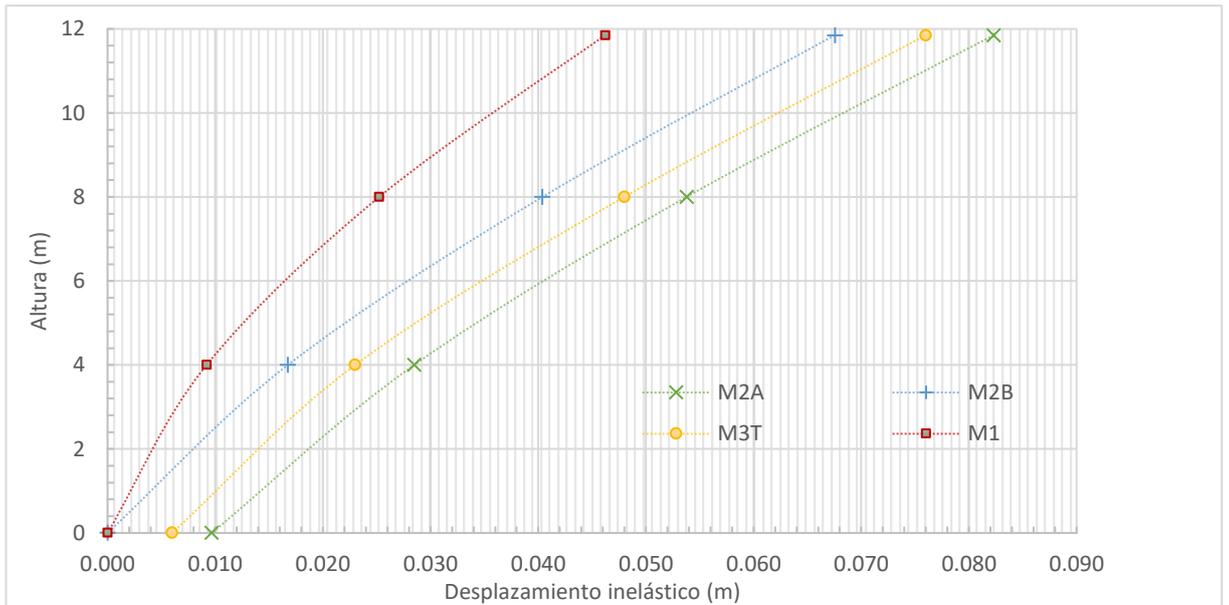


Gráfico 5.34 Acercamiento gráfico 5.33

En el gráfico 5.33 se puede apreciar que el comportamiento del modelo 3 es muy cercano al comportamiento del modelo 2A. En el gráfico 5.34 se observa desplazamientos en los modelos 2A y 3 en el nivel cero, notándose que, en este caso, el desplazamiento en el nivel cero del modelo 2A difieren en 5 mm.

Modelo de 8 sótanos en la dirección Y-Y

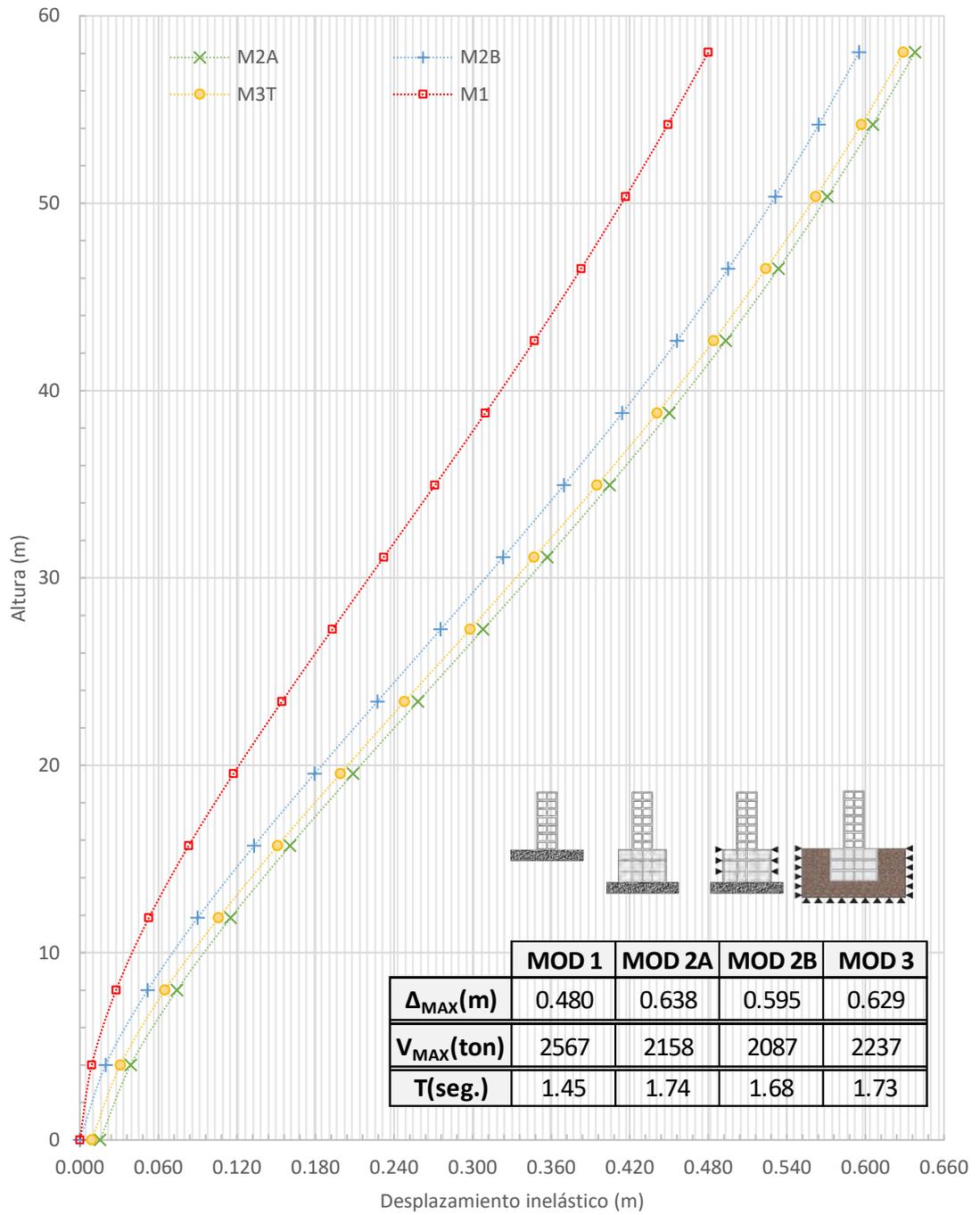


Gráfico 5.35 Desplazamientos inelásticos para suelo S3 y 8 sótanos Y-Y

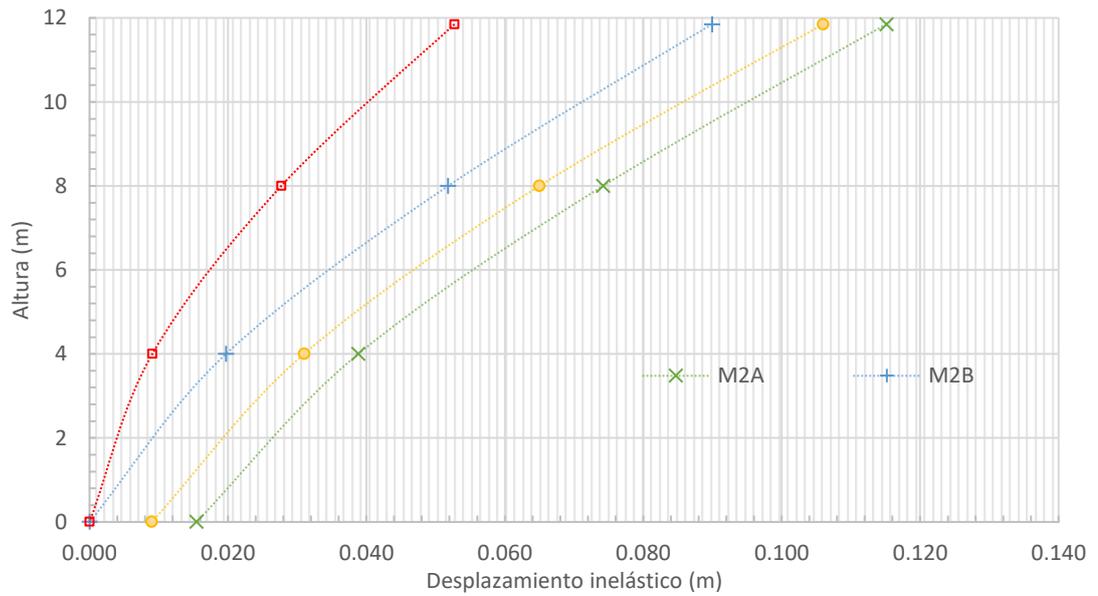


Gráfico 5.36 Acercamiento gráfico 5.35

En el gráfico 5.35 se observa un comportamiento según lo esperado, en donde el máximo desplazamiento se da en el modelo 2A, mientras que el modelo 3 presenta valores cercanos y una pendiente similar al del modelo 2A. En el gráfico 5.36 se observa desplazamientos en los modelos 2A y 3 en el nivel cero dentro del comportamiento esperado, con una diferencia de 6mm.

## CAPÍTULO 6: EVALUACIÓN Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS

### 7.1. RELEVANCIA ESTIMADA DE LA INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA

Tomando en cuenta lo recomendado por el NEHRP, en su publicación "Soil-Structure Interaction for Building Structures", y los resultados del análisis previamente realizado se estimó la razón de rigidez suelo – estructura; cuyos resultados se muestran en las tablas 6.1 y 6.2.

Tabla 7.1 Estimación de la razón rigidez suelo - estructura (Dirección X-X)

CASO DE ANÁLISIS	ALTURA EFECTIVA	TIPO DE SUELO	VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE	PERIODO	CANTIDAD DE SÓTANOS	RAZÓN RIGIDEZ SUELO-ESTRUCTURA
1	39	S1	1000	1.381	2	0.03
2	39	S1	1000	1.415	5	0.03
3	39	S1	1000	1.424	8	0.03
4	39	S2	320	1.381	2	0.09
5	39	S2	320	1.415	5	0.09
6	39	S2	320	1.424	8	0.09
7	39	S3	120	1.381	2	0.24
8	39	S3	120	1.415	5	0.23
9	39	S3	120	1.424	8	0.23

Tabla 7.2 Estimación de la razón rigidez suelo - estructura (Dirección Y-Y)

CASO DE ANÁLISIS	ALTURA EFECTIVA	TIPO DE SUELO	VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE	PERIODO	CANTIDAD DE SÓTANOS	RAZÓN RIGIDEZ SUELO-ESTRUCTURA
1	39	S1	1000	1.500	2	0.03
2	39	S1	1000	1.537	5	0.03
3	39	S1	1000	1.680	8	0.02
4	39	S2	320	1.500	2	0.08
5	39	S2	320	1.537	5	0.08
6	39	S2	320	1.680	8	0.07
7	39	S3	120	1.500	2	0.22
8	39	S3	120	1.537	5	0.21
9	39	S3	120	1.680	8	0.19

Evaluando los casos analizados en esta tesis, según lo propuesto por el NEHRP, se observa que cuando se involucran los suelos del tipo 2 y 3, es recomendable incluir los efectos de la ISE en el modelo de análisis; pues la razón de rigidez suelo-estructura en estos casos es muy cercano o superior a 0.1, al menos en una de las direcciones de análisis.

### 7.2. DESPLAZAMIENTOS

Los gráficos 6.1, 6.2 muestran únicamente los desplazamientos máximos en mm para cada tipo de modelo y suelo empleado, agrupando los resultados según el número de sótanos del caso analizado.

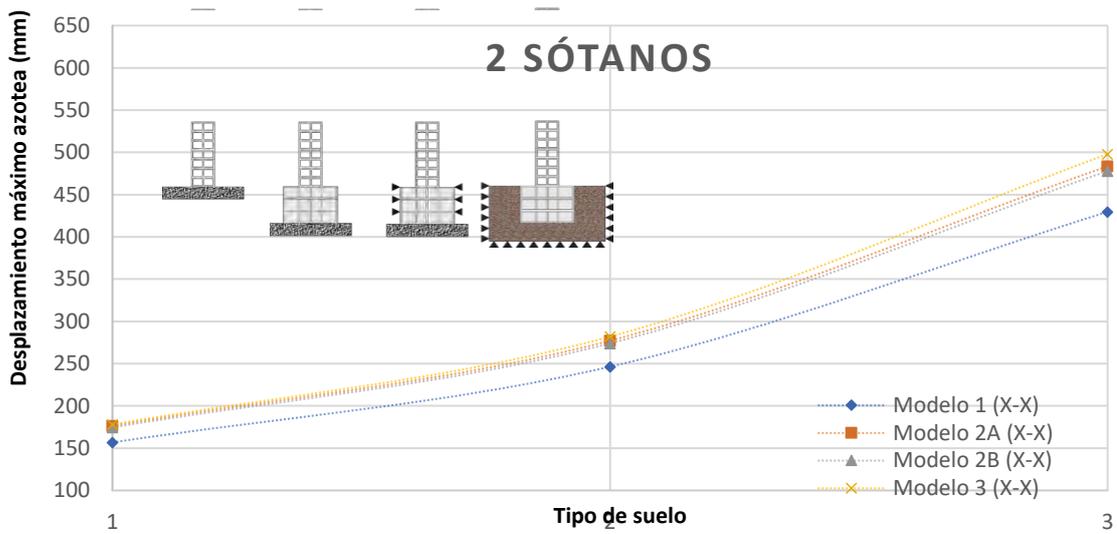


Gráfico 7.1 Desplazamiento máximo en función al modelo y Tipo de Suelo para 02 sótanos (X-X)

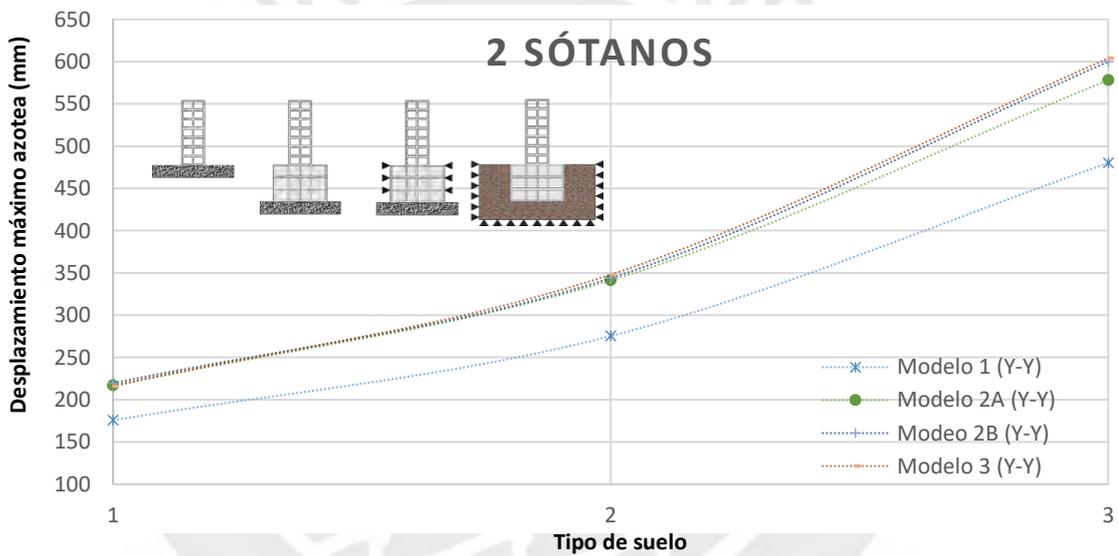


Gráfico 7.2 Desplazamiento máximo en función al modelo y Tipo de Suelo para 02 sótanos (Y-Y)

En los gráficos 6.1 y 6.2 se puede apreciar que conforme la calidad del suelo decrece, se presentan 2 tendencias en el comportamiento; la primera, es el aumento del desplazamiento máximo, y la segunda, es el aumento de la dispersión de los resultados. En este caso se observa que el modelo 3 tiene mayor desplazamiento que los otros dos modelos y, este se justifica por el giro que se produce en la cimentación.

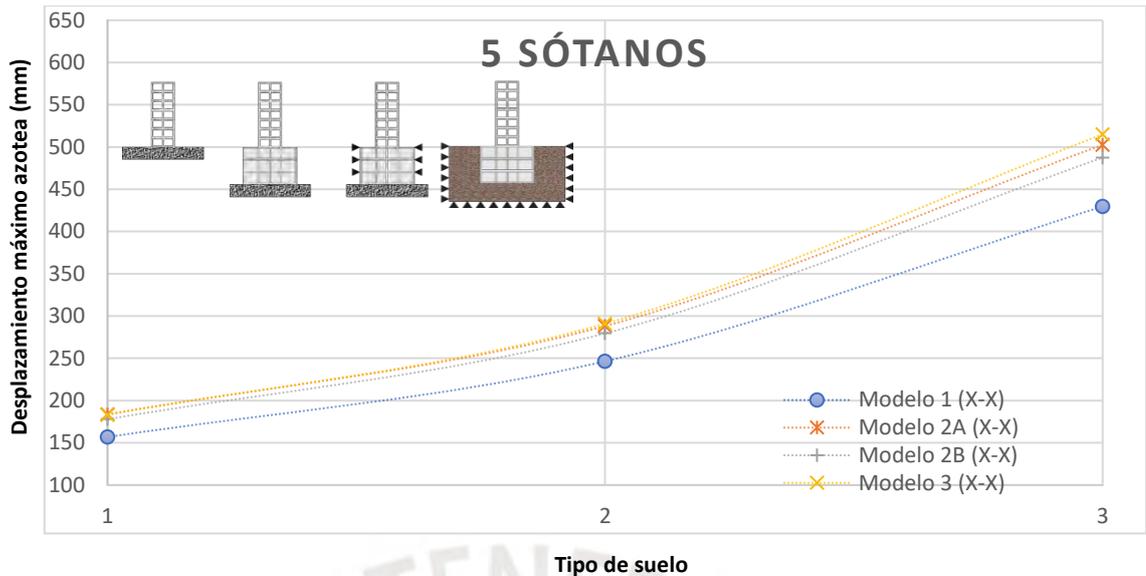


Gráfico 7.3 Desplazamiento máximo en función al modelo y Tipo de Suelo para 05 sótanos (X-X)

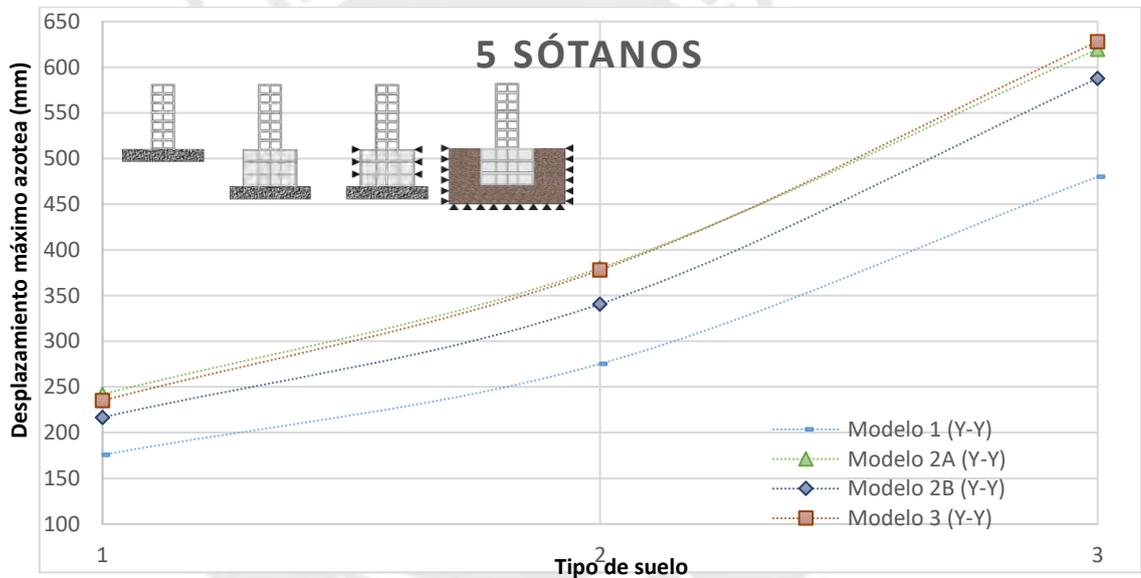


Gráfico 7.4 Desplazamiento máximo en función al modelo y Tipo de Suelo para 05 sótanos (Y-Y)

En los gráficos 6.3 y 6.4 se pueden apreciar resultados que se ajustan mejor al comportamiento esperado. Además, se puede verificar la importancia de permitir el giro en la cimentación para el caso del modelo 3. Este giro, conforme la rigidez del suelo de apoyo disminuye, va aumentando los desplazamientos acercando los resultados del modelo 3 a los del 2A hasta superarlos en el caso del suelo del tipo 3.

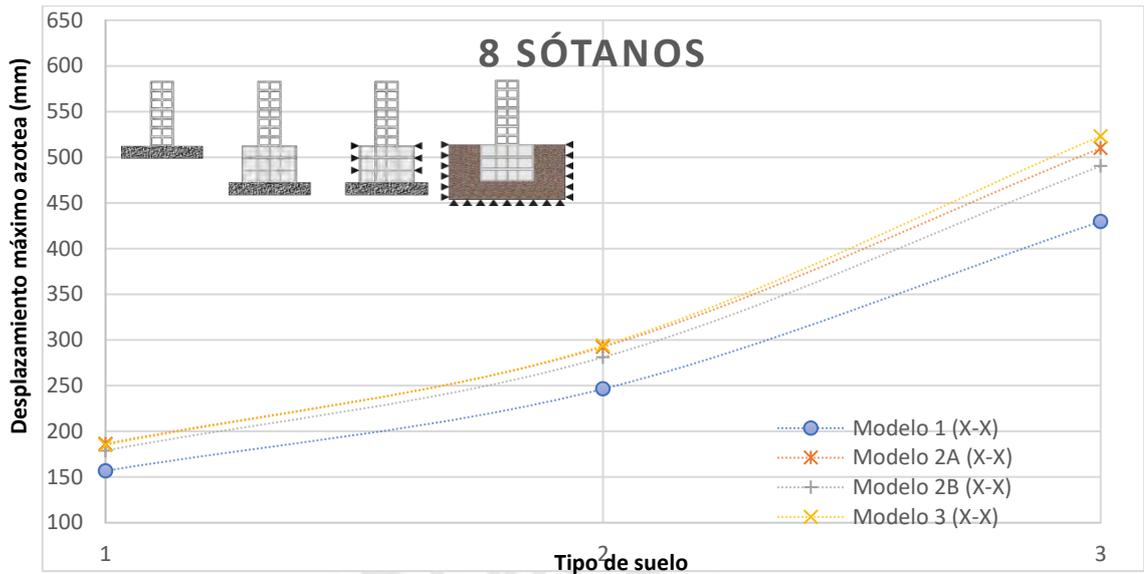


Gráfico 7.5 Desplazamiento máximo en función al modelo y Tipo de Suelo para 08 sótanos (X-X)

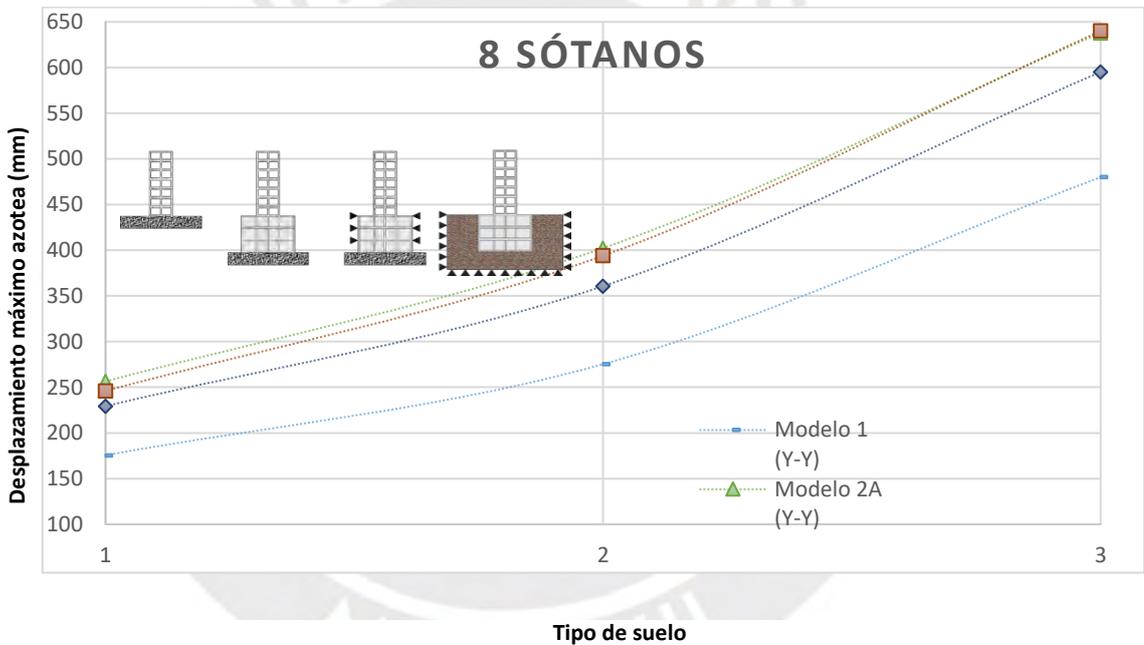


Gráfico 7.6 Desplazamiento máximo en función al modelo y Tipo de Suelo para 08 sótanos (Y-Y)

El gráfico 6.5 y 6.6 se observa, al igual que en el caso anterior, que el comportamiento de los modelos es el esperado y la importancia de considerar el giro en la cimentación se demuestra una vez más pues produce un mayor desplazamiento en comparación al del modelo 2A.

En los gráficos 6.7, 6.8 y 6.9 se muestran únicamente los desplazamientos máximos en mm para cada tipo de modelo y número de sótanos empleados, agrupando los resultados según el tipo de suelo del caso analizado.

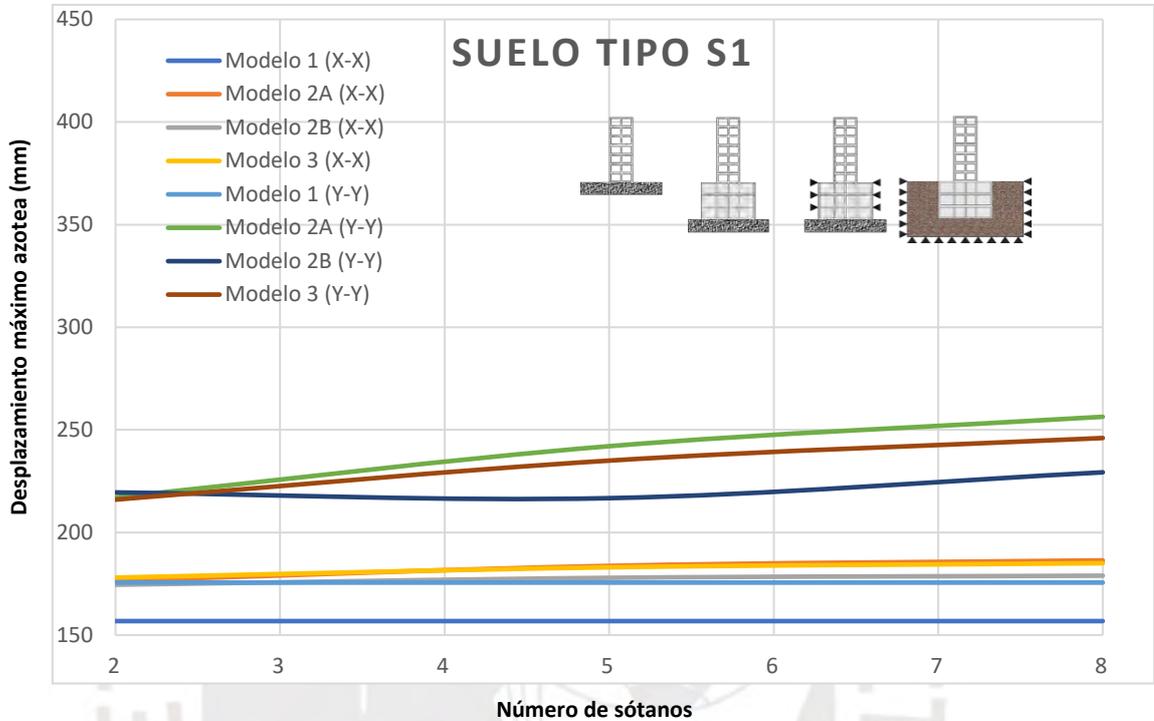


Gráfico 7.7 Desplazamiento máximo en función al modelo y número de sótanos para el suelo S1

En el gráfico 6.7 se puede apreciar que el comportamiento a partir de los 3 sótanos es el esperado y también se puede notar que a mayor rigidez estructural la dispersión de los resultados disminuye. Además, se observa que para estas condiciones la profundidad de cimentación no tiene mucho impacto en los resultados de los desplazamientos.

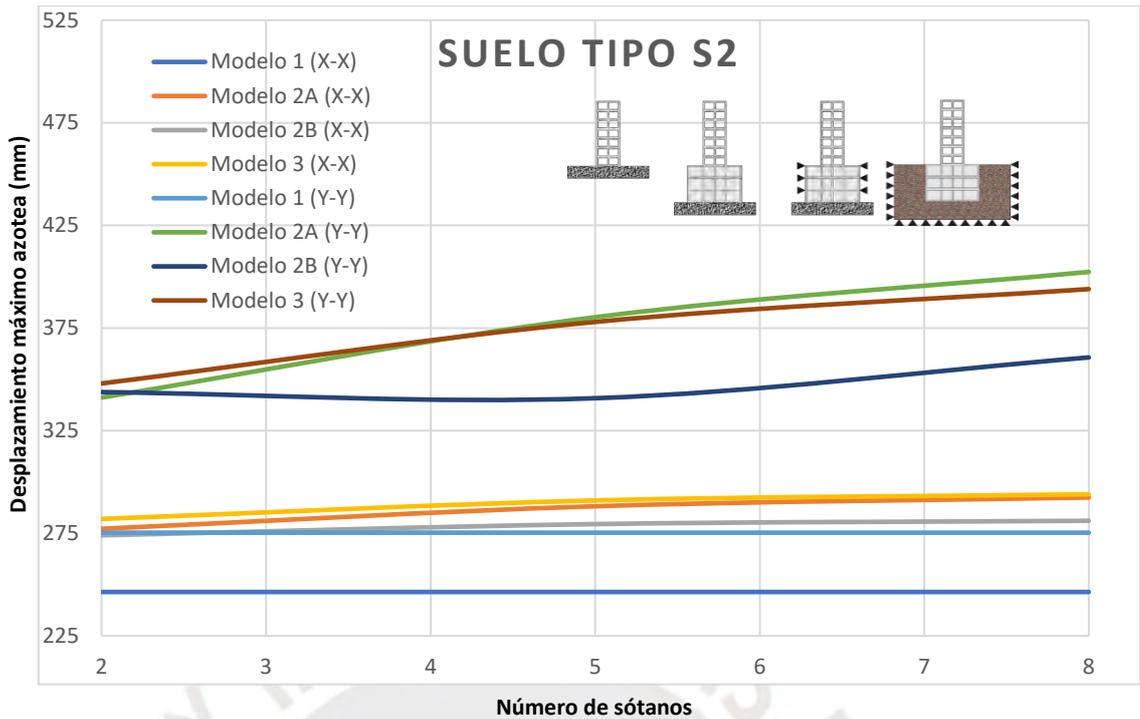


Gráfico 7.8 Desplazamiento máximo en función al modelo y número de sótanos para el suelo S2

En el gráfico 6.8 se observa que, para este tipo de suelo, es necesario un mayor número de sótanos para cumplir con el patrón esperado. Se observa que para los primeros sótanos la influencia del giro en la cimentación hace que el desplazamiento del modelo 3 sobrepase al de los otros dos modelos. Es a partir de los 5 sótanos que se puede obtener un desplazamiento intermedio del modelo 3. Además, se vuelve a notar que la dispersión de los resultados en cada dirección de análisis está ligada a la rigidez estructural en esta.

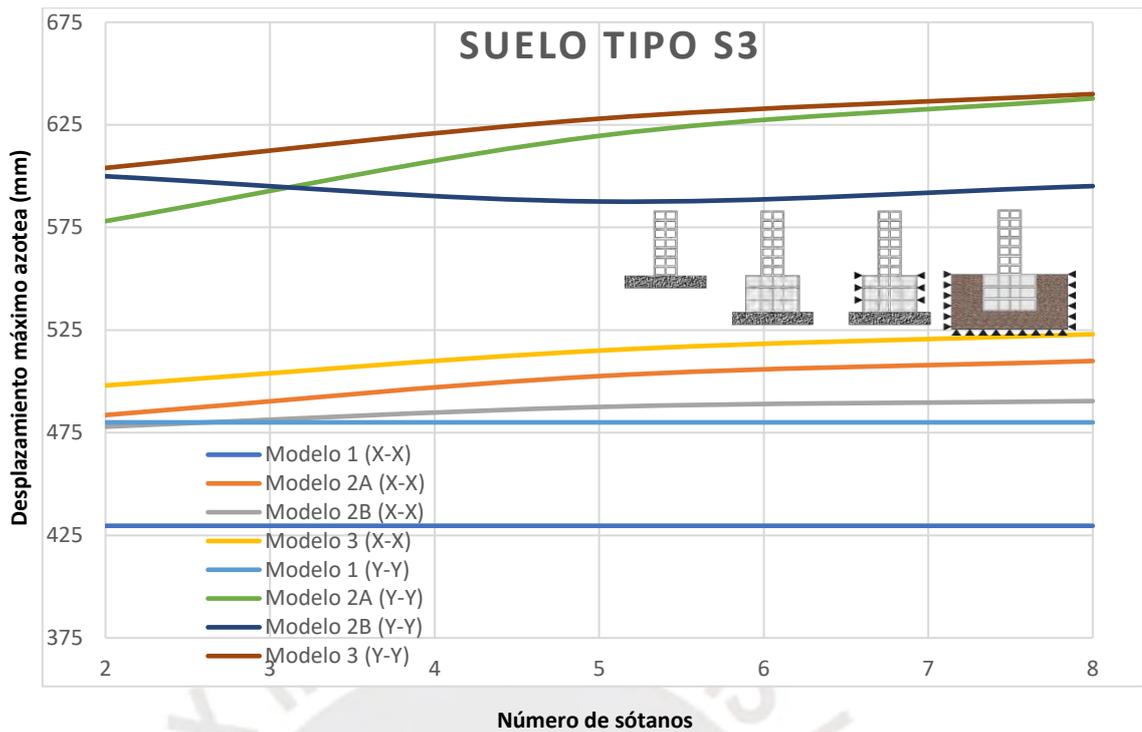


Gráfico 7.9 Desplazamiento máximo en función al modelo y número de sótanos para el suelo S3

En el gráfico 6.9 se observa que para obtener el comportamiento esperado es necesario un mayor número de sótanos. Para el caso de X-X el modelo 3 no llega al comportamiento esperado dentro de los casos analizados, posiblemente observando la tendencia del modelo 2A a crecer, se puede esperar que a una mayor profundidad de cimentación este supere al del modelo 3.

El factor de escalamiento para  $\Delta_{MAX}$  se obtuvo tomando como referencia el modelo 2B, ya que este es el tipo de modelado más común cuando se consideran los sótanos en el análisis. Para obtener este valor se calculó el cociente entre el modelo 3 y el 2B.

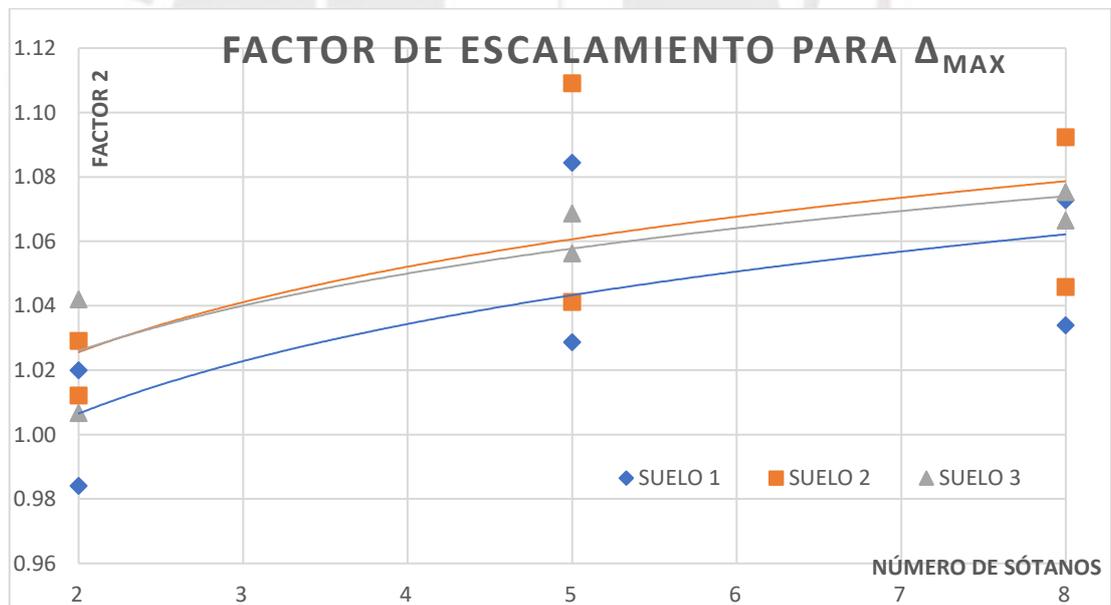
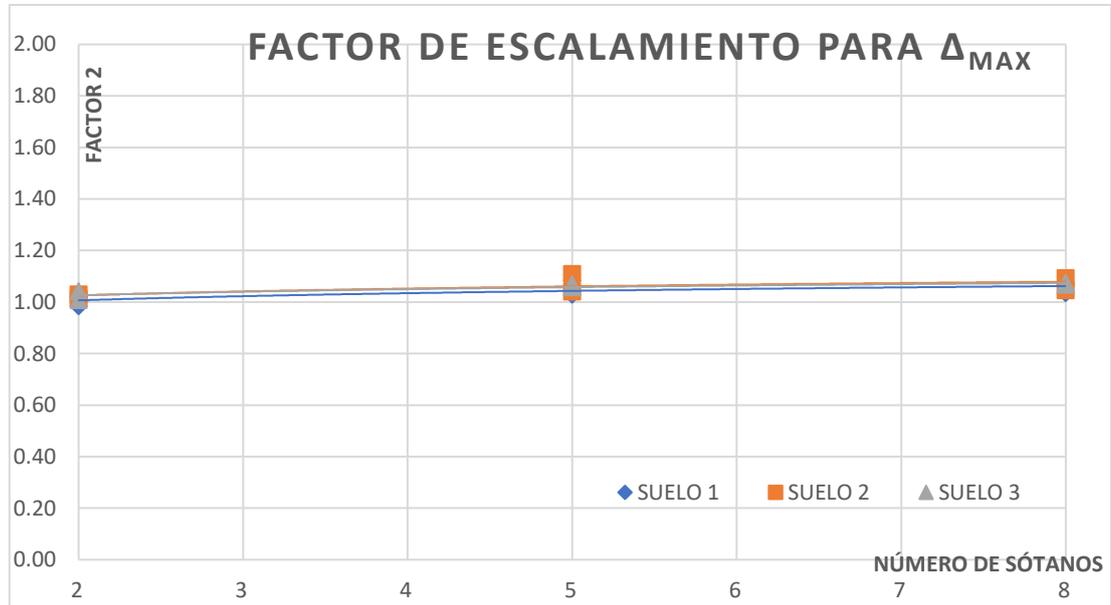


Gráfico 7.10 Factor 2 de desplazamiento en función el tipo de suelo y cantidad de sótanos

El gráfico 6.10 muestra las líneas de tendencia de los factores según el tipo de suelo. Se puede apreciar que los valores en cualquiera de los casos siempre son cercanos a 1. También se debe notar que para un suelo de buena calidad los factores serán más cercanos a la unidad. Como se observa la dispersión de los resultados en la mayoría de los casos es importante.

### 7.3. DERIVAS

Los gráficos 6.11, 6.12 y 6.13 muestran únicamente las derivas máximas para cada tipo de modelo y suelo empleado, agrupando los resultados según el número de sótanos del caso analizado. En los gráficos se observa que las derivas son muy cercanas independientemente del modelo que se esté analizando. Además, como es de esperarse, las derivas aumentan a medida que la rigidez estructural y la calidad del suelo disminuyen.

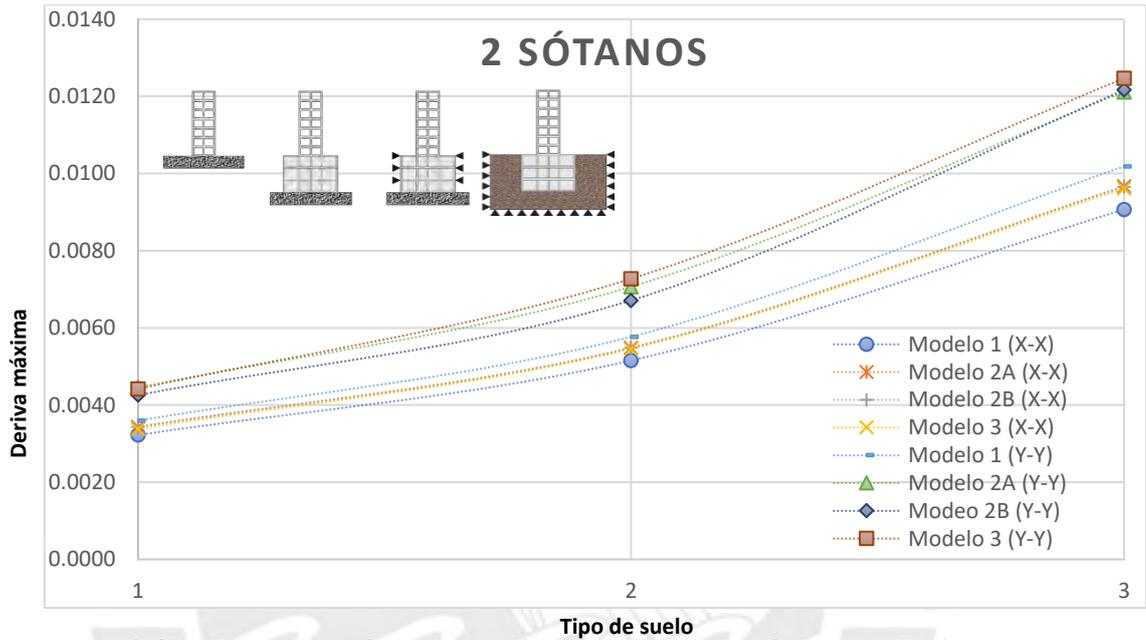


Gráfico 7.11 Deriva máxima en función al modelo y Tipo de Suelo para 02 sótanos

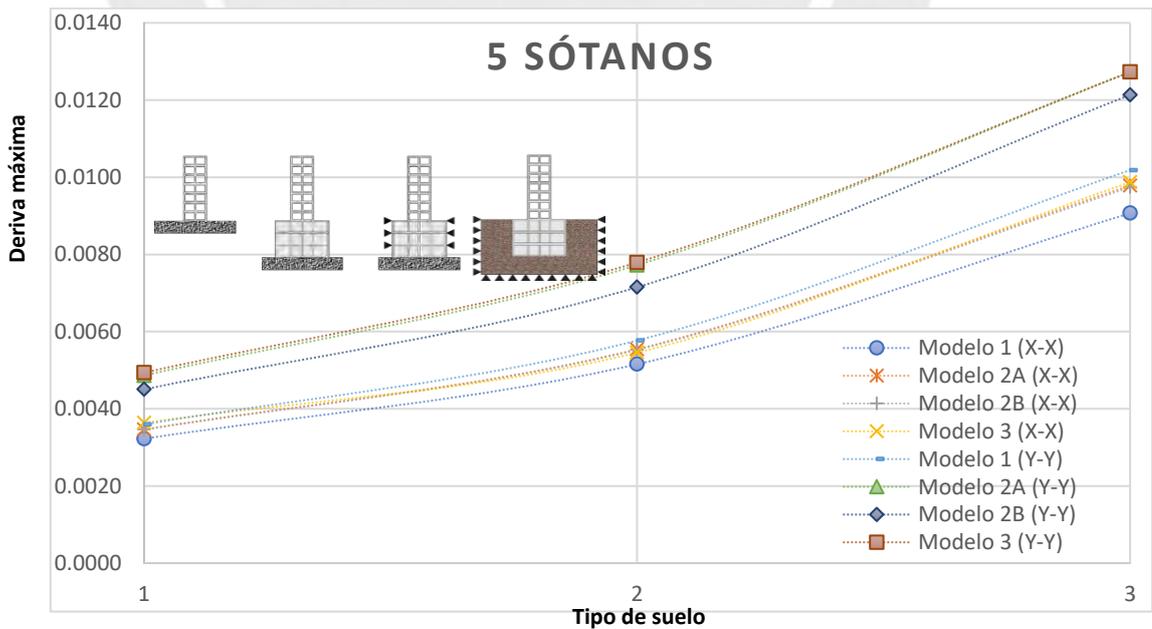


Gráfico 7.12 Deriva máxima en función al modelo y Tipo de Suelo para 05 sótanos

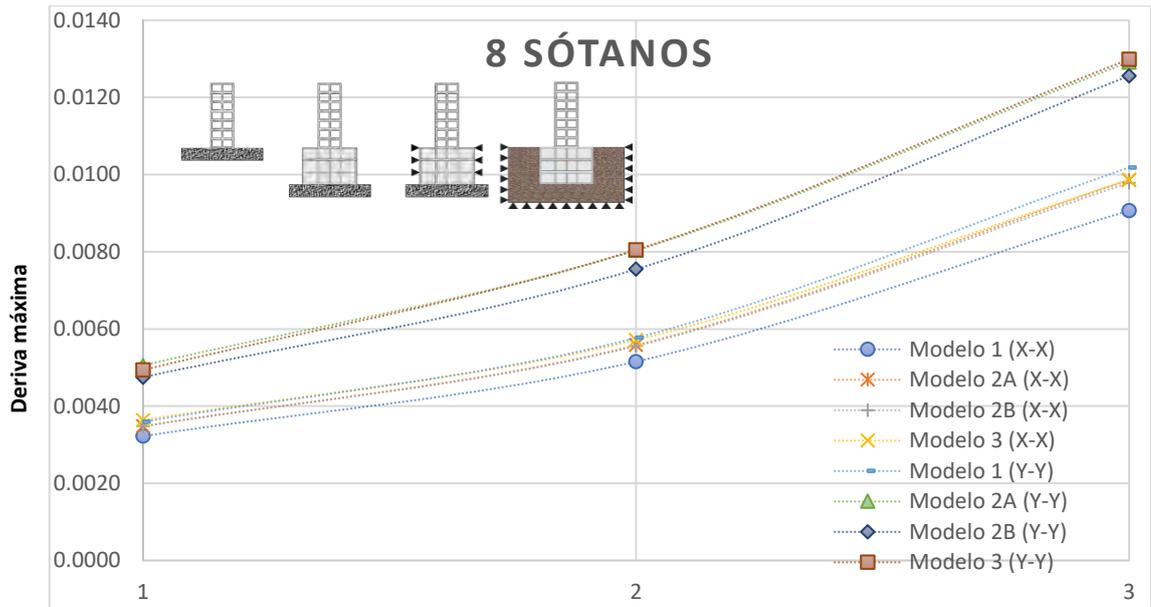


Gráfico 7.13 Deriva máxima en función al modelo y Tipo de Suelo para 08 sótanos



En los gráficos 6.14, 6.15 y 6.16 se muestran únicamente las derivas máximas para cada tipo de modelo y número de sótanos empleados, agrupando los resultados según el tipo de suelo del caso analizado. Se muestra en estos gráficos que para el análisis en el sentido X-X se obtuvieron valores de derivas muy similares en todos los casos; mientras que para la dirección Y-Y se obtuvo mayor dispersión. Con ello se muestra que la rigidez de la estructura influye en la dispersión de los resultados. Además, se observa que el comportamiento de las derivas en función al número de sótanos sigue las mismas tendencias independientemente de la calidad del suelo y lo único que varía es la magnitud de esta.

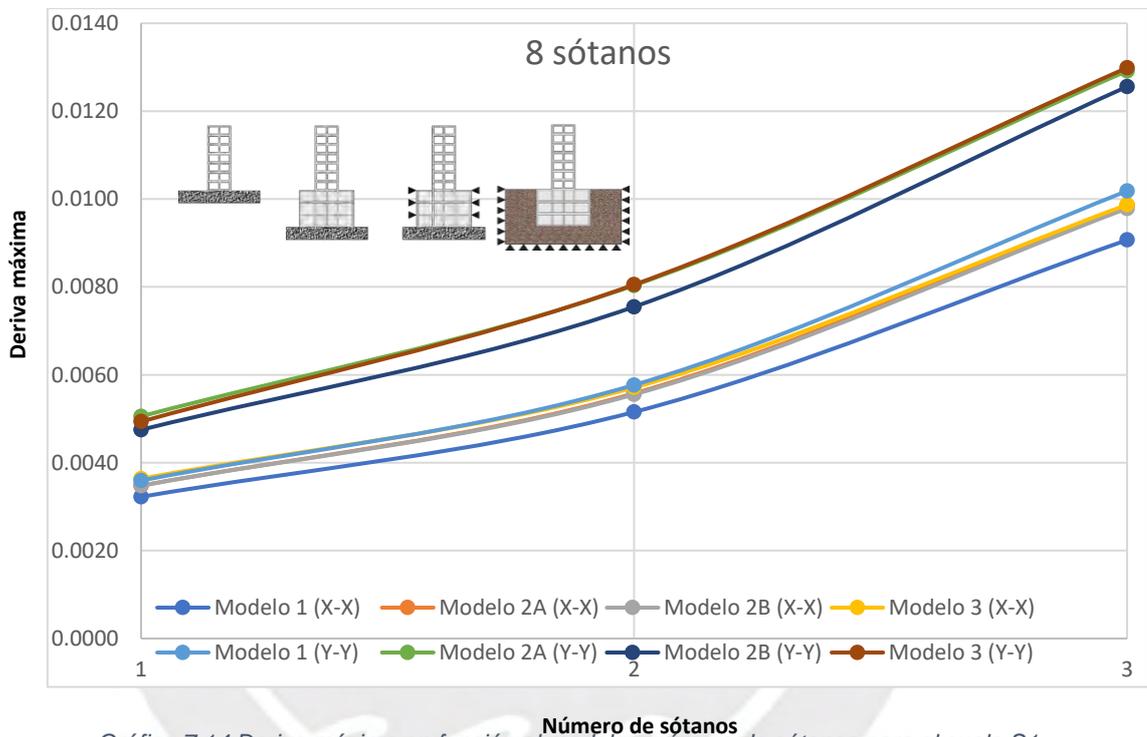


Gráfico 7.14 Deriva máxima en función al modelo y número de sótanos para el suelo S1

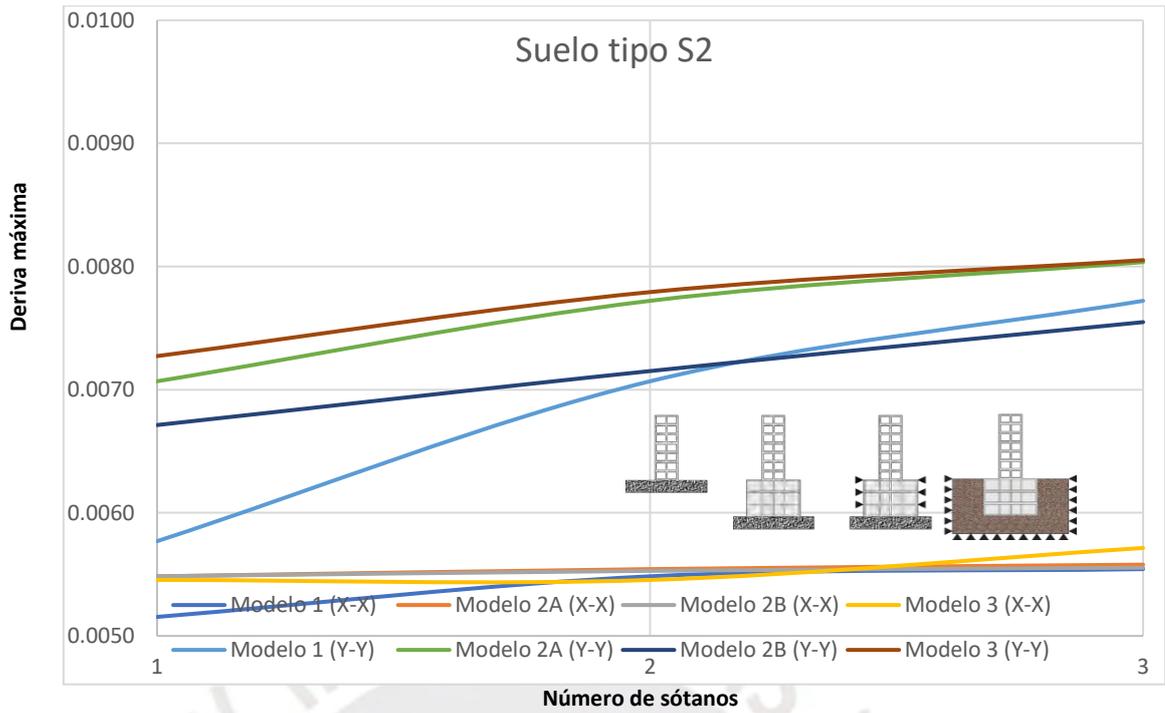


Gráfico 7.15 Deriva máxima en función al modelo y número de sótanos para el suelo S2

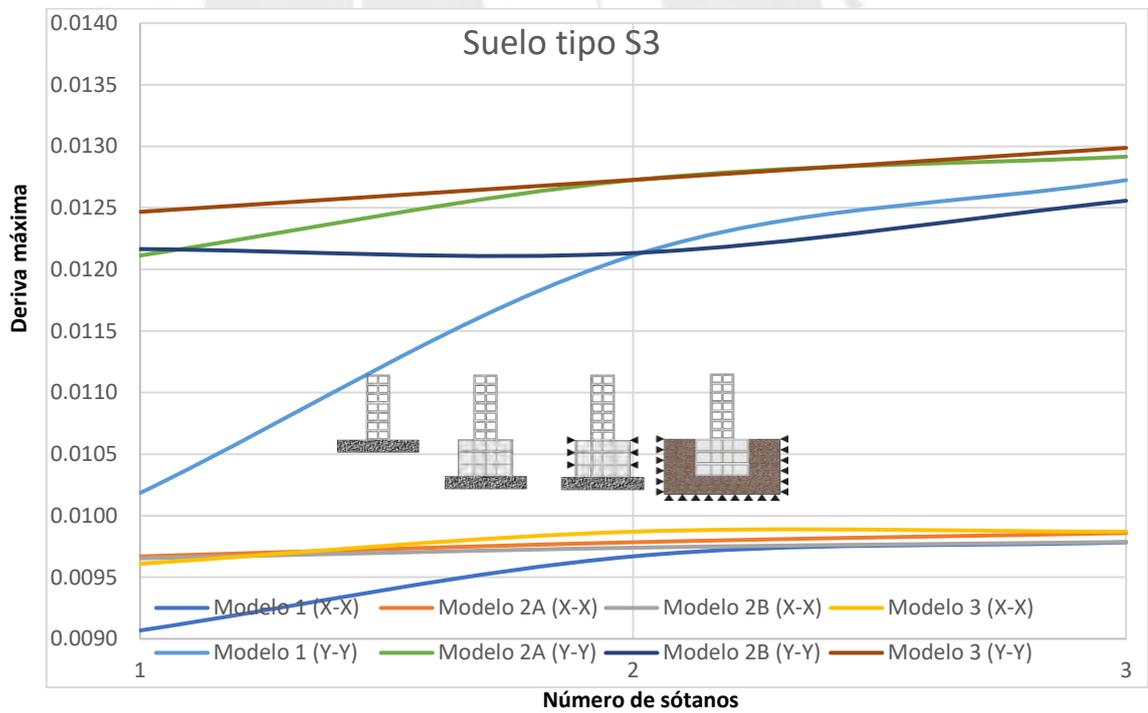


Gráfico 7.16 Deriva máxima en función al modelo y número de sótanos para el suelo S3

El factor de escalamiento para derivas se obtuvo tomando como referencia el modelo 2B, ya que este es el tipo de modelado más común cuando se consideran los sótanos en el análisis. Para obtener este valor se calculó el cociente entre el modelo 3 y el 2B.

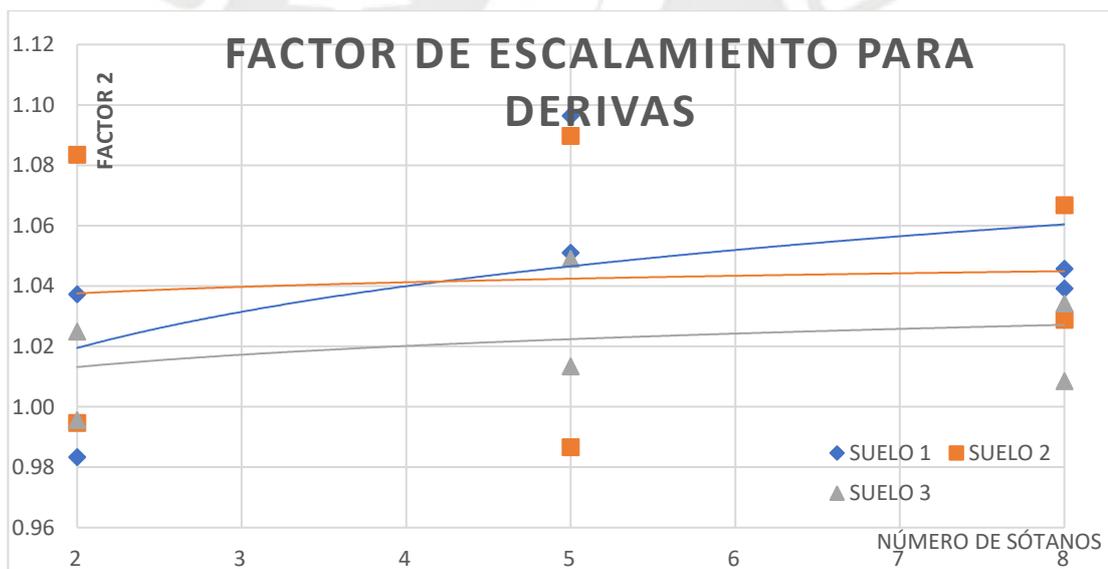
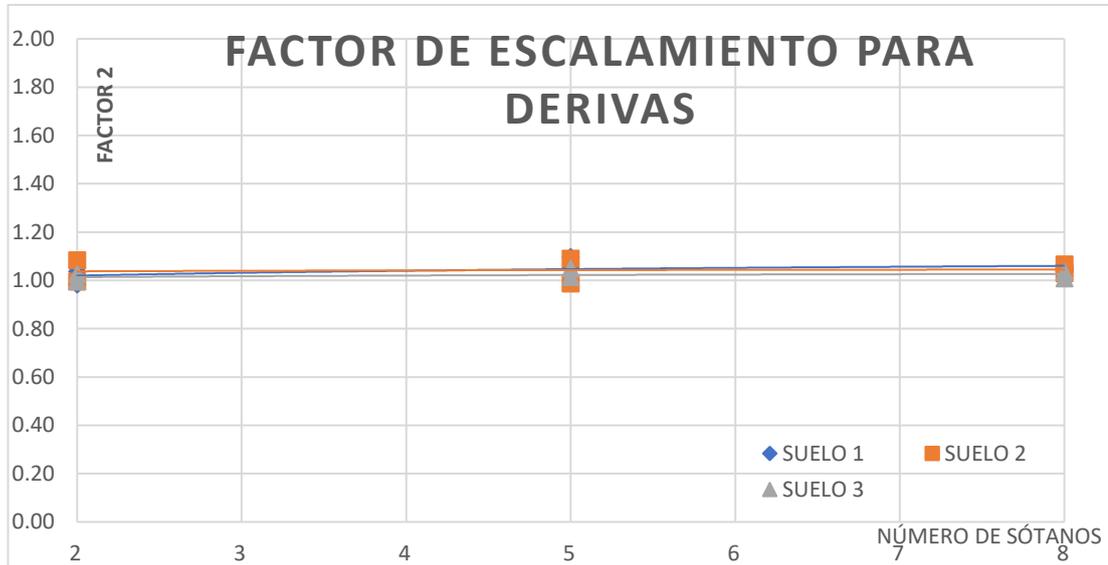


Gráfico 7.17 Factor escalamiento para derivas en función el tipo de suelo y cantidad de sótanos

El gráfico 6.17 muestra las líneas de tendencia de los factores de escalamiento para derivas según el tipo de suelo. Se puede apreciar que los valores en cualquiera de los casos siempre son cercanos a 1. También se debe notar que para un suelo de buena calidad los factores serán más cercanos a la unidad. Como se observa la dispersión de los resultados en la mayoría de los casos es importante.

# CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

## 8.1. CONCLUSIONES

1. Se logró representar a la estructura como una simplificación matemática de elementos de dimensiones definidas cuyo comportamiento se encuentra en el rango lineal. Para determinar los desplazamientos laterales inelásticos se empleó un factor de amplificación de  $0.75R$ . Además, en los casos con interacción suelo-estructura (ISE) se representó al estrato de suelo como una masa compuesta por elementos finitos sólidos.
2. Se pudo verificar que un modelo que considera un empotramiento a nivel de superficie no representa adecuadamente el comportamiento de una estructura con las características del edificio objeto de análisis. Así mismo, se confirmó que el comportamiento del modelo 3 se encuentra entre lo hallado en los modelos 2A y 2B. Además, la cercanía a uno u otro dependerá de la calidad del suelo y la rigidez de la estructura, afectando principalmente las formas modales.
3. Se observó que la dispersión de los resultados aumentó a medida que disminuye la rigidez del suelo y de la estructura. Por otro lado, el giro en la cimentación, en el estrato flexible de apoyo originado por las acciones sísmicas, producen un desplazamiento adicional que llega a ser importante cuando la rigidez del suelo es baja.
4. Se verificó que a medida que la profundidad de cimentación aumenta, también lo hace la interacción entre la subestructura y el suelo; puesto que el confinamiento generado reduce la importancia del desplazamiento producido por el giro en la cimentación.
5. La información generada por el análisis modal espectral de un modelo del tipo 3 es muy extensa y aumenta la complejidad de la extracción de resultados, debido a la gran cantidad de elementos finitos que se generan. Por ello, actualmente un modelo del tipo 3 requiere de computadoras de alto rendimiento si se requiere trabajar de forma fluida y productiva.
6. El factor de amplificación propuesto en esta tesis sirve para llevar los resultados generados a partir de un modelo del tipo 2B a los de un modelo que considere la ISE, siempre y cuando conserven las mismas características. La coherencia de este factor se pudo verificar contrastando este análisis con la estimación realizada previamente utilizando las recomendaciones del NEHRP. Se observa en ambos estudios que, para

estructuras cimentadas en suelos del tipo 1, la aplicación de la ISE no es significativa. Sin embargo, al evaluar suelos del tipo 2 y 3, esta interacción afectará a los resultados con mayor importancia.

7. En base a los resultados obtenidos se pudo verificar que las respuestas de modelos del tipo 2A son cercanas a las del tipo 3. Resaltando que un modelo debería ser preciso, pero sin desmerecer su economía y practicidad; se puede concluir que, en caso se requiera para una edificación común (Tipo C) incluir la ISE en el análisis estructural, bastará con emplear un modelo del tipo 2B e incorporar el factor de escalamiento, siempre y cuando este compatibilizado con las características del edificio.
8. La ISE puede aumentar el periodo de las estructuras, esto modificara la cortante en la base, aumentando o disminuyendo su valor, en función a la forma modal.

## **8.2. RECOMENDACIONES**

1. Para obtener el perfil estratigráfico de un proyecto, con una buena aproximación de los módulos de elasticidad de cada estrato, se recomienda que el estudio de mecánica de suelos sustente dichos valores mediante ensayos de refracción sísmica y/o el análisis multicanal de ondas superficiales (MASW).
2. Al despreciar la flexibilidad de los sótanos, los desplazamientos y fuerzas se ven modificados. Por ello, para edificios similares al del caso de estudio se recomienda emplear un modelado del tipo 2B. Adicionalmente, si se busca estimar el comportamiento incluyendo la ISE se pueden emplear los Factores de Escalamiento, cuyo rango de valores va de 1.02 a 1.06, aproximadamente.
3. El uso de los factores de escalamiento propuestos en esta tesis es válido para edificios de alrededor de 15 pisos y con sistema estructural de muros. Estos factores sugieren que, si se emplea un modelo del tipo 2B y se obtienen derivas por encima del 0.006, nuestro modelo podría ser poco conservador.
4. En caso sea necesario realizar un modelo del tipo 3, será importante considerar la capacidad de procesamiento del ordenador al momento de decidir el tamaño de los elementos sólidos a discretizar, puesto que una excesiva cantidad de elementos afectará la fluidez y productividad al momento de realizar el análisis.
5. Con el objetivo de mejorar el espectro de casos en los que sería válido emplear los Factores de Escalamiento propuestos, es necesario continuar con la investigación sobre este tema, variando parámetros en el análisis

como: la altura de la edificación, la profundidad de cimentación, el sistema estructural, irregularidades, características del suelo y el sismo.

## CAPÍTULO 8: BIBLIOGRAFÍA

Beer, F. P., Johnston, E. R., DeWolf, J. T., & Mazurek, D. F. (2013). *Mecánica de materiales* (Ed. rev.). México, México: McGraw-Hill Interamericana.

Casaverde, L., & Vargas, J. (1980). *Zonificación Sísmica del Perú*. Documento presentado en II Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sismorresistente, Lima, Perú.

Castillo, J., & Alva, J. (1993). *Peligro sísmico en el Perú*. Recuperado de [http://www.jorgealvahurtado.com/files/redacis15\\_a.pdf](http://www.jorgealvahurtado.com/files/redacis15_a.pdf)

Celigüeta, J. (2011). *MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS PARA ANÁLISIS ESTRUCTURAL*. Recuperado de <http://dadun.unav.edu/handle/10171/19069>

Centro Nacional de Prevención de Desastres. (1999). *Curso sobre Diseño y Construcción Sismorresistente de Estructuras* (Ed. rev.). México, México: Centro Nacional de Prevención de Desastres.

CISMID. (2013). Estudio de Microzonificación Sísmica y Vulnerabilidad en la Ciudad de Lima. Recuperado de <http://www.cismid-uni.org/item/60-niveles-de-riesgo-para-la-ciudad-de-lima>

Dattaraj, R. (s.f.). The Finite Element Method. Recuperado de [http://dattaraj\\_rao.tripod.com/FEM/tutorial2.html](http://dattaraj_rao.tripod.com/FEM/tutorial2.html)

Tavera, H. (2014). *RE-EVALUACIÓN DEL PELÍGRO SÍSMICO PROBABILÍSTICO PARA EL PERÚ*. Recuperado de [https://repositorio.igp.gob.pe/bitstream/handle/IGP/783/evaluacion\\_Peligro\\_](https://repositorio.igp.gob.pe/bitstream/handle/IGP/783/evaluacion_Peligro_)

Sismico\_Peru.pdf;jsessionid=B2694BDDCD005255639FAE4F2B19A725?sequence=1

Villareal, G. (2009a). *ANALISIS DE ESTRUCTURAS CON EL PROGRAMA LIRA 9.0*. Recuperado de <http://gennervillarrealcastro.blogspot.com/2009/03/libro-analisis-de-estructuras.html>

Villareal, G. (2009b). *INTERACCION SISMICA SUELOESTRUCTURA EN EDIFICACIONES CON ZAPATAS AISLADAS*. Recuperado de <http://gennervillarrealcastro.blogspot.com/2009/03/libro-analisis-de-estructuras.html>

Tavera, H. (2017). *Actualización del escenario por sismo, tsunami y exposición en la región central de Perú*. Recuperado de [http://www3.vivienda.gob.pe/dnc/archivos/difusion/eventos/2017/4.%20Riesgo%20S%C3%ADsmico\\_Ing.%20Hernando%20Tavera.pdf](http://www3.vivienda.gob.pe/dnc/archivos/difusion/eventos/2017/4.%20Riesgo%20S%C3%ADsmico_Ing.%20Hernando%20Tavera.pdf)

Engineers, A. S. C. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures: ASCE Standard 7-10* (Ed. rev.), USA: American Society of Civil Engineers.

FEMA. (2009). *Recommended Seismic Provisions For New Buildings And Other Structures*. Recuperado de <https://www.wbdg.org/ffc/dhs/criteria/fema-p-750>

Fernández, L. (2013). Influencia de la interacción dinámica suelo-estructura en la respuesta dinámica de las estructuras. *Construcción y Tecnología en concreto*, 20–23. Recuperado de <http://www.imcyc.com/revistacyt/junio2013/pdfs/ingenieria.pdf>

Hernandez, E. (s.f.). *Integrated Software for Structural Analysis & Design*. Recuperado de <http://www.pymse.com/wp-content/uploads/2014/07/Manual-SAPV14.pdf>

- Kassimali, A. (2009). *Structural Analysis* (Ed. rev.). Stamford, USA: Cengage Learning.
- Lizarza, J. T. C., & Nafarroako Unibertsitatea. Industri Injineruen Goi Mailako Eskola (Donostia). (2000). *Método de los elementos finitos para análisis estructural* (3ª ed.). San Sebastián, España: Escuela Superior de Ingenieros Industriales, Universidad de Navarra.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *NORMA E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE*. Recuperado de <http://www3.vivienda.gob.pe/dgprvu/docs/RNE/T%C3%ADtulo%20III%20Edificaciones/51%20E.030%20DISENO%20SISMORRESISTENTE.pdf>
- Muñoz, A. (2018). *Ingeniería Sismorresistente* (Ed. rev.). Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- NEHRP Consultants Joint Venture. (2012). *Soil-Structure Interaction for Building Structures*. Recuperado de <https://www.nehrp.gov/pdf/nistgr12-917-21.pdf>
- Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones. (2006). *E.020 Cargas*. Recuperado de <https://www.sencico.gob.pe/publicaciones.php?id=230>
- Powell, G. H. (2010). *Modeling for Structural Analysis: Behavior and Basics* (Ed. rev.). China, China: Computers and Structures.
- Santana, A. (2010). *Modelo Winkler para el Análisis de la Respuesta Dinámica de Estructuras Enterradas*. Recuperado de [http://mmc.siani.es/files/documents/Master/TFM\\_Ariel\\_Santana.pdf](http://mmc.siani.es/files/documents/Master/TFM_Ariel_Santana.pdf)
- SNIP. (s.f.). *Norma Rusa SNIP 2.02.05-87*.
- Terzaghi, K. (1995). *Evaluation of Coefficient of Subgrade Reaction*. Recuperado de <https://www.scribd.com/document/134699512/Evaluation-of-Coefficient-of-Subgrade-Reaction-Terzaghi>

Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice* (Ed. rev.). New York, USA: Wiley.

Universidad de Chile. (s.f.). *Método de elementos finitos*.

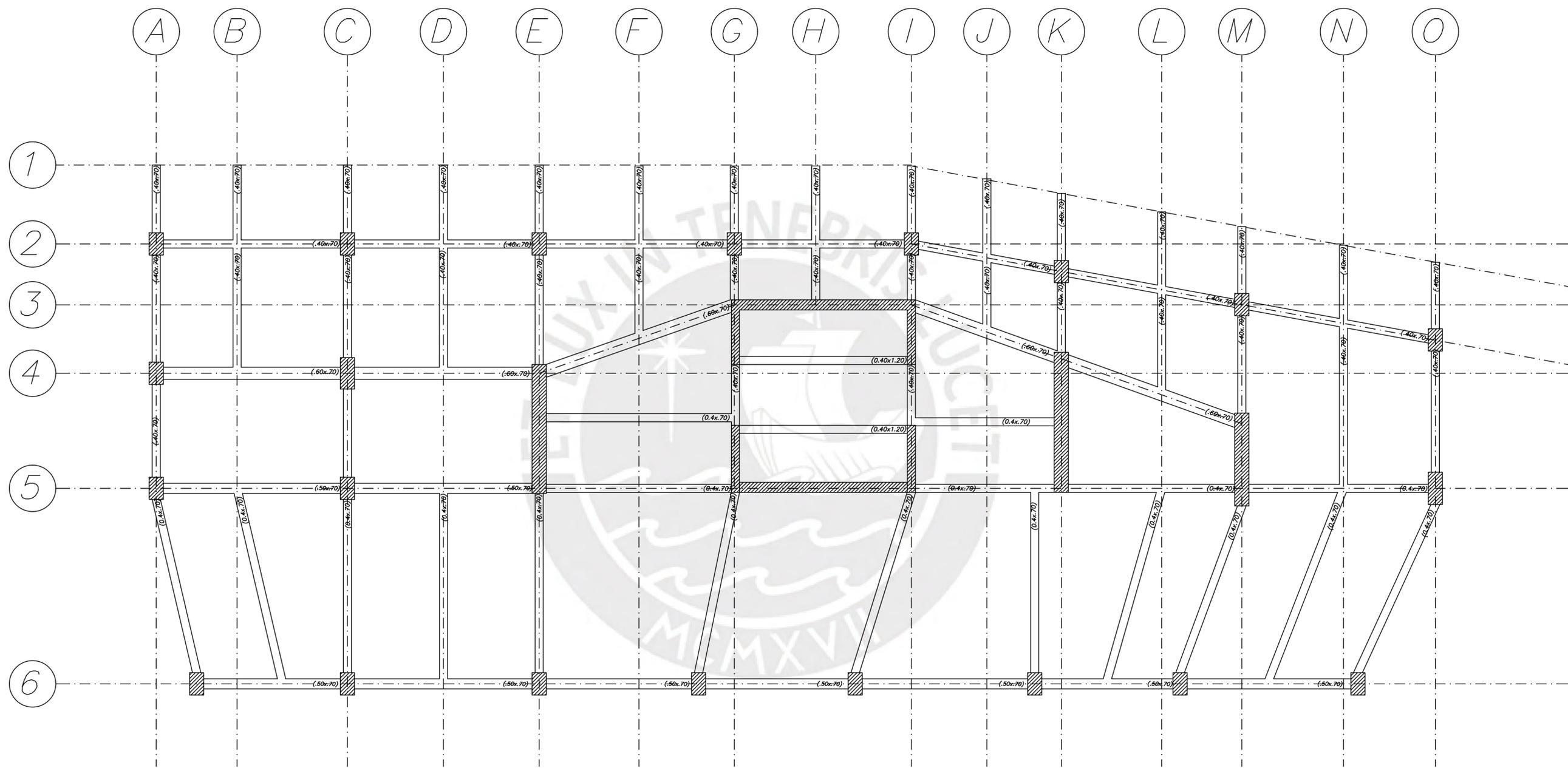
Universidad de Zevilla. (s.f.). *REALIDAD Y MODELO ESTRUCTURAL*. Documento presentado en Estructuras I, Zevilla, España. Recuperado de <https://personal.us.es/ejem/wp-content/uploads/2016/02/T06-Realidad-y-modelo-estructural.pdf>

Wong, H. L. (1975). *Dynamic Soil-Structure Interaction*. Recuperado de <https://authors.library.caltech.edu/26424/1/7501.pdf>

Arquiñego, J., & Velásquez, N. (2020). Evaluación de la interacción suelo - estructura en una edificación de 4 pisos, en el distrito de Cercado de Lima (Bachiller). Universidad Tecnológica del Perú.

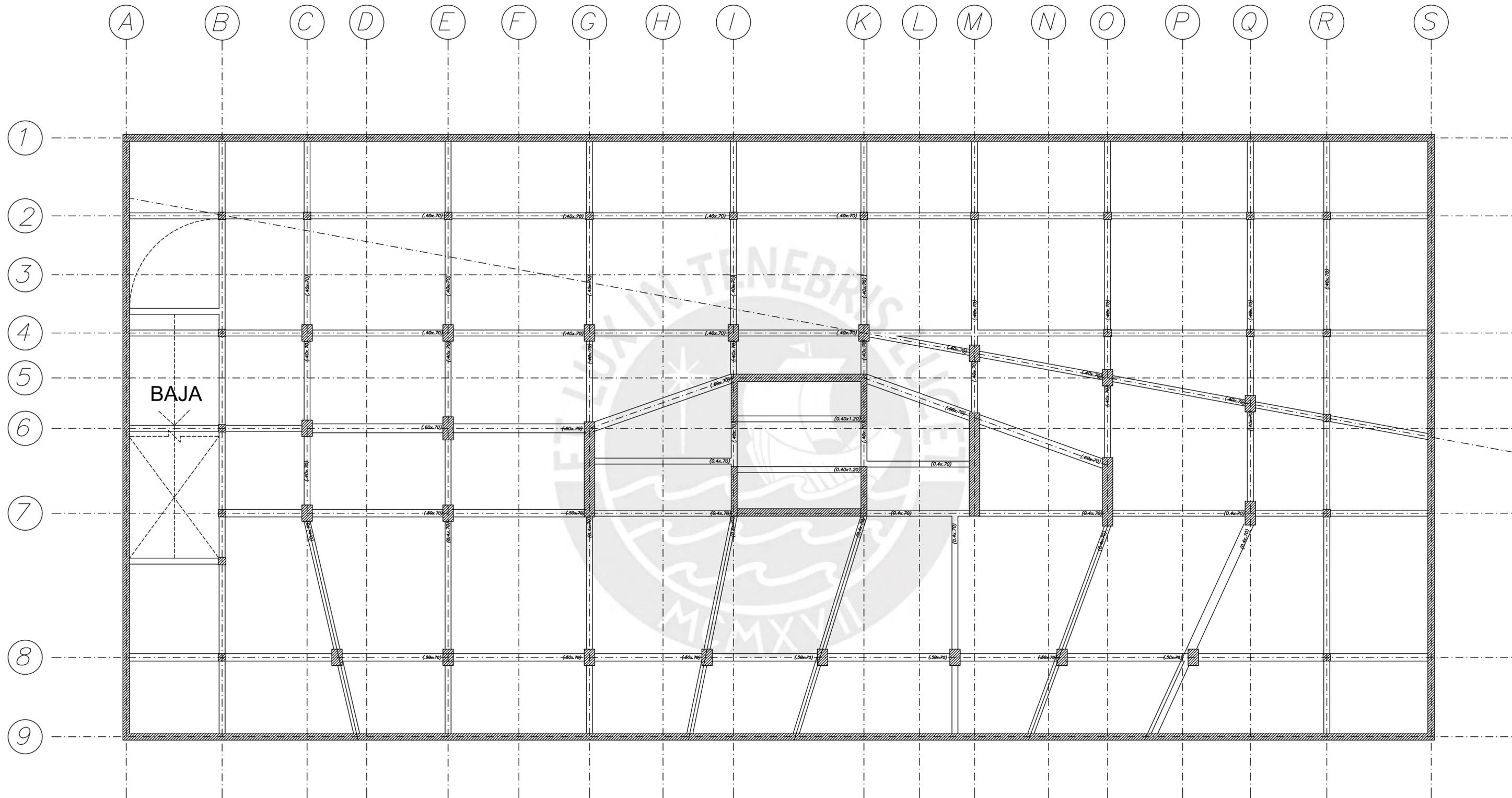
León, J. C. (2016). Análisis Comparativo Del Diseño De Una Edificación De Hormigón Armado Considerando El Sistema De Base Rígida Versus La Interacción Suelo - Estructura (Ingeniero). Universidad Central del Ecuador.

Picón, A., & Ruiz, L. (2019). Análisis del problema de interacción suelo – estructura para un pórtico 2D en suelos granulares (Bachilleres). Pontificia Universidad Católica del Perú.



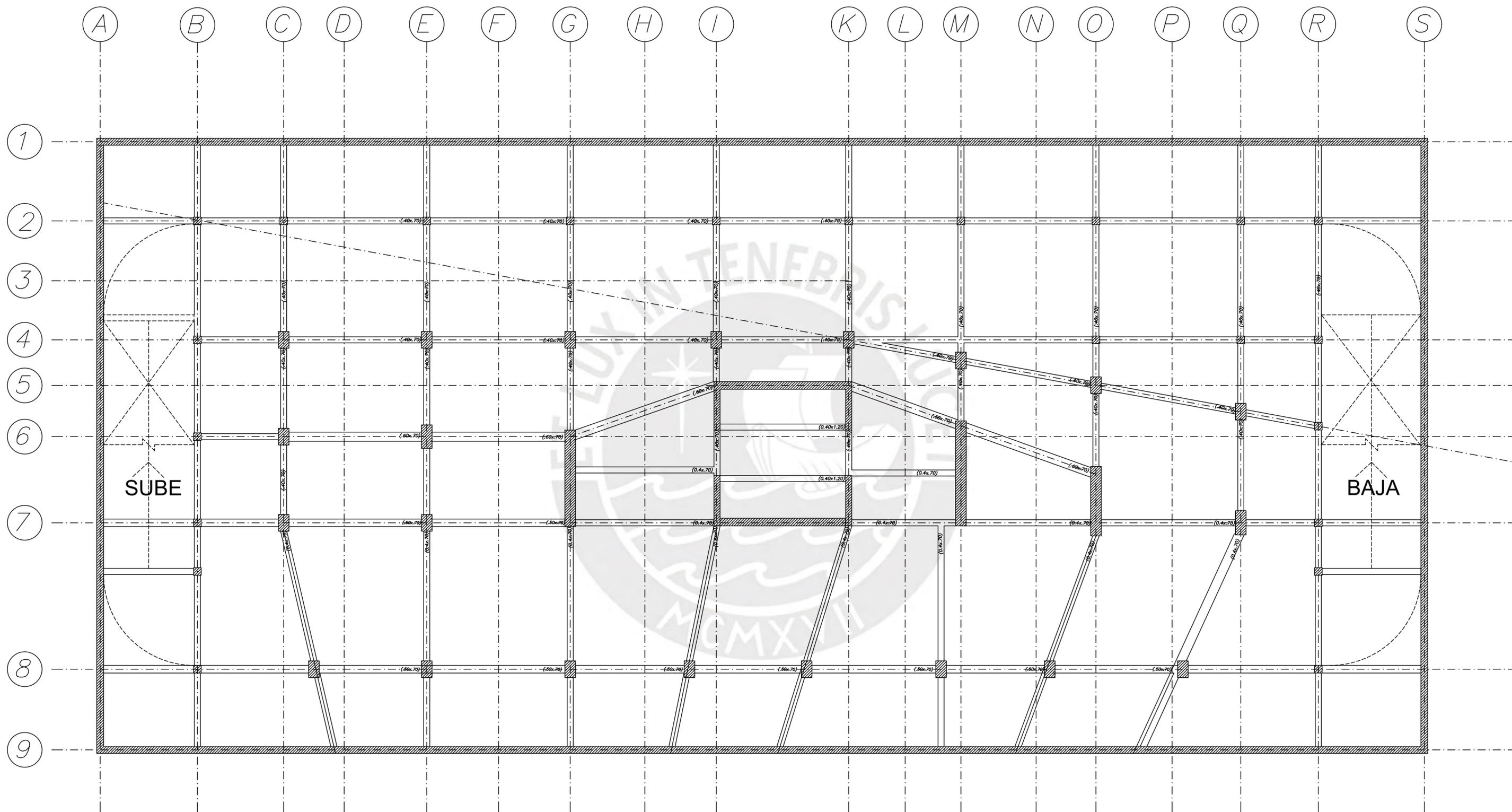
ESCALA: 1/150

ANÁLISIS DE LOS EFECTOS DE LA INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA EN LA DINÁMICA ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE OFICINAS DE 15 PISOS	
PLANO :	FECHA
PLANTA TÍPICA	2021
	E-01



ESCALA: 1/175

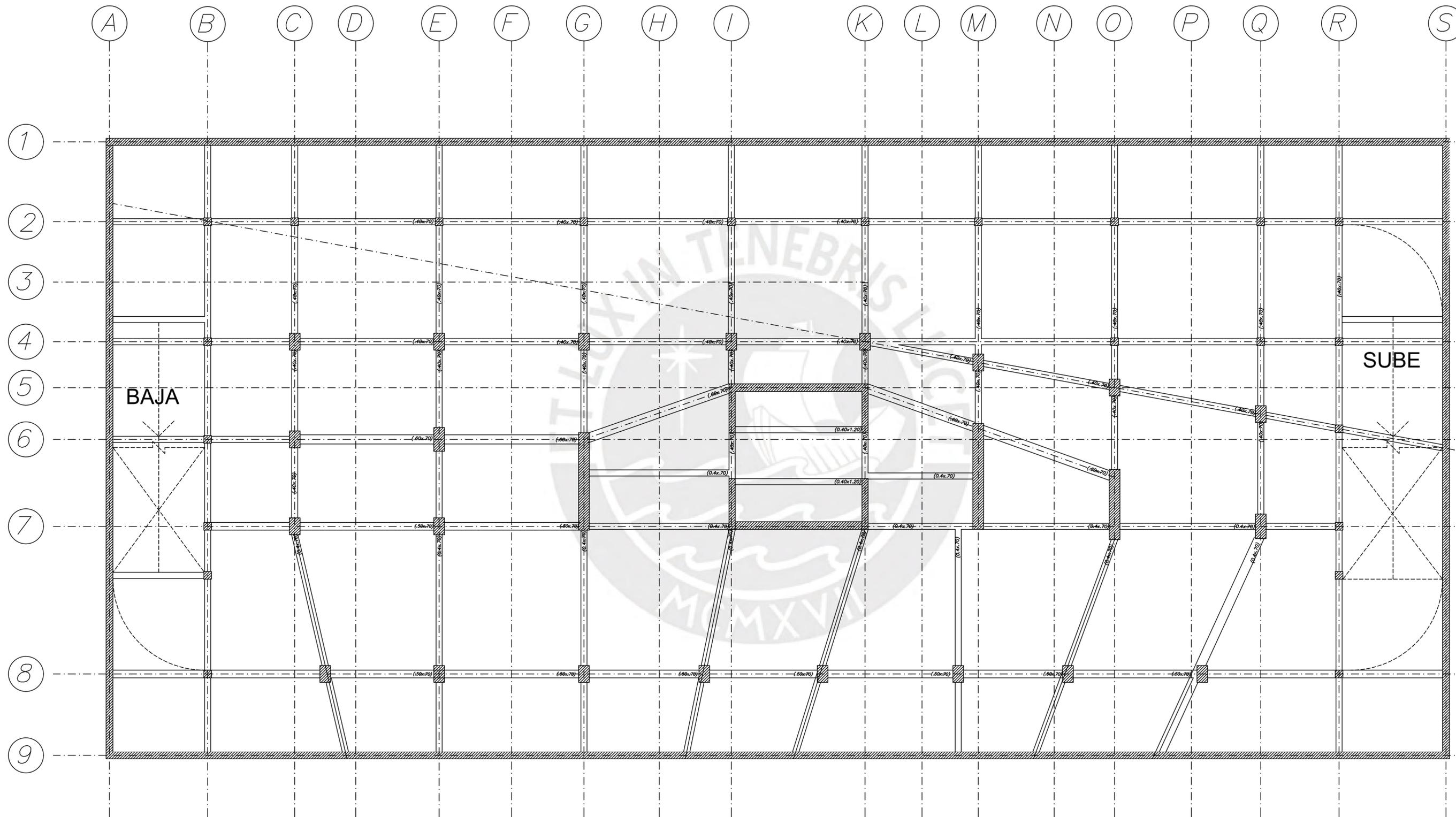
ANÁLISIS DE LOS EFECTOS DE LA INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA EN LA DINÁMICA ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE OFICINAS DE 15 PISOS	
PLANO :	FECHA
PLANTA S1	2021
	E-02



ESCALA: 1/175

ANÁLISIS DE LOS EFECTOS DE LA INTERACCIÓN SUELO  
 - ESTRUCTURA EN LA DINÁMICA ESTRUCTURAL DE UN  
 EDIFICIO DE OFICINAS DE 15 PISOS

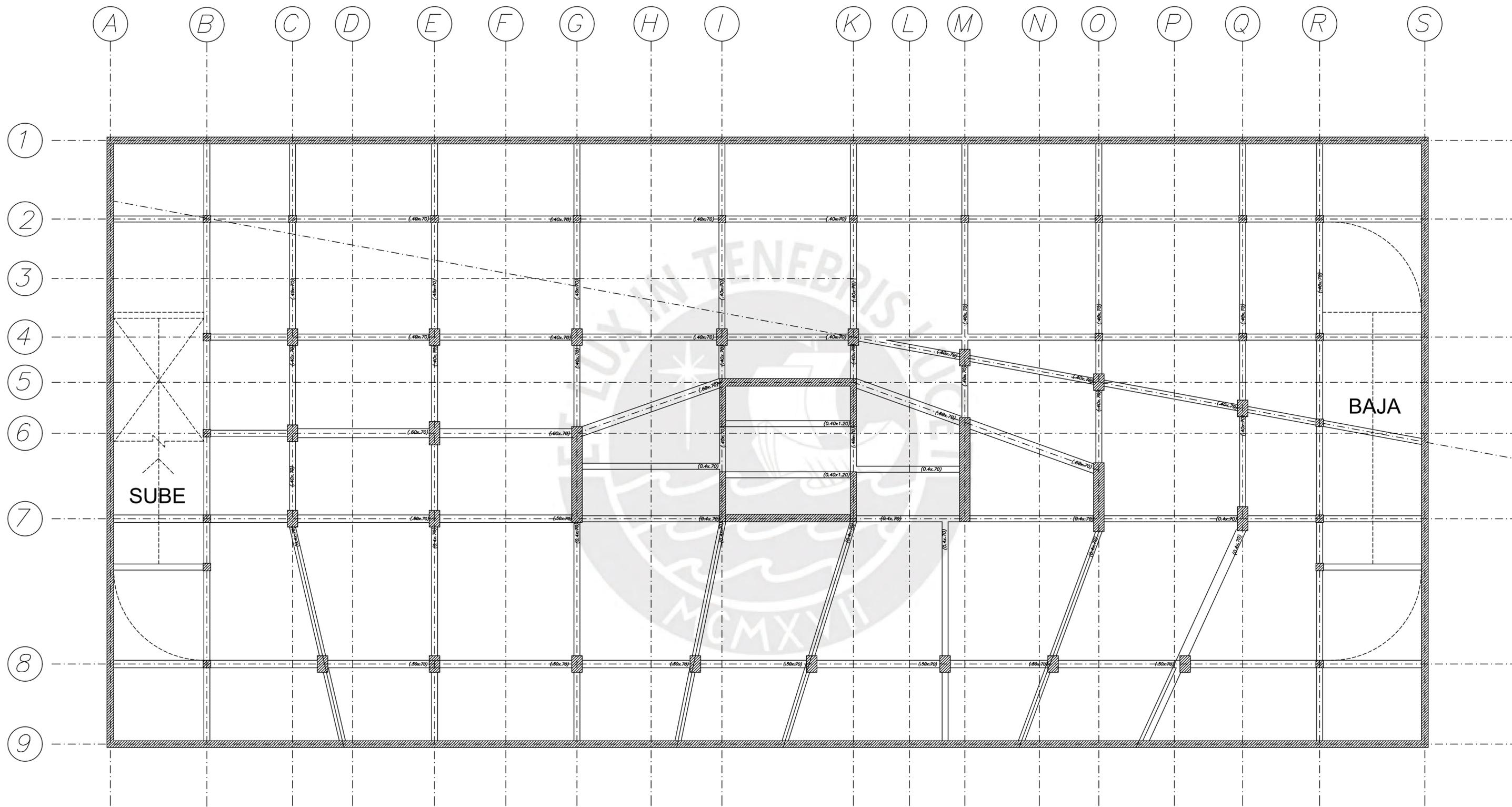
PLANO :	FECHA
PLANTA S2, S4 & S6	2021
	E-03



ESCALA: 1/175

ANÁLISIS DE LOS EFECTOS DE LA INTERACCIÓN SUELO  
 - ESTRUCTURA EN LA DINÁMICA ESTRUCTURAL DE UN  
 EDIFICIO DE OFICINAS DE 15 PISOS

PLANO :	FECHA
PLANTA S3, S5 & S7	2021
	E-04



ESCALA: 1/175

ANÁLISIS DE LOS EFECTOS DE LA INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA EN LA DINÁMICA ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE OFICINAS DE 15 PISOS	
PLANO :	FECHA
PLANTA S8	2021
	E-05