



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

“Influencia de la interacción suelo – estructura en respuesta dinámica estructural de edificaciones de 7 y 14 pisos en Ica, Perú – 2021”

TESIS PARA OBTENER EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AUTOR:

Br. Hinojosa Rosales, Luis Miguel

<https://orcid.org/0000-0003-0479-1711>

ASESOR:

Dr. Ing. Vargas Chacaltana, Luis Alberto

<https://orcid.org/0000-0002-4136-7189>

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño Sísmico y Estructural

LIMA – PERÚ

2021

DEDICATORIA

A mi familia, principalmente a mis padres Joel y Emma que a lo largo de mi vida han sido un apoyo incondicional, con su comprensión, dedicación y confianza en la distancia.

A mis tíos José y Olga por sus consejos de perseverancia.

AGRADECIMIENTO

En primer lugar, agradezco a Dios, por darme la fuerza para culminar este proyecto de investigación y cerrar una gran etapa en mi vida.

A los profesores de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional San Luis Gonzaga.

A la Universidad César Vallejo, quien me acogió para poder obtener mi título profesional, por medio de la culminación de este proyecto de investigación.

ÍNDICE

DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTO.....	iii
ÍNDICE	iv
ÍNDICE DE TABLAS	v
ÍNDICE DE GRAFICOS Y FIGURAS	vii
RESUMEN	xii
ABSTRACT	xiii
I. INTRODUCCION	1
II. MARCO TEORICO	6
III. METODOLOGIA	27
3.1. Tipo y diseño de investigación.....	27
3.2. Variables y operacionalización	28
3.3. Población, muestra y muestreo	28
3.4. Técnicas e Instrumentos de recolección de datos.....	29
3.5. Procedimientos.....	31
3.6. Método de análisis de datos.....	65
3.7. Aspectos éticos	65
IV. RESULTADOS.....	66
V. DISCUSIÓN.....	141
VI. CONCLUSIONES	145
VII. RECOMENDACIONES.....	148
REFERENCIAS.....	149
ANEXOS	154

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.2. Tabla de clasificación de los perfiles de suelo.....	19
Tabla 2.3. Peraltes o espesores mínimos de vigas no pre - esforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones	38
Tabla 3.3. Factor de zona "z"	54
Tabla 4.3. Factor del suelo "S"	54
Tabla 5.3. Periodos de vibración del suelo "TP"	55
Tabla 6.3. Categoría de la edificación y factor "U"	56
Tabla 7.3. Factor de reducción sísmica "R"	57
Tabla 8.4. Secciones definidas para columnas de concreto en edificio de 7 y 14 pisos	74
Tabla 9.4. Límites para la distorsión de entrepiso	76
Tabla 10.4. Concreto reforzado – Propiedades mecánicas.....	80
Tabla 11.4. Cálculo del peso sísmico de la edificación de 7 pisos	87
Tabla 12.4. Porcentaje de masa participativa de cada modo de vibración del edificio de 7 pisos.....	96
Tabla 13.4. Porcentaje de masa participativa de cada modo de vibración del edificio de 14 pisos.....	98
Tabla 14.4. Irregularidad estructural en altura.....	101
Tabla 15.4. Irregularidad estructural en planta	102
Tabla 16.4. Control de desplazamientos laterales relativos de entrepiso para el edificio de 7 pisos, en la dirección X-X.....	106
Tabla 17.4. Control de desplazamientos laterales relativos de entrepiso para el edificio de 7 pisos, en la dirección Y-Y.....	107
Tabla 18.4. Control de desplazamientos laterales relativos de entrepiso para el edificio de 14 pisos, en la dirección X-X.....	107
Tabla 19.4. Control de desplazamientos laterales relativos de entrepiso para el edificio de 14 pisos, en la dirección Y-Y	108
Tabla 20.4. Ensayos de densidad natural (SPT – 01)	109
Tabla 21.4. Ensayos de densidad natural (SPT – 02)	109
Tabla 22.4. Parámetros geotécnicos Sondeo – 01.....	110

Tabla 23.4. Parámetros geotécnicos Sondeo – 02.....	110
Tabla 24.4. Resumen de cálculos de los modelos dinámicos para el edificio de 7 pisos.....	118
Tabla 25.4. Resumen de cálculos de los modelos dinámicos para el edificio de 14 pisos.....	119
Tabla 26.4. Variación del drift entre el modelo de base fija y el de base flexible, en la dirección X – Edificio de 14 pisos	131
Tabla 27.4. Variación del drift entre el modelo de base fija y el de base flexible, en la dirección Y – Edificio de 14 pisos	133
Tabla 28.4. Variación de la cortante lateral por piso modelo de base fija y el de base flexible, en la dirección X – Edificio de 7 pisos	135
Tabla 29.4. Variación de la cortante lateral por piso modelo de base fija y el de base flexible, en la dirección Y – Edificio de 7 pisos	136
Tabla 30.4. Variación de la cortante lateral por piso modelo de base fija y el de base flexible, en la dirección X – Edificio de 14 pisos	139
Tabla 31.4. Variación de la cortante lateral por piso modelo de base fija y el de base flexible, en la dirección Y – Edificio de 14 pisos	140

ÍNDICE DE GRAFICOS Y FIGURAS

Figura 1.2. Ilustración esquemática de un análisis directo de la interacción suelo-estructura utilizando modelado continuo por elementos finitos	16
Figura 2.2. Ilustración esquemática de un enfoque de subestructura para el análisis de la interacción suelo-estructura utilizando: (i) cimientos rígidos; o (ii) supuestos de base flexible	18
Figura 3.2. Relación Fuerza - Desplazamiento	22
Figura 4.2. Vector de desplazamientos expresado como una combinación lineal en el tiempo de las formas modales	23
Figura 5.2. Oscilador equivalente correspondiente al modo de vibración “i”	24
Figura 6.3. Sistema estructural en base a Pórticos	33
Figura 7.3. Sistema estructural en base a muros	33
Figura 8.3. Definición de sistema estructural del tipo dual	34
Figura 9.3. Edificación en base a muros de ductilidad limitada - EMDL	35
Figura 10.3. Losa aligerada unidireccional	36
Figura 11.3. Tipos de viga según su alineación con las losas	37
Figura 12.3. Deflexión de una viga rectangular simplemente apoyada	37
Figura 13.3. Dimensiones volumétricas de una viga de concreto	39
Figura 14.3. Predimensionamiento de vigas de un solo tramo	39
Figura 15.3. Predimensionamiento de vigas de n tramos	40
Figura 16.3. Predimensionamiento de vigas de voladizo	40
Figura 17.3. Sección transversal de una columna	41
Figura 18.3. Estimación de la carga axial en cada columna, con el método del área tributaria	41
Figura 19.3. Modelos de elementos finitos para analizar estructural complejas, como catedrales	44
Figura 20.3. Caracterización del módulo de elasticidad y resistencia a compresión	45
Figura 21.3. (a) ensayo a compresión uni-axial con carga monotónica en probetas de concreto 6x12in; (b) curva esfuerzo-deformación uni-axial de probetas de concreto de peso normal; (c) módulo de elasticidad vs resistencia a compresión del concreto	47

Figura 22.3. Tensor de deformaciones para materiales isotrópicos	48
Figura 23.3. Caracterización del módulo de elasticidad y resistencia a compresión	49
Figura 24.3. Distribución de la frecuencia de las componentes de carga viva sostenida en oficinas.....	51
Figura 25.3. Cortante basal – Análisis sísmico estático	52
Figura 26.3. Mapa de microzonificación sísmica del Perú	53
Figura 27.3. Coeficiente de reducción sísmica “R”	56
Figura 28.3. Modelo de acoplamiento cercano de masas concentradas	59
Figura 29.3. Vector de desplazamientos expresado como una combinación lineal en el tiempo de las formas modales	60
Figura 30.3. Oscilador equivalente correspondiente al modo de vibración “i”	61
Figura 31.3. Diagrama de flujo o procedimiento de trabajo	64
Figura 32.4. Mapa de distritos de la Región Ica	66
Figura 33.4. Ubicación referencial de la zona de estudio, ciudad universitaria, Ica cercado	67
Figura 34.4. Sistema estructural del edificio de 7 pisos	68
Figura 35.4. Encofrado de techo, losa aligerada bidireccional, H = 20cm	69
Figura 36.4. Predimensionamiento de vigas (30x50 cm).....	70
Figura 37.4. Definición de las secciones de las vigas de concreto armado en planta	70
Figura 38.4. Área tributaria de columnas esquineras, laterales y centrales	71
Figura 39.4. Distribución en planta de las secciones de columnas de concreto armado, del edificio de 7 pisos	75
Figura 40.4. Distribución en planta de las secciones de columnas de concreto armado, del edificio de 14 pisos	75
Figura 41.4. Sistema estructural del edificio de 7 pisos, con núcleo de placa de concreto en el centro de la edificación	76
Figura 42.4. Sistema estructural del edificio de 14 pisos, con núcleo de placa de concreto en el centro de la edificación	77
Figura 43.4. Vista isométrica del Modelo 3D en ETABS, (izq.) edificio de 7 pisos, (der.) edificio de 14 pisos	79

Figura 44.4. Definición de las propiedades mecánicas elásticas de los materiales	80
Figura 45.4. (izq.) columna de 50x80. (der.) viga de 30x50. Edificio de 7 pisos	81
Figura 46.4. (izq.) columna de 60x90. (der.) viga de 30x50. Edificio de 14 pisos	81
Figura 47.4. Definición de patrones de carga	82
Figura 48.4. Asignación de cargas permanentes debido a los acabados (100 kg/m ²)	83
Figura 49.4. Asignación de cargas permanentes debido a tabiquería (100 kg/m ²)	83
Figura 50.4. Asignación de cargas no-permanentes debido al uso (250 kg/m ²)	84
Figura 51.4. Programación del ETABS para el cálculo de la masa sísmica: 1) Mass source: Element Self Mass y Additional Mass consideran la masa propia de los elementos modelados (vigas, columnas, etc.); mientras que Specified Load Patterns considera la masa de los elementos no estructurales, como el acabado (SD), tabiquería (Tab), sobrecarga (Live) y sobrecarga de techo (Live Up). 2) Load Pattern: en ella se definen los patrones de carga usadas y los porcentajes de participación especificadas en la E.030	85
Figura 52.4. Definición de los patrones de carga sísmica lateral equivalente (SEX, SEY)	85
Figura 53.4. Cálculo del peso sísmico en el edificio de 7 pisos	86
Figura 54.4. Definición del coeficiente de cortante basal en la dirección X-X (C=0.177)	89
Figura 55.4. Definición del coeficiente de cortante basal en la dirección Y-Y (C=0.177)	90
Figura 56.4. Cortante basal en la dirección X-X (V _x = 480.15 tnf)	90
Figura 57.4. Cortante basal en la dirección Y-Y (V _y = 480.15 tnf)	91
Figura 58.4. Cálculo del peso sísmico del edificio de 14 pisos (Peso = 6022.87 tonf)	91
Figura 59.4. Cortante basal en la dirección X-X (V _x = 1055.76 tnf)	93

Figura 60.4. Cortante basal en la dirección Y-Y ($V_y = 1055.76$ tnf).....	94
Figura 61.4. Modos de vibración del edificio de 7 pisos. Modelo de base fija ...	95
Figura 62.4. Modos de vibración del edificio de 14 pisos. Modelo de base fija...	95
Figura 63.4. Porcentaje de masa participativa sacada del programa ETABS para edificio de 7 pisos.....	97
Figura 64.4. Porcentaje de masa participativa sacada del programa ETABS para edificio de 14 pisos	99
Figura 65.4. Espectro horizontal de diseño	102
Figura 66.4. Espectro vertical de diseño	105
Figura 67.4. (a) mapa de zonificación sísmica (E.030, 2018); (b) espectro de diseño inelástico para un tiempo de retorno de 475 años y un 5% de relación de amortiguamiento, elaborado para Lima	105
Figura 68.4. S_{DS} es el parámetro de aceleración de respuesta espectral de periodo corto definido en ASCE/SEI 7-10; utilice la interpolación en línea recta para valores intermedios de $S_{DS}/2.5$. El valor debe evaluarse a partir del análisis específico del sitio.....	112
Figura 69.4. Geometría de la zapata.....	113
Figura 70.4. Definición de las propiedades mecánicas de los resortes para representar al suelo de fundación – Edificio de 7 pisos	120
Figura 71.4. Modelamiento numérico con resortes para simular la flexibilidad del suelo – Edificio de 7 pisos	120
Figura 72.4. Definición de las propiedades mecánicas de los resortes para representar al suelo de fundación – Edificio de 14 pisos	121
Figura 73.4. Modelamiento numérico con resortes para simular la flexibilidad del suelo – Edificio de 14 pisos	122
Figura 74.4. Comparativo de resultados de formas modales y periodos de vibración entre Modelo de base fija vs Modelo de base flexible de edificio de 7 pisos.....	123
Figura 75.4. Comparativo de resultados de formas modales y periodos de vibración entre Modelo de base fija vs Modelo de base flexible de edificio de 14 pisos	124
Figura 76.4. Comparativo de desplazamientos laterales entre Modelo de base fija vs Modelo de base flexible de edificio de 7 pisos.....	126

Figura 77.4. Comparativo de desplazamientos laterales entre Modelo de base fija vs Modelo de base flexible de edificio de 14 pisos.....	127
Figura 78.4. Comparativo de desplazamientos laterales relativos de entrepiso entre Modelo de base fija vs Modelo de base flexible de edificio de 7 pisos	129
Figura 79.4. Comparativo de desplazamientos laterales relativos de entrepiso entre Modelo de base fija vs Modelo de base flexible de edificio de 14 pisos	130
Figura 80.4. Incremento de los drift por piso debido al ISE, en la dirección X – Edificio de 14 pisos	132
Figura 81.4. Incremento de los drift por piso debido al ISE, en la dirección Y – Edificio de 14 pisos	133
Figura 82.4. Comparativo de cortantes laterales de entrepiso y cortante basal entre Modelo de base fija vs Modelo de base flexible de edificio de 7 pisos	135
Figura 83.4. Incremento de la cortante lateral por piso en la dirección X-X, debido al ISE – Edificio de 7 pisos.....	136
Figura 84.4. Incremento de la cortante lateral por piso en la dirección Y-Y, debido al ISE – Edificio de 7 pisos.....	136
Figura 85.4. Comparativo de cortantes laterales de entrepiso y cortante basal entre Modelo de base fija vs Modelo de base flexible de edificio de 14 pisos	138
Figura 86.4. Incremento de la cortante lateral por piso en la dirección X-X, debido al ISE – Edificio de 14 pisos	139
Figura 87.4. Incremento de la cortante lateral por piso en la dirección Y-Y, debido al ISE – Edificio de 14 pisos	140

RESUMEN

El Perú se encuentra sobre el cinturón de fuego, denominado así por ser la zona con mayor actividad sísmica. Por tanto, es necesario emplear técnicas de análisis sísmico que permitan tener un mayor nivel de aproximación a la respuesta real de la estructura frente a sismos.

Con este propósito, en este trabajo se analizó la variación en la respuesta dinámica estructural de edificaciones de concreto armado, considerando la interacción dinámica suelo-estructura IDSE aplicado a dos edificios, uno de 7 pisos y otro de 14 pisos. Estos modelos fueron evaluados considerando perfil de suelo blando, del tipo S3. Para la caracterización de la IDSE se siguieron los lineamientos establecidos por la Norma Americana (NIST GCR 12-917-21, Soil - Structure Interaction for Building Structures). Luego, para cada modelo se realizó un análisis comparativo entre el modelo de IDSE y el de base fija, con la finalidad de observar la variación de la respuesta dinámica de cada estructura.

Finalmente, los resultados indican que los periodos de vibración aumentan en un 49%, 57%, 19% en los modos de vibración para los modelos de 7 pisos y en un 57%, 57%, 22% en los modos de vibración para los modelos de 14 pisos, por otro lado, la cortante basal se incrementa en un 8% para los modelos 7 pisos y se reduce en un 11% para los modelos de 14 pisos.

Palabras clave: Interacción dinámica suelo-estructura, flexibilidad del suelo, modelo numérico, respuesta sísmica.

ABSTRACT

Peru is located on the ring of fire, so named because it is the area with the highest seismic activity. Therefore, it is necessary to use seismic analysis techniques that allow a greater level of approximation to the real response of the structure to earthquakes.

With this purpose, in this work the variation in the structural dynamic response of reinforced concrete buildings was analyzed, considering the dynamic soil-structure interaction IDSE applied to two buildings, one with 7 floors and the other with 14 floors. These models were evaluated considering a soft soil profile, type S3. For the characterization of IDSE, the guidelines established by the American Standard (NIST GCR 12-917-21, Soil - Structure Interaction for Building Structures) were followed. Then, for each model, a comparative analysis was carried out between the IDSE model and the fixed base model, in order to observe the variation of the dynamic response of each structure.

Finally, the results indicate that the vibration periods increase by 49%, 57%, 19% in the vibration modes for the 7-deck models and by 57%, 57%, 22% in the vibration modes for the 7-deck models. 14-story models, on the other hand, the basal shear is increased by 8% for the 7-story models and reduced by 11% for the 14-story models.

Keywords: Soil-structure dynamic interaction, soil flexibility, numerical model, seismic response.

I. INTRODUCCION

Como contexto general, a nivel **mundial**, los países desarrollados, muestran estar a la vanguardia en todas las disciplinas y la ingeniería sísmica no es la excepción. Tal es el caso, de sus avances en teorías, herramientas, modelos numéricos sistematizados para el análisis y diseño de obras civiles. Entre estos avances, puntualmente, se puede mencionar los modelos numéricos que consideran la interacción entre la estructura y el suelo de fundación (ISE). Estos modelos tuvieron sus orígenes en el siglo XIX en Rusia; sin embargo, su relevancia despertó el interés de la comunidad de investigadores en el área de la ingeniería sísmica, y fue de esta forma que, en la actualidad, a nivel internacional, se cuenta con diversos estudios respecto al tema.

Además, cabe mencionar, que el análisis de interacción suelo - estructura (ISE), evalúa la respuesta combinada de la superestructura, su sistema de cimientos y el suelo bajo la excitación sísmica, siendo inicialmente y particularmente importante su consideración en estructuras macizas y rígidas, como las centrales nucleares, apoyadas en suelos blandos. Por lo tanto, la mayor parte de la investigación realizada en el pasado sobre este tema estuvo relacionada con el diseño sísmico de este tipo de estructuras. Sin embargo, en los últimos años, ha habido un aumento en la investigación y la disponibilidad de información técnica sobre la consideración de la ISE en el análisis sísmico de edificios. Tal es el caso de la Normatividad Norteamericana, el cual contempla disposiciones e investigación actualizada relacionada con la ISE (NIST GCR 12 - 917 - 21, Interacción suelo - estructura para estructuras de edificios, 2012). Este documento incluye pautas para incorporar efectos ISE en procedimientos lineales y no lineales para el análisis sísmico de estructuras de edificios.

Esto se debió a que, para el caso de edificaciones, el incluir un análisis de ISE, conlleva a tener resultados mayores o menores en efectos inerciales y cinemáticos, de la estructura, ya que depende de características propias del suelo, sistema estructural, geometría de planta y altura de la edificación, que hacen variar a su vez, la respuesta sísmica, en comparación con un análisis de base infinitamente rígida.

Sin embargo, la principal limitante para todo tipo de proyecto es el costo del mismo y en algunos casos las hace inviable. Por ello de la necesidad de buscar métodos con

mayor nivel de aproximación a la respuesta real de las estructuras frente a la acción sísmica. Tal es el caso de los modelos numéricos que consideran la ISE en sus análisis sísmicos.

En la actualidad en Perú, la normatividad vigente no contempla pautas o recomendaciones para la implementación de la ISE en el análisis sísmico de edificaciones. Por ello, se requiere del desarrollo de mayor cantidad de trabajos de investigación en el área y fomentar su implementación en los procesos de análisis sísmico, con el propósito de lograr estructuras sismorresistentes más económicas en comparación a los modelos de base fija.

Por otro lado, en la actualidad el creciente desarrollo urbanístico en el **Provincia de Ica**, ha ocasionado el incremento de la oferta inmobiliaria, siendo este en específico, el desarrollo creciente de habilitaciones urbanas, que en su ejecución son un tipo de construcción horizontal, ocupando grandes espacios de terreno, que cada vez se van alejando del marco urbano de Ica, en consecuencia la interrogante es: ¿por qué no construyen edificaciones de altura media o alta en la Provincia de Ica?; si bien es cierto, existe una edificación de 7 pisos, que es el edificio de la Universidad Tecnología del Perú filial Ica, siendo la única de mediana altura. Por lo cual son estas estructuras de altura media y alta, proyectadas en la Provincia Ica, las que se enfrentan a las siguientes condiciones desfavorables: (a) Ubicación en una de las zonas costeras con mayor demanda de aceleración de suelo. La Norma E.030 vigente registra un valor de $Z=0.45$ de aceleración del suelo. Sin embargo, existen otros estudios realizados por el Dr. Alva Hurtado y el CISMID-UNI, donde se aprecian que estos valores de aceleración de suelo pueden llegar hasta valores de $Z=0.50$ que son mucho mayores a los especificados en la Norma de Diseño Sismorresistente (E.030). (b) La Región de Ica, Distrito Ica, típicamente presenta suelos que califican como suelo blando, del tipo S3 (E.030, 2018).

Estos factores hacen que el uso de modelos con de ISE sean más conveniente frente a los modelos de base fija, pues principalmente permitirán tener resultados más realistas.

Por lo tanto, sobre la realidad problemática de la zona de estudios, se formuló como **problema general**: ¿Cuál es la variación en la respuesta dinámica estructural de una edificación de altura media y alta con y sin ISE, Ica - Perú, 2021?

Así mismo, se consideró los siguientes problemas específicos: **Problema específico 1** ¿Cómo se caracteriza las propiedades mecánicas del suelo para su implementación en el modelo de ISE?, **Problema específico 2** ¿Cómo se realiza el modelo numérico de una edificación del tipo dual considerando la ISE?, **Problema específico 3** ¿Cuál es la variación en la respuesta de los periodos de vibración fundamental en una estructura de altura media y alta con y sin ISE, Ica - Perú, 2021?, **Problema específico 4** ¿Cuál es variación en la cortante basal en una estructura de altura media y alta con y sin ISE, Ica - Perú, 2021?

Justificación de la investigación

Para este trabajo de investigación se evaluó la importancia de considerar la ISE en análisis sísmico de edificaciones de altura media y alta en la Ciudad de Ica, cercado. Debido a que es la zona con mayor demanda sísmica de todo el territorio peruano; además, está conformado, típicamente, por suelos blandos, que hace incrementar las demandas sísmicas en las estructuras que se desean proyectar en la zona. De este modo, la justificación del estudio se jerarquiza en:

La justificación teórica que permite desarrollar, mediante las teorías y conceptos basados en el análisis de la interacción suelo - estructura, mayor conocimiento sobre la relevancia de implementar modelos de ISE en el análisis sísmico de edificaciones. El cual, en la actualidad, es una literatura aún escasa y sobre todo en nuestro medio nacional y local. Además, se realiza una discusión de las distintas propuestas, de diversos autores, sobre las teorías para la caracterización del suelo para ser implementado en un modelo numérico de elementos finitos.

La justificación metodológica del presente trabajo es principalmente del tipo aplicativo, pues el procedimiento metodológico para la implementación de la ISE en modelos numéricos, están propuestos por distintos investigadores a nivel mundial. Sin embargo, en nuestro medio no existe esta información de manera formal, el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) no contempla procedimientos de

análisis sísmico considerando ISE. Por ello, con este trabajo se pretende mostrar una estrategia para la implementación del ISE en estructuras de altura media y alta, considerando propiedades mecánicas representativas de la zona de estudio. Estas estrategias podrán ser empleadas por otros investigadores o incluso servirá de guía para su implementación por proyectistas de la práctica común.

La justificación técnica que pretende, es contribuir a resolver un problema, el cual el RNE no tiene participación o no habla sobre, si es o no necesario el considerar la ISE en los proyectos que se presentan o se estén desarrollando sobre el territorio nacional. Para ello, este trabajo de manera específica se desarrollará un caso práctico de edificaciones de altura media y alta a proyectar en la ciudad de Ica, cercado, considerando las propiedades mecánicas típicas de la zona. Con esto se pretende generar una discusión de resultados sobre la relevancia de considerar la ISE en proyectos (de características similares a la de este trabajo) que se pretendan desarrollar en la zona.

La justificación social que pretende, es contribuir a resolver el requerimiento por parte de la sociedad iqueña, el cual es evaluar la posibilidad de generar estructuras o edificaciones de mayor altura a las existentes y más seguras sísmicamente. En este trabajo, en base a antecedentes, se considera que una edificación analizada y diseñada considerando la ISE tendrá resultados más realistas, manteniendo el nivel de seguridad estructural que exige la normatividad vigente-

La justificación económica, mediante el desarrollo de modelos matemáticos con mayor nivel de aproximación a la respuesta real de las estructuras, permiten dosificar adecuadamente los materiales de construcción que deben emplearse para su ejecución, permitiendo de esta manera estructuras seguras al menor costo de inversión posible.

La justificación ambiental, mediante procesos de análisis más exactos permiten lograr diseños más económicos, reduciendo cantidad de materiales a emplear para construcción y, por tanto, reduciendo el consumo de productos que generan contaminación ambiental durante su fabricación.

Como **objetivo general** se plantea: Evaluar la variación en la respuesta dinámica estructural de una edificación de altura media y alta con y sin ISE, Ica - Perú, 2021.

Del mismo modo se consideró plantear los siguientes **objetivos específicos**: Realizar una caracterización de las propiedades mecánicas del suelo, para su implementación en un modelo numérico considerando la ISE, Implementar una estrategia de modelamiento numérico, basado en el FEM, para considerar la ISE en el análisis sísmico de edificaciones, Determinar la variación en los periodos de vibración fundamental en una estructura de altura media y alta con y sin ISE, Ica - Perú. Empleando el método de elementos finitos, Determinar la variación en la cortante basal en una estructura de altura media y alta con y sin ISE, Ica - Perú. Empleando el método de elementos finitos.

Como **hipótesis general**, se espera que la variación en la respuesta dinámica estructural para edificaciones de altura media y alta considerando ISE, Ica - Perú, 2021, serán mayores a las de base fija (típicamente empleadas en la práctica común), en orden de magnitud.

Mientras que como **hipótesis específicas**: Las propiedades mecánicas del suelo podrán ser caracterizadas por ensayos y métodos semi - empíricos que permitirán caracterizar la rigidez del suelo y podrán ser expresado como un coeficiente de rigidez, Las propiedades mecánicas del suelo, la rigidez del suelo, se pueden caracterizar o modelos como un elemento link con un coeficiente de rigidez, para ser implementados en los modelos numéricos basados en elementos finitos, Sera cierto que los periodos de vibración fundamental, producto del sismo, considerando ISE, serán mayores a los resultados obtenidos considerando el caso práctico de empotramiento en la base, Sera cierto que cortante basal, producto del sismo, considerando ISE, serán menores a los resultados obtenidos considerando el caso práctico de empotramiento en la base.

II. MARCO TEORICO

Como **antecedentes internacionales** se tiene a **Garcia et al. (2018)**, cuyo **objetivo** fue realizar un análisis sobre la influencia o variación en la respuesta dinámica de un edificio de 4 pisos “El Centro 1” considerando modelos de interacción suelo-estructura en comparación con los modelos tradicionales de base fija. Cabe mencionar, que este edificio fue uno existente que fue diseñado con modelo de base fija. El sistema estructural de este edificio fue en base a pórticos, muros de corte y losas de concreto (dual). **La metodología** describe que es una investigación cuantitativa, aplicada, no experimental del tipo descriptiva. Como procedimiento, siguió los lineamientos establecidos según las Normas Técnicas Complementarias para el diseño por sismo (Reglamento de Construcción para el Distrito Federal de Nicaragua) que consideran los efectos de ISE. Para el análisis sísmico se utilizó el método dinámico modal espectral. En primer lugar, se definió si la estructura era regular o irregular, para luego realizar el análisis estático y dinámico. Para los análisis dinámico modal espectral, típicamente definieron los espectros de diseño según código de diseño del país, se realizó el análisis modal, se realizó una verificación de los desplazamientos relativos de entrepiso y la verificación de la cortante basal. Luego, para considerar la ISE fue necesario estudios de mecánica de suelos para definir las características mecánicas del suelo. Luego, con estas propiedades fueron estimadas las rigideces del suelo para cada grado de libertad en análisis. De igual manera, se estimaron los coeficientes de amortiguamiento del suelo. Finalmente, se volvió a realizar en análisis dinámico modal espectral y compararon los resultados entre el modelo ISE y el de base fija. Como **resultado** principal se obtuvo un alargamiento o crecimiento del periodo fundamental de vibración de la estructura, lo cual implicaría una reducción de la demanda sísmica y por tanto reducción en los esfuerzos internos en cada elemento estructural, como también una reducción del 25% de la cortante basal. Finalmente se tiene como **conclusión** que los modelos de ISE son modelos más aproximados al comportamiento real de una estructura en comparación a los modelos de base fija.

Dueñas (2016), en su trabajo de investigación, presta como **objetivo** general, determinar y cuantificar las variaciones en el diseño estructural considerando modelos numéricos que incluyan la interacción suelo-estructura, las muestras fueron dos edificios de diferentes alturas cimentados en suelos de diferentes características

dinámicas. Para ello, definieron un prototipo denominado 15-A (edificio de 15 niveles) y otro 7-A (edificio de 7 niveles), ambas con configuración regular y un sistema de pórticos de concreto armado y losas aligeradas. La **Metodología** de este trabajo muestra que es una investigación cuantitativa, aplicada, no experimental del tipo transversal. Como método o procedimiento, se siguieron los lineamientos de análisis y diseño sísmico descritos en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y el Código Reglamentario para el municipio de Puebla, México. El análisis sísmico consistió en un análisis modal espectral. Para lo cual se generó un espectro de diseño, según la Normatividad de lugar. Los modelos numéricos fueron basados en el método de elementos finitos, que en la actualidad es un herramienta o método ampliamente usado para este tipo de análisis. De los análisis sísmicos realizados se obtuvieron como **resultados**, el periodo de vibración fundamental creció en un 93% (1.28 s/0.663 s), la razón de amortiguamiento efectiva paso de ser el típico 5% (reglamentario) a 8.5%, con esto se logró reducir la cortante basal en un 17% (3134 ton/3766 ton). Finalmente, de los análisis realizados, se **concluyó** que es favorable o conveniente considerar la ISE para estructuras cimentadas en suelos blandos, pues en estos casos donde la ISE toma mayor relevancia.

Buitrago (2017), en su trabajo de investigación tuvo como **objetivo** general, revisión del estado del arte sobre los distintos enfoques para incluir la ISE en los modelos numéricos para el análisis sísmico de edificaciones y evaluar la influencia en la respuesta sísmica de sistemas de pórticos arriostrados. Como **metodología** se observa que esta investigación es cuantitativa, aplicada, no experimental del tipo explicativa. Como método o procedimiento, siguió los lineamientos establecidos por el NIST (2012) y el FEMA P-1050/2015 para realizar el análisis sísmico considerando la ISE y luego comparar estos resultados con un modelo de base fija. La metodología empleada, consistió en un análisis no-lineal empleando el software OpenSees Navigator. Todas las columnas, vigas y arriostres diagonales fueron modelados considerando elementos de propiedades mecánicas no-lineales (modelo de fibras, elementos con plasticidad distribuida). El análisis sísmico consistió en un análisis sísmico estático no-lineal (pushover), para este tipo de análisis en primer lugar se aplicó la carga gravitatoria y luego se añadió los arriostres y se sometió a la carga lateral, usando una distribución sugerida en los lineamientos del ASCE/SEI 7-10.

Además, se realizó un análisis modal para determinar los periodos de vibración, tanto para el modelo de base fija como para el modelo con ISE. Como **resultados**, se observó con respecto a la cortante basal fue menor en un 26% (598.68ton/716.50ton) mientras que la ductilidad se mantuvo en un valor de 3.5 aproximadamente, estos resultados compatibilizan con el incremento o alargamiento del periodo fundamental de vibración que fue en un 12.5% (0.81s/0.72s). Además, se observó una reducción de los desplazamientos laterales de entrepiso, al considerar la ISE en el análisis, de un 19% aproximadamente (0.275%/0.375%). Finalmente, se **concluye**, que la reducción de la demanda sísmica de un 26% tiene una relevancia importante, logrando tener estructuras más económicas y no siendo sobredimensionadas.

Como **antecedentes Nacionales** se tiene a **Curioso y Torres (2020)**, en su trabajo de investigación presenta como **objetivo** general, contrastar las respuestas dinámicas de edificaciones aporricadas de distintas alturas, considerando modelos numéricos con ISE versus modelos numéricos de base fija; para suelos rígidos, intermedios y blandos. Como **metodología** se observa que es un trabajo de investigación cuantitativa, aplicada, no experimental del tipo descriptiva. Como procedimiento, se siguió los lineamientos del NIST GCR 12-917-21, con el cual se realizó modelos numéricos basados en elementos finitos de base fija y de base flexible. Para el análisis sísmico se realizó un análisis sísmico modal espectral, siguiendo los lineamientos establecidos en la Norma Sísmica E.030. Para el caso del modelo con ISE se modeló la flexibilidad del suelo con elementos link a los cuales se le asignó propiedades de rigidez axial en cada grado de libertad de análisis (3 traslacionales y 3 rotacionales), estos fueron desarrollados siguiendo los lineamientos del NIST GCR 12-917-21; de igual forma para la estimación de los coeficientes de amortiguamiento del suelo, que luego fueron expresados como coeficientes de amortiguamiento viscoso equivalente. Luego, de los **resultados** se realizó un análisis comparativo y se observó que los desplazamientos laterales se alargaron en un 10% y 92%, para suelos intermedio y flexibles, respectivamente. Estos incrementos en los desplazamientos laterales son coherentes con considerar la flexibilidad del suelo y se logra alargar el periodo fundamental de vibración de la estructura en un 4% y 34%, para suelo S2 y S3, respectivamente. Además, se observó que, para la estructura de 12 pisos, considerando un suelo del tipo S3, se redujo la cortante basal en un 12%. Finalmente,

presentaron la siguiente **conclusión**, que los modelos con ISE toman mayor relevancia cuando se tienen estructuras de altura media o alta y estén cimentadas en suelos blandos (tipo S3), pues la variación entre estos y los de base fija es relevante. Se observó que, para edificaciones intermedios o altos y cimentados en suelos blandos, los modelos de base fija son muy conservadores y proyectarían estructuras de mayor costo (innecesariamente) con respecto a los modelos de base flexible.

Jines (2017), realizó un trabajo de investigación que, por **objetivo** general, fue determinar la diferencia en la respuesta dinámica al considerar modelos numéricos con ISE versus modelos de base fija, de una edificación de concreto armado dual. Como **metodología** se observa una investigación cuantitativa, aplicada, no experimental del tipo descriptivo correlacional. Como método o procedimiento, se realizó un análisis sísmico modal espectral siguiendo los lineamientos de la Norma de Diseño Sismorresistente (E.030); sin embargo para considerar la ISE en los modelos numéricos se consideró los modelos Rusos, para modelar la flexibilidad del suelo de fundación (Modelo de Barkan – Savinov, modelo de Ilichev, modelo de Sargasian y el modelo de la norma Rusa), los cuales consideran la flexibilidad y el amortiguamiento del suelo en los tres grados de libertad de coordenadas generalizadas (dos de traslación y una de rotación). El análisis dinámico se consideró para un perfil de suelo, del tipo S1. Del análisis estructural, se obtuvieron los siguientes **resultados**, se observó que las edificaciones de 6 niveles cimentados en suelo S1, muestran un incremento importante en el periodo fundamental de vibración, alrededor del 35.56%. Sin embargo, muestra una reducción de las fuerzas internas en un 43.14%, siendo esta reducción un valor importante en la reducción de la demanda sísmica de diseño. Con respecto a los desplazamientos laterales, se observó que crecieron en comparación con los modelos de base fija, este incremento fue aprox. de un 42%, viendo que la estructura sufre un alargamiento en el periodo de vibración asociado a una reducción en la demanda sísmica de diseño. Finalmente, como **conclusión**, se evidencia que los modelos numéricos que consideran ISE ofrecen resultados más realistas en comparación con las estimaciones realizadas con los modelos de base fija y en algunos casos estos resultados pueden ser desfavorables y no estar por el lado de la seguridad.

Huanca (2018), realizó un trabajo de investigación que presenta como **objetivo** general, evaluar la respuesta sísmica de estructuras cercanas a la bahía de la ciudad de Puno. Como muestra consideró una estructura de 4 niveles, de sistema mixto (pórticos y muros). Como **metodología** se observa que es una investigación cuantitativa, aplicada, no experimental del tipo transversal, se realizó un análisis sísmico modal espectral siguiendo los lineamientos de la Norma de Diseño Sismorresistente (E.030); mientras que para considerar la ISE en los modelos numéricos se consideró los modelos Rusos, para modelar la flexibilidad del suelo de fundación (Modelo de Barkan – Savinov, modelo de Ilichev, el modelo de Sargasian y la Norma Rusa), los cuales consideran la flexibilidad y el amortiguamiento del suelo en los tres grados de libertad de coordenadas generalizadas (dos de traslación y una de rotación). Además, para el análisis dinámico se consideró las propiedades mecánicas del suelo a través de un estudio de mecánica de suelos, el cual calificó al suelo como un suelo intermedio. Del análisis estructural, se obtuvieron los siguientes **resultados**, al considerar la flexibilidad de la base de fundación los periodos sufrieron un alargamiento, principalmente en los 3 primeros modos, este incremento fue en un 15% con respecto al modelo de base fija. Con respecto a las derivas de entrepiso, el modelo de ISE, mostraron valores mayores en comparación a los modelos de base fija, ya que las fuerzas sísmicas inician desde la cimentación. En este trabajo se observó que al considerar ISE los drift permisibles por la Norma de diseño sismorresistente (E.030) fueron superados. Por otro lado, los resultados muestran que las fuerzas internas máximas, al considerar ISE, disminuyen las fuerzas internas ya que la energía generada por el sismo es absorbida por el suelo, reduciendo de esta forma los esfuerzos internos que se producen producto de las cargas laterales, estas reducciones fueron alrededor de un 29%. Finalmente, como **conclusión**, se demuestra que los modelos de base fijan no necesariamente son conservadores como generalmente se piensa, en casos de estructuras pequeñas o intermedias, como es este caso de estudio, los modelos de base fija están por el lado de la inseguridad y sería conveniente realizar análisis ISE.

Como **artículos científicos** se tiene a **Araca et al. (2020)**, en su artículo tiene como **objetivo** determinar la influencia de la interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica de viviendas construidas con sistemas aporticados, edificadas en la ciudad

de Juliaca, Perú. Como **metodología** se observa una investigación cuantitativa, aplicada, no experimental del tipo descriptiva. Como método o procedimiento, desarrollaron un trabajo no experimental basando en modelos numéricos, en el cual consideraron la flexibilidad del suelo según los lineamientos del FEMA 356/440 y contrastaron los **resultados** con modelos de base fija. Este procedimiento fue desarrollado para estructuras desde 2 a 5 pisos. Los resultados muestran que el considerar la interacción suelo-estructura en edificios de hasta 3 pisos no es significativa. Sin embargo, para las edificaciones de 4 y 5 pisos la variación en la respuesta sísmica si se aprecia una diferencia en comparación a los modelos de base fija. Finalmente, como **conclusión** se tiene que la influencia de la interacción suelo-estructura en edificaciones de pocos niveles es mínima, no superan el 5% de variación en las respuestas sísmicas entre los modelos de ISE y de base fija.

Raghunath (2020), en su artículo tiene como **objetivo**, entender los efectos de la interacción suelo-estructura en la respuesta dinámica de una estructura de 12 pisos, definida con un sistema estructural en base a pórticos. Como **metodología** se observa una investigación cuantitativa, aplicada, no experimental del tipo descriptiva, fue desarrollado en base a modelos numéricos, con el método de elementos finitos (FEM), considerando base flexible y base rígida, con interacción suelo-estructura y sin interacción suelo-estructura, respectivamente. Para ello, el proceso fue definir las propiedades de los materiales a emplear, la geometría, estimación de las cargas actuantes y su aplicación sobre la estructura. Luego se realizó un análisis estructural usando el software ETABS, para finalmente comparar resultados entre los modelos de base fija y base flexible. Para este trabajo, consideraron un tipo de suelo blando (suelo arcilloso). Como **resultados**, del análisis modal espectral, se observó que los desplazamientos laterales incrementaron entre un 5 – 10% en comparación al modelo de base fija. Con respecto a los periodos fundamentales de vibración crecieron ligeramente entre 1-2%. Para los valores de drift, también crecieron entre 5-10%. Por otro lado, se observó que la cortante basal no sufrió mayor variación, siendo esta variación menor al 5%. Finalmente, como **conclusión**, se afirma que al considerar la ISE los desplazamientos laterales sufren un incremento, con respecto a la cortante basal la variación es mínima. Sin embargo, son los periodos de vibración las que

sufren una mayor variación, siendo los periodos del modelo ISE mayores a los de base fija.

Aguar y Ortiz (2017), en su artículo tiene como **objetivo**, realizar un análisis paramétrico, considerando el suelo como un material rígido y luego como un material flexible. De esta forma observar la variación en la respuesta sísmica de la edificación para cada caso de análisis. La **metodología** empleada en este trabajo muestra una investigación cuantitativa, aplicada, no experimental del tipo transversal. Como procedimiento, el trabajo se basó en el uso de modelos numéricos. Para el análisis sísmico se aplicó el método espectral con el cual se obtendrían los desplazamientos y fuerzas en el centro de masa de la edificación. El espectro de demanda sísmica, fue desarrollado en función a las condiciones geotécnicas del sitio. Para considerar la interacción suelo-estructura se siguieron los lineamientos del NEHRP-12. Como **resultados**, se observó que los periodos fundamentales de vibración incrementaron de manera no significativa (aprox. 3%), de igual manera los desplazamientos laterales de techo, éstos incrementaron en un 2%. Estos incrementos en las respuestas sísmicas son mínimas, a pesar de ser una estructura de 12 pisos. Sin embargo, se tiene en cuenta que el suelo clasificó como un suelo rígido. Como **conclusión**, se considera que la interacción suelo-estructura afectó muy poco los resultados de modelos de base fija, debido a que el edificio se encontró desplantado sobre un suelo rígido, por tanto, el factor de amplificación del suelo afectó muy poco a los periodos y desplazamientos.

Como **Antecedentes en otros idiomas** se tiene a **Oz, I. et al. (2020)**, teniendo como **objetivo** general, buscar investigar estos efectos, para ello, se seleccionaron 40 edificios existentes en Turquía y se construyeron modelos no lineales considerando condiciones de base rígida, intermedia y blanda. Como **Metodología** se observa que es una investigación cuantitativa, aplicada, no experimental del tipo descriptiva. Como método o procedimiento, siguiendo la Normatividad del país, se clasificaron al suelo según las velocidades de las ondas de corte. Las demandas de deformación inelástica se obtuvieron mediante el uso de un análisis tiempo-historia no lineal y se utilizaron 20 registros de aceleración reales seleccionados de terremotos importantes. **Los resultados** han demostrado que la interacción suelo-estructura, especialmente en los casos de suelos blandos, afecta significativamente la respuesta sísmica de los

edificios antiguos. El aumento más significativo en las demandas de deriva se produjo en los primeros pisos en un 98%. Como **conclusión**, se afirma que los efectos de la ISE en caso de suelos rígidos o intermedios no difieren mucho de los modelos de base fija. Caso contrario con los suelos blandos, donde el no considerar ISE en los modelos se estaría generando estructuras con menor capacidad de resistencia a la requerida.

Marqués, O. et al. (2020), en su trabajo tiene como **objetivo**, analizar la influencia de los efectos constructivos incrementales (IE) y la interacción suelo-estructura (ISE) en edificios de gran altura de hormigón armado con cimientos poco profundos sobre suelos arenosos. Como **metodología** se observa una investigación cuantitativa, aplicada, no experimental del tipo transversal. Como método o procedimiento, las evaluaciones de IE y ISE se realizaron mediante los parámetros de inestabilidad global, desplazamientos horizontales máximos, cargas de cimentación y asentamientos de una planta simétrica y asimétrica de un edificio de 23 pisos. Para el análisis de ISE, se consideró el medio continuo y el modelo de cálculo considera un sistema de masa de múltiples resortes debajo de la base del edificio. Los **resultados** muestran un aumento de 19.82% en los desplazamientos máximos, las **conclusiones**, sugieren que no considerar estos efectos junto con la estructura puede conducir a proyectos que no cumplan con las especificaciones estándar con respecto a los parámetros de estabilidad y los desplazamientos generales de la estructura.

Lasowicz, N. (2018), en su investigación tiene como **objetivo** estudiar los efectos de la interacción suelo-estructura sobre los parámetros modales de tres edificios de oficinas. Los edificios de oficinas de hormigón armado de 4, 8 y 12 plantas, cada uno con dos niveles adicionales de sótanos empotrados, representan estructuras de baja, media y gran altura, respectivamente. Como **metodología**, se observa una investigación cuantitativa, aplicada, no experimental del tipo descriptiva. El método o procedimiento, consistió en preparar modelos detallados de estructura de elementos finitos. La flexibilidad de la base del suelo se representó con el uso de soluciones basadas en resortes, incorporando resortes de base y puntos de control. Se investigó y discutió la influencia de diversas condiciones del suelo (representadas por sus velocidades de perfil efectivas promedio y módulos de corte) en las características dinámicas de los tres edificios de oficinas analizados (por ejemplo, períodos fundamentales de vibración). Los **resultados**, fueron un contraste de los modelos con

ISE versus modelos de base fija. Se observo para el suelo blando, los niveles de reducción en las frecuencias fundamentales en dirección transversal para los edificios de 4, 8 y 12 plantas son 11,8%, 18,5% y 20,8%, respectivamente, en comparación con los modelos de base fija. Los niveles de reducción en las frecuencias fundamentales en dirección longitudinal para los edificios de 4, 8 y 12 pisos son del 18,6%, 20,4% y 23,3%, respectivamente, en comparación con los modelos de base fija. Finalmente, como **conclusión**, los efectos de interacción suelo-estructura parecen más intensos para los edificios más altos, ya que los niveles de reducción en las frecuencias fundamentales en las direcciones transversal y longitudinal son los más altos para el edificio de 12 pisos.

Con el propósito de tener una mejor comprensión sobre el presente trabajo de investigación se presenta como **bases teóricas** relacionada a las variables y dimensiones en estudio.

Variable independiente: **Interacción suelo – estructura**

- **Principales conceptos teóricos**

El análisis **ISE** evalúa la respuesta sísmica de la estructura como un todo o de manera colectiva a la estructura, la cimentación y el estrato de suelo que rodea a la cimentación, cuando estos son sometidos a una acción sísmica que va del suelo hacia la superestructura. Los efectos ISE están ausentes para la condición teórica de una cimentación rígida apoyada en suelo rígido. Por tanto, ISE explica la variación en la respuesta sísmica real de la estructura, en comparación con los modelos de base fija teórica (Avilés, 1999, p. 23).

Como **dimensiones de la variable independiente** se puede definir a la rigidez o flexibilidad del suelo (suelos rígidos, intermedios o flexibles), así como a los modelos dinámicos que permiten caracterizar las propiedades físico - mecánicas del suelo.

- **Rigidez y amortiguamiento del suelo de fundación**

Las fuerzas inerciales producidas sobre la estructura, producto de la acción sísmica, generan desplazamientos laterales reversibles en ambos sentidos,

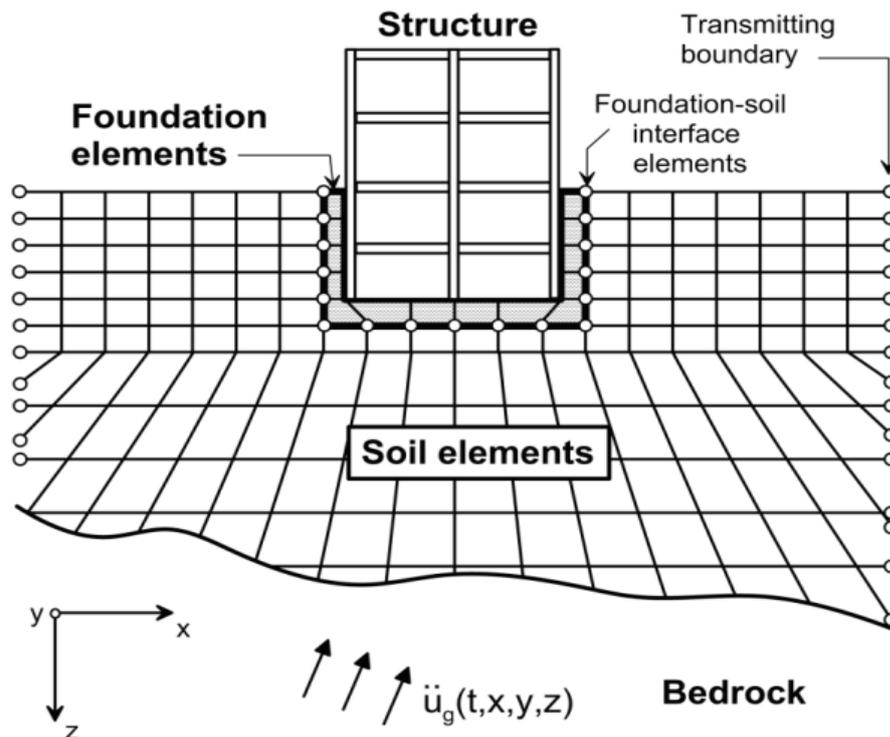
sometiendo a la estructura a una vibración. Estas vibraciones en la estructura, dan lugar a fuerzas cortantes en la base, así como momentos de volteo y torsión basal. Son justamente, estas fuerzas inerciales las que generan desplazamientos y rotaciones en la interfaz del suelo y la cimentación de la estructura. La flexibilidad del suelo, es la que permite estos desplazamientos y rotaciones en la interfaz suelo-cimentación, esta flexibilidad del suelo de fundación es la que influye significativamente en la flexibilidad de toda la estructura, aumentando el periodo de vibración de la estructura en comparación al modelo de base rígida. Por otro lado, las deformaciones producidas en la interfaz suelo-cimentación generan disipación de energía en forma de amortiguación por radiación y amortiguación histerética, lo que generaría un aporte adicional al amortiguamiento intrínseco de la superestructura. Debido a que estos efectos tienen un origen en las fuerzas inerciales producidas sobre la estructura, por la acción sísmica, reciben el nombre de efectos de interacción inercial.

- **Deformación del suelo de fundación**

Las fuerzas inerciales aplicadas sobre la superestructura, generan esfuerzos y deformaciones por flexión, axial y cortante en la cimentación de la estructura y el medio del suelo que la rodea. Siendo estas deformaciones o esfuerzos, producto de las demandas sísmicas, las que deben ser controladas en la etapa de diseño de la cimentación.

Para evaluar la inferencia de la ISE se pueden emplear cualquiera de los dos métodos: (i) enfoques directos, (ii) enfoque de subestructura. En un enfoque directo, la estructura y el suelo de fundación son considerados dentro del mismo modelo numérico y por tanto se analizan como un sistema completo. Sin embargo, en el enfoque de subestructura, la ISE se divide o particiona en partes distintas y que, a partir de estas, al ser combinadas, se puede formular la solución completa.

Enfoque directo. La Figura 1.2 muestra como el suelo se puede representar como un medio continuo (como podría ser empleando el método de elementos finitos) en conjunto con la estructura y su cimentación. Para conectar estos elementos distintos se deben generar elementos de interfaz o conexión entre la cimentación de la superestructura y suelo que la rodea.



Fuente: NIST GCR 12-917-21 (2012)

Figura 1.2

Ilustración esquemática de un análisis directo de la interacción suelo-estructura utilizando modelado continuo por elementos finitos

Para este enfoque, es importante realizar una evaluación de la respuesta de sitio. Este proceso, se realiza, comúnmente, mediante un análisis de propagación de ondas a través del suelo. Luego, se realiza una representación lineal equivalente de las propiedades del suelo, encontradas con el ensayo de velocidad de onda, en formulaciones numéricas de elementos finitos (Wolf, 1985; Lysmer et al., 1999).

El enfoque de análisis directo, permite obtener una respuesta más aproximada de los efectos de la ISE. Sin embargo, la incorporación de la interacción cinemática es compleja debido a que se requiere un input de la demanda sísmica en tres dimensiones.

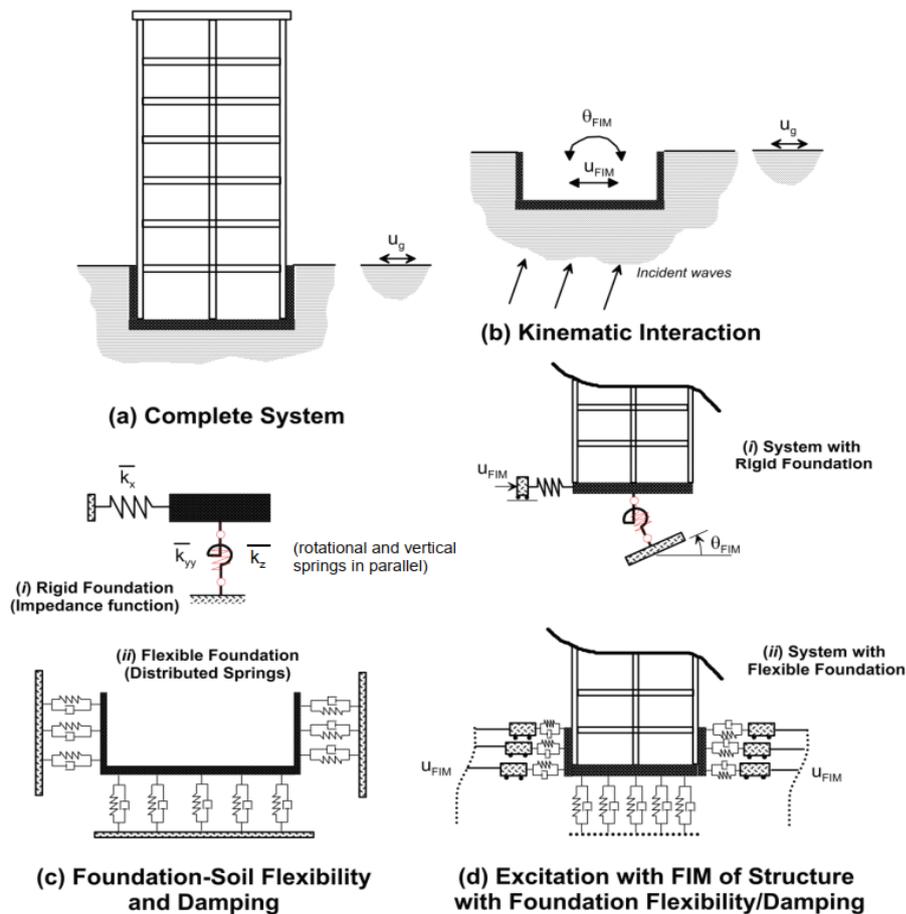
Por tanto, el enfoque de análisis directo es un método complejo o difícil de modelar numéricamente, especialmente cuando se pretende analizar estructuras con geometría compleja o contiene propiedades no lineales de los materiales como el suelo o la estructura. Por ello, este método es raramente usado en la práctica común.

Enfoque de subestructura. Los efectos de la interacción suelo-estructura podrán ser adecuadamente consideradas, al cumplir con los siguientes requerimientos: (i) una evaluación de la dinámica del suelo en campo libre y sus correspondientes propiedades dinámicas; (ii) convertir la dinámica del suelo en campo libre a movimientos de entrada del suelo en la cimentación; (iii) emplear elementos link o elementos con propiedades no lineales, que permitan modelar la rigidez y capacidad de amortiguamiento del suelo en la interfaz suelo-cimentación; (iv) un análisis de la respuesta de la estructura combinada con resortes que simulan la rigidez y el amortiguamiento del suelo que rodea la cimentación de la estructura, cuando esta es sujeta a la acción sísmica.

En este enfoque de subestructura, se debe considerar el supuesto de un comportamiento lineal, tanto del suelo como de la estructura, a pesar de que en la práctica común esta condición se sigue solo en la forma lineal-equivalente. En la Figura 2.2 muestra el procedimiento o pasos a seguir para implementar este enfoque de análisis.

Movimiento de entrada en la fundación o cimentación (FIM), el cual sería el movimiento sísmico de entrada, generando movimiento en la cimentación de la estructura y esta depende de su rigidez y geometría. El FIM considera la condición teórica de que la cimentación y la superestructura son ingravidas, esto debido a que la inercia se trata por separado (Figura 2.2b).

El FIM es diferente al del movimiento de campo libre (FFM), pues en este caso se considera como componentes o grados de libertad tanto la traslación como la rotación, y son estas las que representan la demanda sísmica que llega a la cimentación de la estructura. La variación entre FIM/FFM esta considera en las funciones de transferencia para cada caso, y estas funciones se pueden representar como la relación entre el FIM/FFM en el dominio de las frecuencias. Estas funciones de transferencia representan, solamente, los efectos de la interacción cinemática, debido a que los efectos de la inercia son despreciados.



Fuente: NIST GCR 12-917-21 (2012)

Figura 2.2

Ilustración esquemática de un enfoque de subestructura para el análisis de la interacción suelo-estructura utilizando: (i) cimientos rígidos; o (ii) supuestos de base flexible

Como primer paso, en este método, es evaluar la respuesta de sitio evaluada en campo libre, que es la respuesta del estrato de suelo cuando está libre de la estructura y cimentación. Este trabajo consiste en que los movimientos sísmicos de entrada en el sitio de interés sean conocidos, así sea un punto específico (e.g. superficie de suelo) o en forma de ondas que se propagan a una cierta velocidad desde una cierta profundidad de referencia (e.g. ondas de corte oblicuas).

Luego, se estima la demanda de movimiento que se podría producir en la interfaz suelo-cimentación, el cual se podría lograr realizando un análisis de propagación de ondas, ver Figura 2.2d.

Con respecto a la caracterización o representación numérica de la rigidez del suelo y su capacidad de disipación de amortiguamiento, se usan modelos de impedancia

o una serie de elementos link (resortes) uniformemente distribuidos sobre la superficie de contacto entre la cimentación y el suelo de fundación que la rodea. Ver Figura 2.2c(i) y Figura 2.2c(ii).

- **Clasificación de la rigidez del suelo de fundación**

El suelo como medio natural, es un medio continuo por el cual viajan las ondas del sismo. Este fenómeno de propagación de las ondas, dependiendo de las condiciones o propiedades mecánicas del suelo, producen cambios en las características o intensidad de las ondas sísmicas. Esta condición o fenómeno es considerando dentro de los procesos de análisis sísmico, y conocido como Factor de Suelo “S”, en la Norma Peruana, E.030. Como se muestra en la Tabla 1.2, donde se muestra como clasificar a un suelo rocoso (S₀), suelo rígido (S₁), suelo intermedio (S₂), y un suelo blando (S₃). Esta clasificación se puede realizar en función a ensayos de velocidad de onda sobre 30 m de profundidad en el estrato de suelo superficial, y según estos resultados será posible clasificar que tan flexible o rígido puede ser el suelo.

Tabla 1.2

Tabla de clasificación de los perfiles de suelo

Tabla N° 2 CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO			
Perfil	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{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		

Fuente: RNE E.030 (2018)

Finalmente, se puede resumir lo siguiente:

- **Propiedades:** la variable presenta propiedades mecánicas y físicas que pueden ser medibles y cuantificables. De principal interés, en este trabajo de investigación, son las propiedades dinámicas del suelo de fundación sobre el cual se apoya la estructura o edificación.

- **Características:** como principal característica, del suelo de fundación, es la variabilidad en sus propiedades dinámicas según el tipo de suelo. Según la clasificación de los perfiles de suelo (Norma E.030), se puede tener suelos rígidos, intermedio o blandos. Donde los suelos blandos son de características más desfavorables, por poseer resistencias mecánicas más bajas. Por tanto, esta característica de suelo blando (S3), es el interés de estudio en este trabajo de investigación.
- **Ventajas:** como principal ventaja es lograr estimaciones numéricas más aproximadas posible a la respuesta sísmica real de las estructuras. Con estimaciones de mayor precisión, es posible tener diseños más eficientes. Asegurar un buen desempeño sísmico, manteniendo los mínimos costos de inversión para la ejecución de alguna edificación.
- **Desventajas:** la principal desventaja con los procesos de análisis más refinados, son su complejidad y mayor tiempo en su implementación en oficinas de proyectos, frente a los métodos tradicionales o simplificados. Sin embargo, en la actualidad esta desventaja se ha ido reduciendo o mitigando debido a la evolución de las computadoras y programas de ingeniería que permiten desarrollar cálculos más complejos de manera más sencilla y en menos tiempo.
- **Dimensiones:** se ha definido dos principales dimensiones, la primera son las propiedades dinámicas del suelo y la segunda son los modelos dinámicos o matemáticos que permiten caracterizar las propiedades mecánicas del suelo de forma numérica.
- **Indicadores:** los indicadores para las propiedades dinámicas del suelo se tienen al módulo dinámico al esfuerzo cortante, coeficiente de Poisson, Velocidad promedio de propagación de ondas de corte. Con respecto a los modelos dinámicos se tiene como indicadores la rigidez a traslación y la rigidez a rotación del suelo.
- **Escala de medición:** principalmente es del tipo ordinal.

- **Instrumentos:** se emplearon fichas de recolección de datos elaborados por el autor.
- **Procedimientos:** es del tipo determinístico, pues las condiciones o lineamientos para caracterizar la variable independiente, de este trabajo de investigación, están definidos en la Guía Americana NIST-2012.

Variable dependiente: **Respuesta dinámica estructural**

- **Principales conceptos teóricos**

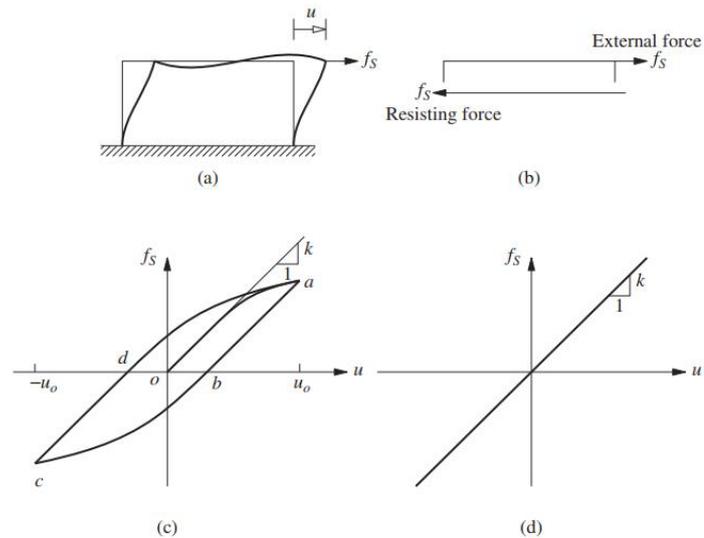
La respuesta dinámica de una estructura, se puede definir como el registro de los desplazamientos laterales que sufre una edificación al estar sometida a una acción sísmica. Esta respuesta, es una función del tiempo. Generalmente, estamos interesados en entender la vibración de este tipo de estructuras cuando están sujetas a cargas laterales, como es el caso de las acciones sísmicas (Chopra, N., 2018).

Esta variable puede ser descrita por los siguientes indicadores:

- **Relación Fuerza - Desplazamiento**

La **Error! Reference source not found.2a**, muestra un sistema, sin excitación dinámica bajo la acción de una fuerza f_s estática, externamente a lo largo de la DOF u , como se muestra. Se observa que una fuerza externa f_s genera una fuerza interna de la misma magnitud, y que resiste un desplazamiento lateral u (Figura 3.2b). La relación f_s/u es la que se desea determinar y se conoce como la rigidez lateral de la estructura. Por tanto, esta relación Fuerza-Desplazamiento lateral es lineal cuando las deformaciones son pequeñas, sin embargo, para deformaciones mayores serían no lineales (Figura 3.2c y 3.2d).

Determinar la relación entre f_s y u es un problema estándar en el análisis estructural estático. Por tanto, se pretende describir los parámetros que definen o caracterizan la respuesta de una estructura cualquiera.



Fuente: Chopra, N. (2018)
 Figura 3.2
 Relación Fuerza - Desplazamiento

- **Cargas laterales**

Estas son fuerzas aplicadas de forma lateral sobre la edificación, generalmente sobre un proceso de análisis sísmico se considera que esta acción es bidireccional, una ortogonal a la otra componente. Estas cargas laterales, generalmente, son del tipo dinámica como es el caso del sismo o el viento, pero algunos casos, como es el caso del viento, se pueden considerar con acciones estáticas.

- **Desplazamientos laterales**

Estos desplazamientos o deformaciones laterales son el producto de la acción de las cargas laterales, por tanto, éstas pueden ser estáticas o dinámicas, según sea la carga actuante. Es claro que, para las acciones sísmicas, las respuestas son dinámicas y por tanto varían en función del tiempo.

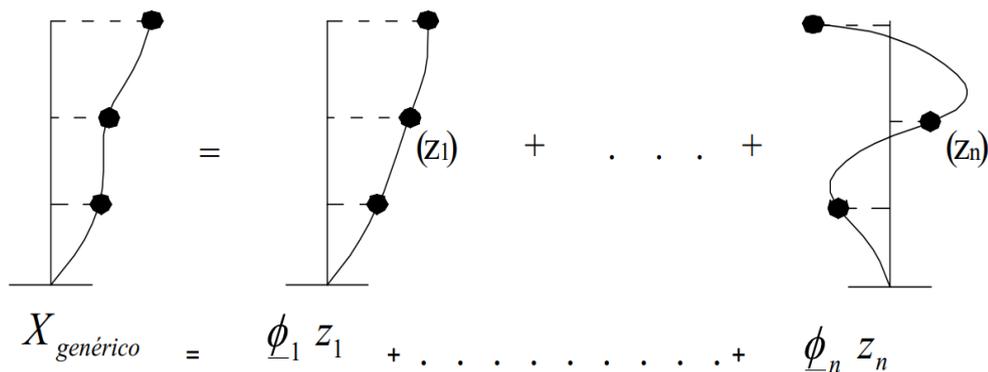
- **Rigidez lateral**

Es este parámetro uno de los más importantes en la dinámica estructural, pues de ella depende la deformación que pueda sufrir una estructura al ser sometida a cargas externas, como es el caso de la acción sísmica. La rigidez lateral se puede definir como la magnitud de fuerza requerida para generar una unidad de deformación lateral.

- **Análisis Modal Espectral**

se puede definir a través del método de análisis dinámico. El método dinámico ampliamente usado en la práctica común es el Modal Espectral. Y esta dimensión puede estar descrita por los siguientes indicadores: Periodos de vibración, desplazamiento lateral de la estructura, desplazamiento relativo de entrepiso, cortante basal, y los esfuerzos internos en la estructura (Momentos, axiales y cortantes).

El análisis modal espectral permite analizar la respuesta de la estructura como un sistema de masas concentradas de varios grados de libertad. La respuesta elástica de una estructura ($X(t)$), de varios grados de libertad, sometida a una aceleración en su base se puede calcular como la superposición en el tiempo de las formas modales (ϕ_i) afectadas por funciones en el tiempo (Z_i), ver Figura 4.2.



Fuente: Muñoz (2012). Chopra (2014), capítulo 12.3

Figura 4.2

Vector de desplazamientos expresado como una combinación lineal en el tiempo de las formas modales

Consideremos la ecuación de movimiento para un sistema lineal con amortiguamiento de VGDL.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p_{(t)}$$

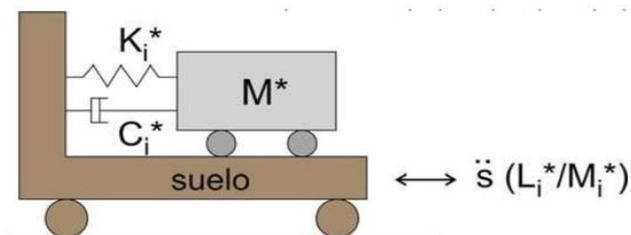
La solución simultánea de estas ecuaciones de movimiento acopladas, requieren procesos iterativos complejos. Por ello, por simplicidad resulta práctico y ventajoso transformar estas ecuaciones en coordenadas modales.

La respuesta o vector desplazamiento ($u(t)$) de un sistema de VGDL puede ampliarse en términos de las contribuciones modales, previamente descrito en la Fig. 4.2. En otras palabras, se pretende descomponer una función que depende del tiempo ($u(t)$) en el producto de dos funciones; una que no depende del tiempo (ϕ_i) o también llamada forma modal; y una que depende del tiempo ($Z_i(t)$) o denominada coordenada modal.

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{r=1}^N \phi_r Z_r(t) = \Phi \cdot \mathbf{Z}(t)$$

En esta ecuación las coordenadas modales (Z_i) representan el peso que cada modo tiene en el desplazamiento de toda la estructura a lo largo del tiempo. Cada coordenada modal (Z_i) se obtiene de construir, a partir del ϕ_i , un oscilador equivalente de 1GDL; luego las propiedades de este nuevo sistema serán denominadas propiedades generalizadas (K_i^* , M_i^* , C_i^* , L_i^*), ver Fig. 5.2.

$$\begin{aligned} L_i^* &= \mathbf{h}^T \mathbf{M} \phi_i \\ M_i^* &= \phi_i^T \mathbf{M} \phi_i \\ K_i^* &= \phi_i^T \mathbf{K} \phi_i \end{aligned}$$



Fuente: Muñoz (2012)

Figura 5.2

Oscilador equivalente correspondiente al modo de vibración "i"

Por lo tanto, la respuesta en el tiempo para toda la estructura se puede reescribir como:

$$\underline{X} = \frac{L_1^*}{M_1^*} v_1(t) \underline{\phi}_1 + \frac{L_2^*}{M_2^*} v_2(t) \underline{\phi}_2 + \dots + \frac{L_n^*}{M_n^*} v_n(t) \underline{\phi}_n$$

Finalmente, se puede resumir lo siguiente:

- **Propiedades:** la variable presenta propiedades mecánicas y físicas que pueden ser medibles y cuantificables. De principal interés, en este trabajo de investigación, son la respuesta dinámica estructural del edificio considerando la interacción suelo-estructura (variable dependiente).
- **Características:** como principal característica, de la respuesta dinámica de una edificación, son los desplazamientos laterales debido a la acción sísmica y el nivel de esfuerzos internos que se producen en los elementos estructurales debido a estas deformaciones impuestas por el sismo. En la actualidad las Normas de Diseño Sismorresistente, asocian el control de los desplazamientos laterales, como un buen parámetro de control del nivel de daño estructural. Por tanto, en este trabajo se pretende analizar la variación de la respuesta dinámica estructural considerando la IDSE con respecto a modales de base fija.
- **Ventajas:** como principal ventaja es lograr estimaciones numéricas más aproximadas posible a la respuesta sísmica real de las estructuras. Con estimaciones de mayor precisión, es posible tener diseños más eficientes. Asegurar un buen desempeño sísmico, manteniendo los mínimos costos de inversión para la ejecución de alguna edificación.
- **Desventajas:** la principal desventaja con los procesos de análisis más refinados, son su complejidad y mayor tiempo en su implementación en oficinas de proyectos, frente a los métodos tradicionales o simplificados. Sin embargo, en la actualidad esta desventaja se ha ido reduciendo o mitigando debido a la evolución de las computadoras y programas de ingeniería que permiten desarrollar cálculos más complejos de manera más sencilla y en menos tiempo.
- **Dimensiones:** se ha definido dos principales dimensiones, la primera son las propiedades dinámicas de la estructura y la segunda son los métodos de análisis que permiten hacer estimaciones de la respuesta dinámica estructural real de una edificación frente a un evento sísmico.
- **Indicadores:** los indicadores para las propiedades dinámicas de la estructura se tienen al periodo fundamental de vibración, modos de vibración, porcentaje de masa participativa. Con respecto al método de análisis (Modal Espectral) se tiene

como indicadores los desplazamientos laterales, desplazamientos relativos de entrepiso, cortante basal, esfuerzos internos.

- **Escala de medición:** principalmente es del tipo ordinal.
- **Instrumentos:** se emplearon fichas de recolección de datos elaborados por el autor.
- **Procedimientos:** es del tipo determinístico, pues las condiciones de entrada están claramente definidas y se pretende evaluar la respuesta dinámica de la estructura para cada condición de análisis

III. METODOLOGIA

Este capítulo contiene una descripción de la parte metodológica del presente trabajo de investigación.

3.1. Tipo y diseño de investigación

El tipo de investigación es aplicada ya que se tiene por objetivo resolver un determinado problema, concentrándose en la búsqueda y consolidación del conocimiento teórico y práctico para su aplicación y, por tanto, contribuir al enriquecimiento del conocimiento científico sobre la interacción suelo - estructura.

“La investigación aplicada es conocer y desarrollar una realidad problemática mediante los conocimientos ya establecidos por algún investigador que estudió el tema con anterioridad. De esta forma este tipo de clasificación busca dar solución a diferentes temas con otro tipo de realidad problemática que se va investigar” (Borja, 2016, p.10).

El tipo de diseño es no experimental debido a que la variable independiente no será manipulada deliberadamente. Es decir, en esta investigación no se hará variar intencionalmente la variable independiente. Lo que se hará es observar los fenómenos que se producen de manera natural al considerar la interacción suelo-estructura, para luego analizarlos.

“La investigación no experimental, es aquella investigación en la que resulta imposible manipular deliberadamente las variables de la investigación” (Baptista, Fernández y Sampieri, 2014, p.152).

El nivel de investigación es explicativo, ya que interpreta los resultados obtenidos y las hipótesis mediante cuadros y figuras. Además, da conocer los cambios, procedimientos, análisis y resultados de la variable independiente sobre la variable dependiente, como fin determinar las causas de los fenómenos y descubrir los mecanismos de su funcionamiento.

“Nivel de investigación: se refiere al grado de profundidad con que se aborda un fenómeno o un evento de estudio” (Batista, Fernández y Sampieri, 2014, p.252).

El enfoque de investigación es cuantitativo, ya que busca demostrar una hipótesis mediante el empleo de recolección de resultados y la valoración numérica.

“Enfoque cuantitativo: Usa la recolección de datos para probar hipótesis, con base en la medición numérica y el análisis estadístico, para establecer patrones de comportamiento y probar teorías” (Batista, Fernández y Sampieri, 2014, p.4).

3.2. Variables y operacionalización

3.2.1. Variable 1

Variable independiente, cuantitativa: Interacción suelo - estructura

3.2.2. Variable 2

Variable dependiente, cuantitativa: Respuesta dinámica estructural

3.3. Población, muestra y muestreo

La población de este estudio son todas las edificaciones de concreto armado de sistema dual, de altura medía y alta, ubicadas en la Región Ica, Ica - Cercado.

La población, es un conjunto de elementos de características comunes, que son de interés para el trabajo de investigación, para hacer efecto las generalizaciones que pueda inferir de la observación de la muestra (Quezada, 2010, p.96).

- **Criterios de inclusión:** Toda edificación de concreto armado.
- **Criterios de exclusión:** Edificaciones de albañilería o estructuras metálicas.

La muestra de este estudio son dos edificaciones de concreto armado de sistema dual, la primera de 7 pisos y la segunda de 14 pisos. En este proyecto usaremos el tipo de muestreo no probabilístico, con selección de muestra por conveniencia.

“La muestra, es un subconjunto de la población en estudio. Su determinación podría ser mediante técnicas estadísticas, dependiendo del tipo de estudio y número de poblaciones que conforman la investigación” (Fernández y Baptista, 2014, p.175).

El muestreo es del tipo no probabilístico por conveniencia, ya que se está considerando solamente dos especímenes de análisis.

El procedimiento para el muestreo del tipo no probabilístico no es mecánico o en base a formulas probabilísticas. Este procedimiento, se fundamenta en el criterio del investigador o grupo de investigadores. (Hernandez, Fernandez y Baptista, 2014, p.176).

El muestreo por conveniencia se fundamente en el criterio objetivo para la selección de las muestras a emplear en la investigación, del cual se obtendrá resultados de manera predictiva (Borja, 2016, p.32).

3.4. Técnicas e Instrumentos de recolección de datos

Técnicas de investigación

“Para los proyectos de investigación en ingeniería, todos los datos observados se deben plasmar en formatos adecuados de recolección de información; por ejemplo: Formatos para el estudio de tráfico, estudios de suelos [...]” (Borja, 2016, p. 33).

La técnica utilizada en el presente trabajo de investigación es la observación directa del comportamiento físico del fenómeno en estudio, modelado o simulado por modelos numéricos. Además, se hará la revisión de una base de datos generada de los resultados del análisis sísmico realizado a las dos edificaciones o muestras.

De acuerdo a la naturaleza de la investigación, los instrumentos son: tablas de recolección de datos, diagramas de barras y otros que permitan comparar los resultados entre los modelos sin ISE y los modelos con ISE.

Instrumentos de recolección de datos

Es necesario medir o cuantificar las variables de este trabajo de investigación. Estos valores, medidos de forma objetiva, permiten realizar un análisis comparativo entre los modelos con ISE y sin ISE. El instrumento a emplear para la recolección de datos, en este trabajo de investigación, son fichas técnicas de:

- Modos de vibración.
- Factor de participación modal.
- Desplazamientos laterales por entrepiso de la edificación bajo la acción sísmica.
- Desplazamiento relativo de entrepiso de la edificación bajo la acción sísmica.
- Fuerza cortante lateral de entrepiso, debido a la acción sísmica.
- Base actuante sobre la edificación, debido a la acción sísmica.

Validez

Para avalar la legitimidad de una herramienta, es conformada cuando las variables hayan sido detalladas y determinadas; la que será validada por tres Ingenieros civiles con la especialidad en estructuras para que ayuden a verificar el instrumento, con el propósito de definir la aceptación o rechazo del instrumento.

“Es el grado de aceptación o nivel de certidumbre con el que se puede medir o calificar el instrumento de medición de datos y puede tener diferentes tipos de evidencia como pueden ser: Relacionadas al contenido, Relacionada al criterio y Relacionado al constructo” (Hernandez, Fernandez y Baptista, 2014, p.176).

Confiabilidad

La confiabilidad, es el nivel de herramienta para obtener datos con precisión y consistencia. El método de elementos finitos, con el cual trabaja el programa Etabs (herramienta), es un método numérico desarrollado 50 años atrás; sin embargo, estos últimos años, con la evolución de las computadoras, este método se convertido en el método principal para realizar análisis estructural. Sus resultados se han ido calibrando y comparando con trabajos experimentales, por ello, es el método que en la actualidad están implementados en los distintos softwares para ingeniería estructural y otras especialidades.

“Grado en que un instrumento produce resultados consistentes y coherentes. Es decir, en que su aplicación repetida al mismo sujeto u objeto produce resultados iguales” (Kerlinger, 2002).

3.5. Procedimientos

Fase 1: Definición y predimensionamiento de la edificación de sistema dual de 7 y 14 pisos.

En esta fase se definió la geometría o configuración estructural de la edificación. Así como las dimensiones de los elementos que la conforman. El predimensionamiento es un proceso empírico para tener una estructura preliminar como inicio de partida para el proceso iterativo, hasta lograr una estructura que cumpla con las condiciones de control de deriva de entrepiso, exigida por las Norma de Diseño Sismorresistente.

Descripción de los edificios en análisis

En este apartado mostraremos la configuración y distribución de los dos edificios en análisis. Uno es de 7 pisos, y el segundo es de 14 pisos.

Se evaluó que ambos casos de análisis cumplieran con las exigencias establecidas en la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente” de edificaciones. Principalmente, con la condición de control de desplazamientos laterales. Por ello, fue necesario definir en primer lugar un sistema estructural, que para este caso fue un sistema basado en pórticos de concreto armado y muros de concreto armado en la parte central de los edificios.

Además, el diseño de una edificación está dirigido a definir una estructura estable, resistente, y dúctil frente a la acción de cargas sísmicas. Por ello, la Norma E.030 del

Reglamento Nacional de Edificaciones, busca los siguientes objetivos:

- La estructura no debería colapsar, ni ocasionar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio.

- La estructura debería resistir movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de límites aceptables.
- Evitar pérdidas de vidas
- Garantizar la continuidad de los servicios básicos
- Minimizar los daños a la propiedad

Por tanto, los elementos estructurales son diseñados para tolerar los esfuerzos máximos que se puedan presentar la sección del elemento, debido a la acción de las cargas externas. Estos análisis, típicamente son realizadas con un análisis modal, espectral, suponiendo una respuesta lineal elástica de la estructura. Por lo que, es importante definir si estos esfuerzos máximos de diseño, son lo que realmente le corresponden o al considerar los efectos de la ISE son mayores o menores. Para de esta manera sincerar las dimensiones de los elementos estructurales y por tanto los costos de ejecución de la misma.

Definición del sistema estructural

En primer lugar, fue necesario predefinir un sistema estructural; entiéndase por sistema estructural al conjunto de elementos estructurales que interactúan entre sí. Estos elementos estructurales típicos que se usan en edificaciones de concreto armado, pueden ser: losas, vigas, columnas, placas o muros de corte y cimentación.

En la Norma E.030 se especifica que todos los elementos estructurales de concreto armado que forman parte del sistema estructural sismorresistente deben cumplir con lo especificado en el Capítulo 21 “Disposiciones especiales para el diseño sísmico” de la Norma Técnica E.060 Concreto Armado del RNE.

Por ello, se hace una descripción de los distintos tipos de sistema estructural que reconoce nuestra Norma E.030:

- **Pórticos.** Están formados principalmente por marcos de columnas y vigas, que dan la resistencia a carga lateral. En algunos casos puede existir la

presencia de algunos muros de corte; por ello, para definir si es un sistema de pórticos por lo menos el 80 % de la fuerza cortante basal actúa sobre las columnas de los pórticos.

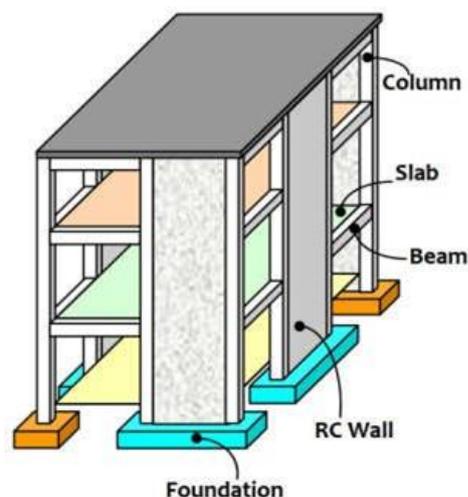


Fuente: Repapis (2019)

Figura 6.3

Sistema estructural en base a pórticos

- **Muros Estructurales.** A diferencia de elementos esbeltos como columnas, los muros son elementos muy rígidos dentro de su plano. Además, sabemos que la carga lateral se distribuye directamente proporcional a la rigidez lateral del elemento; por ello, los muros absorben altos valores de cortante lateral. La Norma define los sistemas de muros estructurales como aquel en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70 % de la fuerza cortante basal.

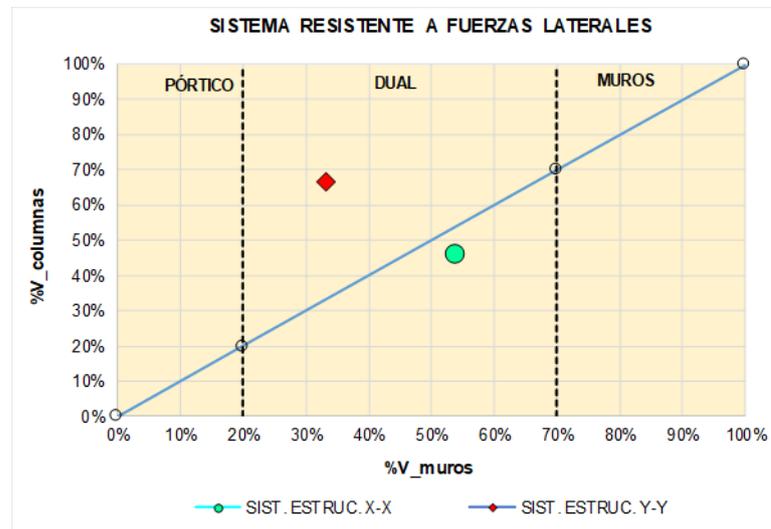


Fuente: Murty (2012)

Figura 7.3

Sistema estructural en base a muros

- **Dual.** El sistema estructural resistente a carga lateral producto de los sismos es proporcionada por la combinación de muros estructurales y pórticos. El porcentaje de la cortante basal que toman los muros es mayor que 20 % y menor que 70%.

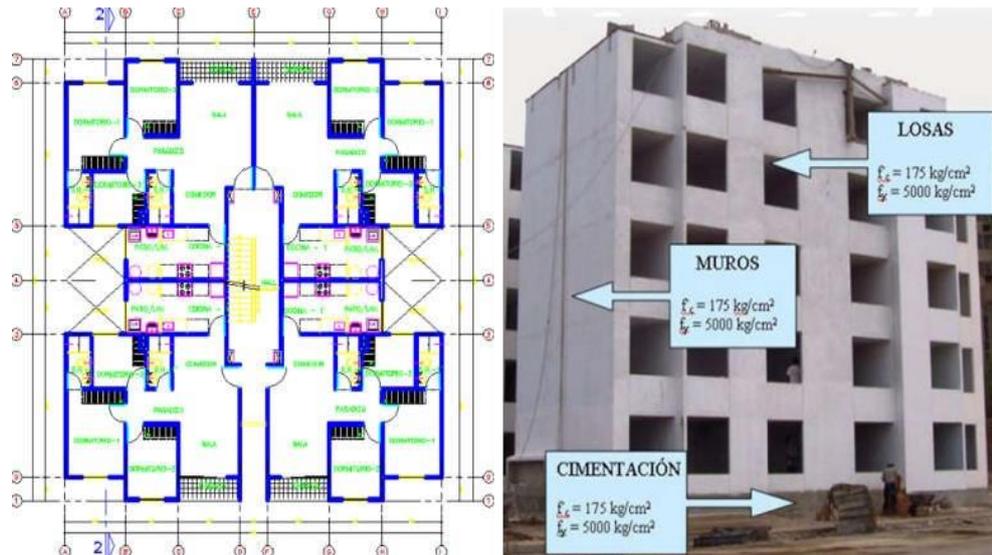


Fuente: Norma E.030 (2018)

Figura 8.3

Definición de sistema estructural del tipo dual

- **Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL).** Edificaciones caracterizadas por tener un sistema estructural resistente a carga lateral sísmica y cargas de gravedad basada en muros de concreto armado de espesores reducidos, en los que el refuerzo vertical se dispone en una sola capa y se prescinde de extremos confinados. Con este sistema se puede construir como máximo ocho pisos. Como se puede apreciar en la Fig. 9.3. la vista en planta muestra una alta densidad de muros en ambas direcciones, esto permite que haya una mejor redistribución de los esfuerzos de corte. Por ello, la estructura ofrece una alta resistencia a cortante lateral, permitiendo que la estructura se mantenga en el rango elástico lineal ante la acción de una carga sísmica severa, siendo este el porqué de no requerir dotarla de una alta ductilidad.



Fuente: Granados Saenz y Lopez Wong (2012)

Figura 9.3

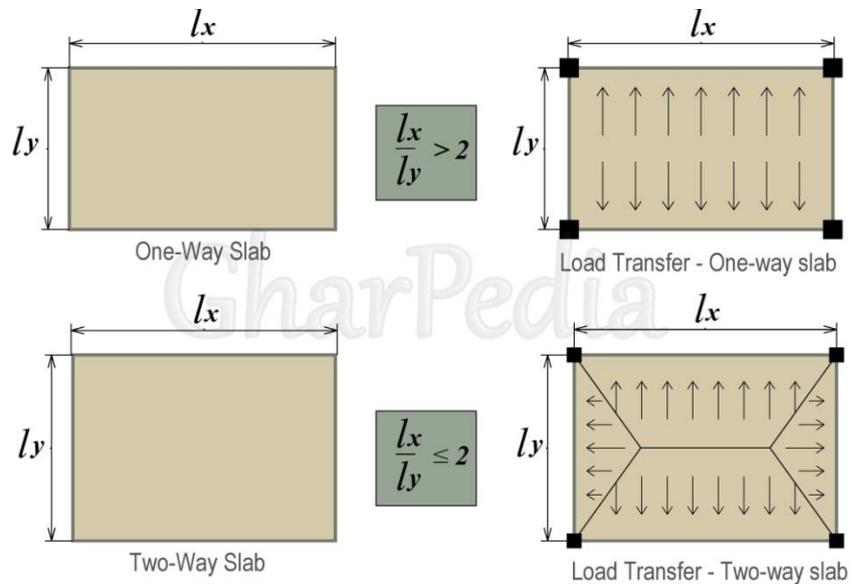
Edificación en base a muros de ductilidad limitada - EMDL

Pre - dimensionamiento de losas

Las losas aligeradas son muy empleadas en la realidad nacional del Perú, entre algunas de las razones son las siguientes:

- La necesidad de empotrar las tuberías de desagüe en la losa, obliga a usar como mínimo espesores de 17 y/o 20 cm. De emplear una losa maciza de estos espesores sería demasiado cara y pesada.
- Este tipo de losas implica una mayor mano de obra; sin embargo, el costo de mano de obra en nuestro país es relativamente baja lo cual hace que el costo total sea competitivo o menor al de una losa maciza.
- El encofrado para losas aligeradas es menor en relación a los encofrados de las demás losas.
- La literatura (la práctica común) indica que una losa aligerada es económica, aproximadamente, hasta una luz de 7 m. para luces mayores será más económico el uso de losas nervadas, debido al hecho de poder usarse peraltes mayores, sin recurrir a ladrillos especiales o al hecho de tener que colocar un ladrillo sobre otro; pudiéndose además modular el espaciamiento de las viguetas de acuerdo a requerimientos de cálculo y de arquitectura.

La dirección del techado fue en ambos sentidos debido a la relación de aspecto de los paños de losa, esto con el objetivo de evitar que los esfuerzos internos como la flexión, cortante y las deformaciones sean de gran magnitud.



Fuente: Blanco (2012)
 Figura 10.3
 Losa aligerada unidireccional

En la Fig. 10.3 muestra que en dos direcciones se tiene la rigidez de las viguetas (Secciones T) mientras que la losita superior de 5cm debido a que los alveolos entre viguetas o son rellenos por ladrillos, conforman la parte de las alas de la vigueta de sección T. Al tener esta disposición de nervios o viguetas, la deformación será ambas direcciones, y sólo se perturbará ligeramente en los extremos laterales, donde la losita de 5cm, tiende a impedir que las primeras viguetas (más próximas a la “viga secundaria”) se deformen igual que las centrales.

Pre - dimensionamiento de vigas

Son elementos recolectores de carga que provienen de las losas, y las transmiten hacia otras vigas o directamente hacia las columnas o muros. Generalmente las vigas forman los denominados ejes de la estructura, teniendo las columnas ubicadas en sus intersecciones. El conjunto formado por las vigas y las columnas recibe el nombre de pórticos.

Además, las vigas tienen una función sísmica importante. Esta es la de constituir junto con las columnas y muros los elementos resistentes a los diferentes esfuerzos producidos por las fuerzas horizontales de sismo (cortantes, momentos y axiales), y ser los elementos que ayuda a proporcionar rigidez lateral.

Las vigas pueden ser peraltadas o chatas dependiendo de su altura o peralte; se denomina viga peraltada a aquella que tiene una altura mayor al espesor del techo, y por tanto es visible. Las vigas peraltadas pueden ser invertidas, cuando sobresalen hacia la parte superior

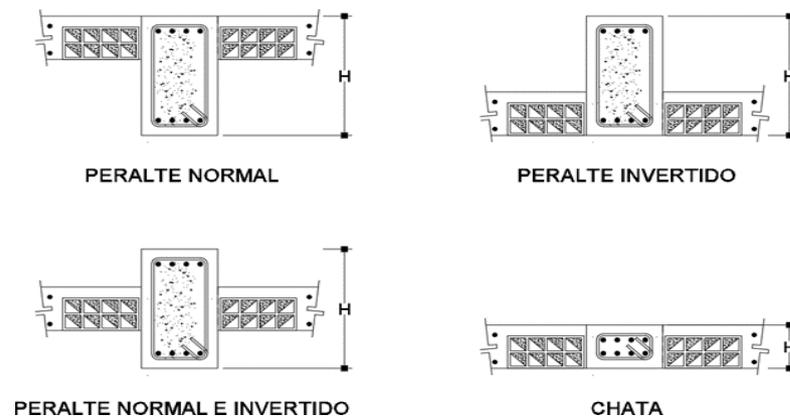


Figura 11.3
Tipos de viga según su alineación con las losas

El peralte de una viga también permite controlar el nivel de deflexión que esta puede presentar debido a las acciones de las cargas actuantes sobre ella; esto debido a que la deflexión de una viga es inversamente proporcional a la inercia (momento de inercia) de la sección, y ésta es directamente proporcional al cubo de su peralte. Esto se puede apreciar en las siguientes figuras, que muestran la deflexión para el caso de una viga simplemente apoyada y también la ecuación para estimar el momento de inercia de una viga de sección rectangular.

$$\Delta = \frac{PL^3}{48EI}$$

$$I_x = \frac{bh^3}{12}$$

Figura 12.3
Deflexión de una viga rectangular simplemente apoyada

El peralte de las vigas también influye en el control de las deformaciones laterales del edificio conformadas en base a pórticos; pues influyen directamente en la rigidez lateral del pórtico. Por ello, es difícil emplear vigas chatas cuando los esfuerzos actuantes son considerables. Es bastante difundido el concepto de emplear vigas peraltadas en los denominado pórticos con responsabilidad sísmica (o pórticos principales) y vigas chatas en pórticos sin responsabilidad sísmica (o pórticos secundarios).

En un sistema en base a muros estructurales, donde son estos muros los responsables de proporcionar la rigidez lateral necesaria para garantizar la estabilidad de la estructura frente a la acción de las cargas sísmicas; se considera que las columnas y vigas (pórticos) son no sísmicas o sin responsabilidad sísmica y su función es la de llevar las cargas gravitatorias a la cimentación. Es en estos casos que se podría emplear el uso de vigas chatas y columnas de poco peralte.

Por lo expuesto líneas arriba, es necesario plantear un predimensionamiento de estos elementos estructurales. Este procedimiento se puede realizar bajo dos consideraciones: La primera, es definiendo un peralte mínimo establecido en cada código de diseño para este caso la E.060. Esto se realiza con el objetivo de controlar las deflexiones excesivas (Tabla 2.3). En segundo lugar, se tiene recomendaciones prácticas, aceptadas por la comunidad de ingenieros estructurales, que están más relacionadas a lograr un balance entre una sección de concreto y una cuantía de acero razonable desde el punto de vista económico. Pues se entiende que a menor peralte se requiere mayor cantidad de acero longitudinal para mantener el momento resistente.

Tabla 2.3

Peraltes o espesores mínimos de vigas no pre - esforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones

	Espesor o peralte mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18,5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

Fuente: RNE E.060 (2009)

En el segundo caso, como se indicó líneas arriba el peralte de las vigas se pueden pre - dimensionar considerando los siguientes coeficientes 1/10 a 1/12 de la luz libre. Este peralte considera el espesor de la losa del encofrado. Además, la Norma E.060 especifica que las vigas con responsabilidad sísmica deben tener un ancho mínimo de 25cm, esto generalmente aplica para vigas que forman parte de pórticos de concreto armado con responsabilidad sísmica (Blanco, 1994).

Por tanto, se definió la siguiente regla práctica para hacer los predimensionamiento de las vigas de concreto armado.

Donde:

- W: Luz libre de la viga
- B_w : ancho de la viga
- H: peralte de la viga

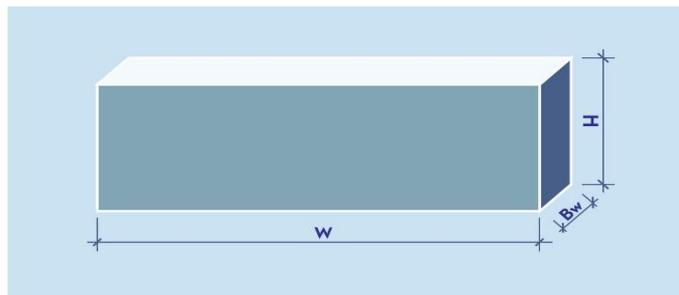


Figura 13.3
Dimensiones volumétricas de una viga de concreto

En el caso de vigas de un solo tramo y sin voladizos en ninguno de sus extremos, el peralte de la viga podrá ser calculado dividiendo la luz libre de la viga W_1 por 10, redondeado con múltiplos de 5. Como muestra la Fig. 14.3.

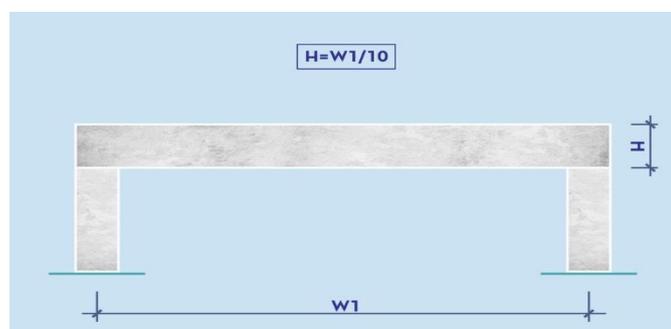


Figura 14.3
Predimensionamiento de vigas de un solo tramo

Para el caso de vigas de múltiples tramos, el peralte de la viga será calculado dividiendo la mayor luz libre entre 12, también redondeando en múltiplos de 5. Donde esta altura o peralte puede ser usado en los demás tramos así sea que los demás tramos son más cortos. Ver Fig. 15.3.

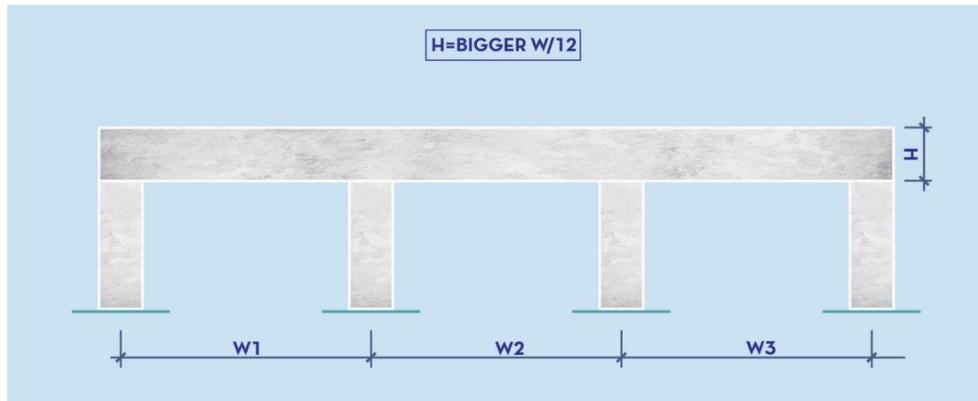


Figura 15.3
Predimensionamiento de vigas de n tramos

El peralte de vigas que estén en voladizos, se puede estimar dividiendo la luz libre entre 5. Ver Fig. 16.3.

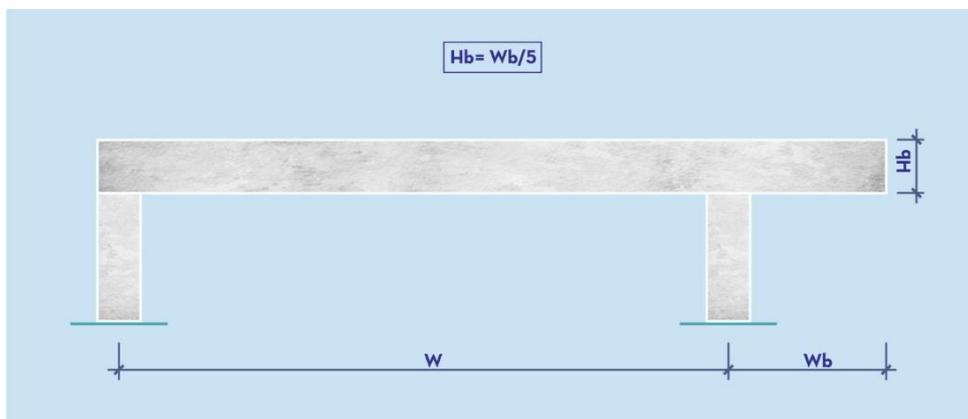


Figura 16.3
Predimensionamiento de vigas de voladizo

Pre - dimensionamiento de Columnas

Para el caso de las columnas, generalmente solo se conoce su altura libre, por lo que para pre - dimensionar sus dimensiones es necesario conocer el área de su sección transversal ($A \times B$). Las Normas Técnicas Peruanas, por ejemplo, recomiendan que las dimensiones A y B sean como mínimo de 25 cm; sin embargo, para estructuras de importante masa sísmica estas dimensiones son insuficientes, por ello, es

recomendable estimar la sección transversal en función de la carga axial a la que estará sometida las columnas. Además, Se recomienda que la dimensión más grande de la sección transversal no sea mucho mayor que el doble de la dimensión más pequeña: $B \leq 2A$.

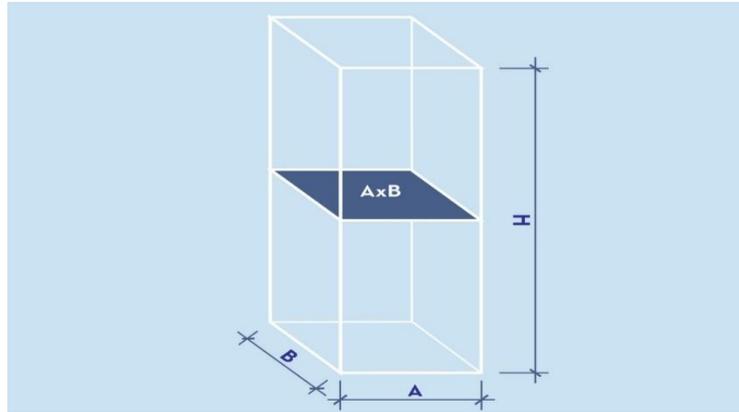


Figura 17.3
Sección transversal de una columna

Para la estimación de la carga axial actuante sobre la columna, se puede estimar usando “áreas de influencia”, que se determina como la mitad entre columnas contiguas o vecinas, en cada dirección. Luego, cada m² de área de influencia que cada losa, de los distintos niveles, aportará 1000 kgf (como promedio) sobre cada columna, incluyendo el peso propio de la losa, el peso de la tabiquería, el peso de los acabados de piso y cargas accidentales o sobrecargas. Como se puede observar en la Fig. 18.3.

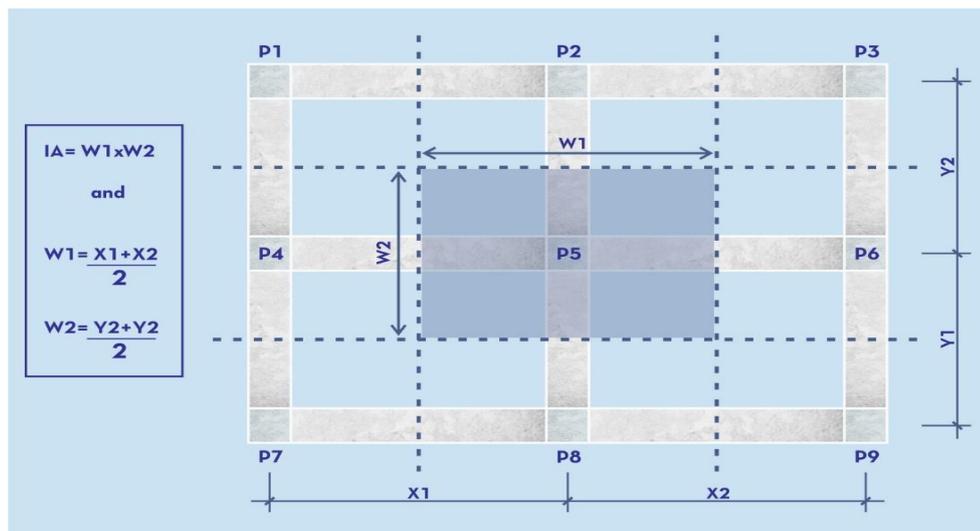


Figura 18.3
Estimación de la carga axial en cada columna, con el método del área tributaria

Obviamente, la carga se acumulará en las columnas de arriba hacia abajo, por lo que cuanto más bajo se ubique la columna, mayor será el área de su sección transversal, dependiendo de la carga que soporte en su parte superior y la tensión admisible de la columna debido a la resistencia del concreto utilizado. Solo para efectos de predimensionamiento, se considera un concreto de baja resistencia en el cálculo del área inicial de la columna, con tensión de cálculo admisible, considerando un factor de seguridad de 10 Mpa, o 100 kgf / m², a favor de la seguridad.

Fase 2: Recopilación de información de mecánica de suelos de la zona de estudio.

Peso específico del suelo

Esta es la relación entre el peso y el volumen del suelo, a su vez este valor depende la humedad, el peso específico de las partículas sólidas, y los huecos de aire.

Modulo dinámico al esfuerzo cortante

Es el parámetro más importante que determina el comportamiento mecánico del suelo a deformaciones. También nos permite predecir el comportamiento del suelo como la interacción suelo - estructura, como la degeneración que provoca el suelo de fundación afectando la rigidez del suelo en el tiempo.

$$G = V_s^2 \cdot \rho_s$$

Coefficiente de poisson del suelo

El coeficiente de poisson es una constante elástica que proporciona una medida de la variación de sección de un material cuando se aplica una fuerza longitudinal, teniendo una deformación según la dirección de aplicación de la fuerza y otra según la dirección ortogonal a la aplicación de la fuerza.

Velocidad promedio de propagación de las ondas de corte

Este parámetro geofísico es empleado o utilizado para hacer una estimación de la respuesta sísmica de espacio o sitio determinado. Para su cálculo, la Norma E.030,

indica que se obtiene como el promedio de las velocidades de ondas de corte en los primeros 30 m de espesor del suelo.

La estratigrafía del suelo puede ser interpretada por los ensayos de refracción sísmica, esto debido al proceso físico de refracción total de una onda sísmica que incide sobre la interfase que se encuentra entre dos estratos o cuerpos con diferentes propiedades mecánicas, conocido también como horizonte de refracción. Como condición fundamental, para realizar este tipo de estudios es que a través de velocidades de onda se caracterice los estratos de suelos de interés.

Estos ensayos consisten en registrar los tiempos de recorrido de las ondas elásticas para esto se considera o asume que las superficies de separación con respecto a la longitud de la onda son amplias. Principalmente, este análisis se fundamenta en el principio de Fermat y en la ley Snell.

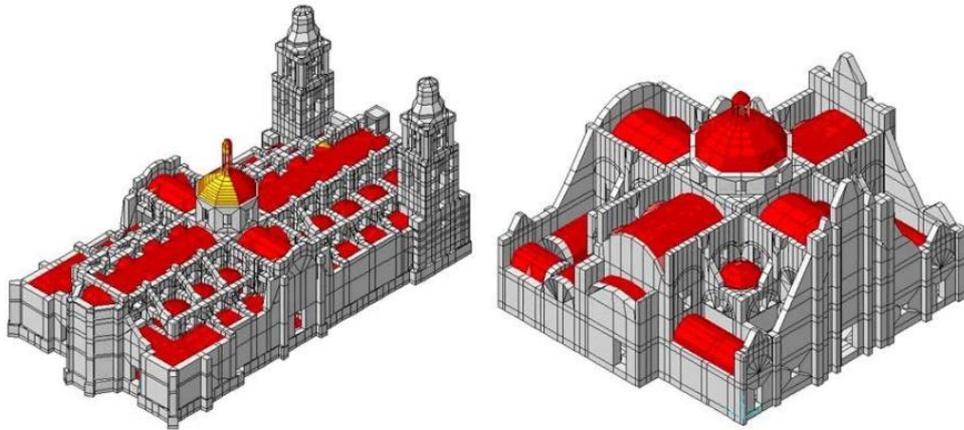
Con estos resultados de ensayos se puede realizar un gráfico con las velocidades de onda a través del subsuelo.

Esta fase se desarrolló en paralelo a la Fase 1, pues es una condición de entrada o dato requerido. El presente trabajo, se basa en la interacción que se genera entre el suelo y la estructura sobre ella. Por tanto, es sumamente importante conocer las propiedades mecánicas del suelo en la zona de estudio. Para este trabajo se recurrió a un estudio de mecánica de suelos, con toda la información, que no solo permita hacer un análisis sísmico, si no también caracterizar la rigidez del suelo, según el lineamiento establecido por el NIST (2012).

Fase 3: Desarrollo de modelos numéricos basados en el método de elementos finitos.

Idealización numérica de la edificación en análisis: en esta fase, se define o modela numéricamente la geometría predefinida en la fase 01. El método de elementos finitos permite replicar o idealizar la edificación real, con tres tipos de elementos y de diferentes formas de secciones, estos son elementos tipo línea, tipo área, y tipo sólido. Típicamente, para edificaciones en 3D, se emplea elementos Línea y del tipo Área.

Como se muestran en la Fig. 19.3, el método de elementos finitos, permite expresar la forma física de una estructura real, de una forma numérica con los elementos finitos.



Fuente: Meli y Sánchez (1995)

Figura 19.3

Modelos de elementos finitos para analizar estructuras complejas, como catedrales

Definición de las propiedades mecánicas de los materiales que conforman a la estructura en análisis: en esta fase, se identifica el material de construcción de la estructura real y estas son caracterizadas, definidas y asignadas a los elementos estructurales definidos (ejemplo: vigas, columnas, muros, etc).

Además, es necesario aclarar que las propiedades mecánicas de los materiales a definir, depende del tipo de análisis estructural que se va a realizar. Para este trabajo, se ha realizado un análisis elástico lineal, por tanto, las propiedades del material solo serán definida la parte lineal elástica (módulo de elasticidad, módulo de corte, coeficiente de Poisson).

Como se puede observar en la Fig. 20.3, se han realizado distintos trabajos experimentales que en la actualidad están reflejados o descritos en las Normas de Estructuras, para caracterizar las propiedades mecánicas de los materiales típicos que se usan en la construcción de edificaciones. En esta figura, se muestra que un material tiene un comportamiento no lineal hasta llegar a su falla o rotura, sin embargo, en la primera parte se muestra un comportamiento Lineal Elástico y son estas propiedades con las que se hace el análisis sísmico estructural.

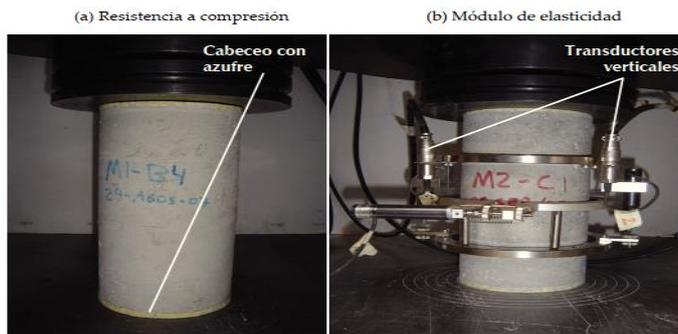


Figura 1. Configuración de ensayos en compresión

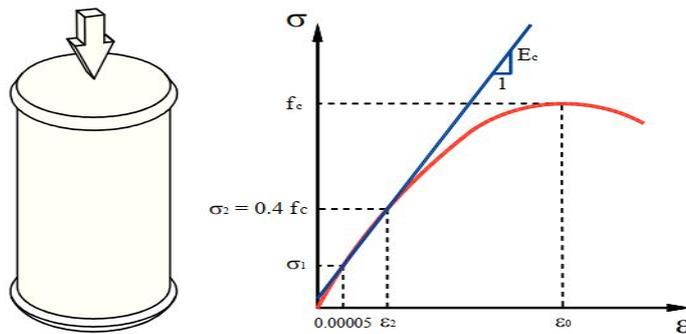


Figura 2. Cálculo del módulo de elasticidad

Fuente: Carrillo (2012)

Figura 20.3

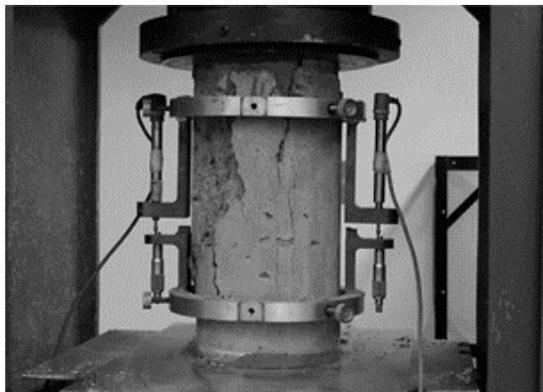
Caracterización del módulo de elasticidad y resistencia a compresión

Por tanto, para la proyección de nuevas estructuras, se considera que la estructura tendrá un comportamiento cuasi elástico para sismos leves y moderados; con ello haremos validas todas las hipótesis para estructuras con desplazamiento relativamente pequeños. Por otro lado, la estructura llegará a desarrollar un comportamiento no lineal ante la acción de un sismo severo; este comportamiento no lineal deberá ser definido para un nivel de daño controlado. Para lograr ello, se diseña la estructura para sismo severo reducido (empleando el factor R).

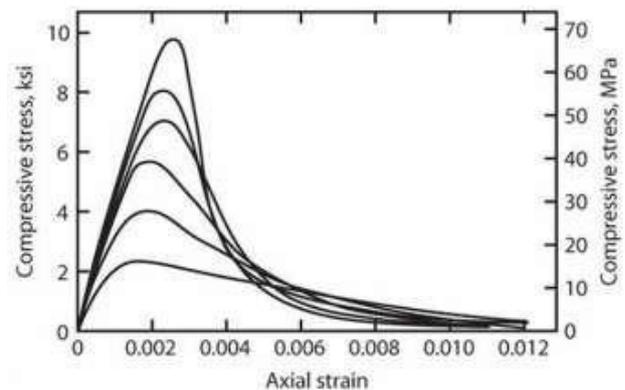
Por lo tanto, será posible realizar un análisis sísmico lineal y diseñar los distintos elementos estructurales para esta carga reducida. Esto a su vez permite trabajar solo con las relaciones lineales de la curva esfuerzo-deformación de los materiales. La principal ventaja es que estos datos son valores discretos, que generalmente son caracterizados a través de ecuaciones semi - empíricas que permiten estimar su valor. Estas propiedades mecánicas elásticas para la mayoría de los materiales comunes, como el concreto, el acero de refuerzo, la albañilería, son conocidas y son definidas en función a tres parámetros: el módulo de elasticidad (E), la relación de Poisson (ν), y el coeficiente de dilatación térmica (α). Así como también, el peso específico (γ) y la densidad (ρ) son propiedades fundamentales de los materiales.

Antes de la formulación del método de elementos finitos, en la mecánica de sólidos la mayoría de las soluciones analíticas se limitaban a los materiales isotrópicos (iguales propiedades en todas sus direcciones de análisis) y homogéneos (iguales propiedades mecánicas en todos los puntos del sólido). Esta limitación fue superada desde la introducción del método de elemento finito, permitiendo trabajar con materiales anisotrópicos y heterogéneos. Sin embargo, es común que para propósitos de diseño o evaluación a nivel estructural considerar al concreto como un material isotrópico, de igual manera al acero de refuerzo.

En la Figura 21.3a, se aprecia el ensayo bajo carga axial de una probeta estándar de concreto, como resultado de este ensayo se registra la curva carga-deformación axial (Fig. 21.3b). Esta curva, también conocida como curva constitutiva del material, permite obtener cierta información como el módulo de elasticidad (E), que sería la pendiente del rango lineal de la curva. Luego, basándose en estos trabajos experimentales estadísticamente se puede formular una ecuación que permita estimar el módulo de elasticidad del concreto (E_c) en función del f'_c , como se muestra en la Fig. 21.3c (Jack Moehle, 2014).



(a)



(b)

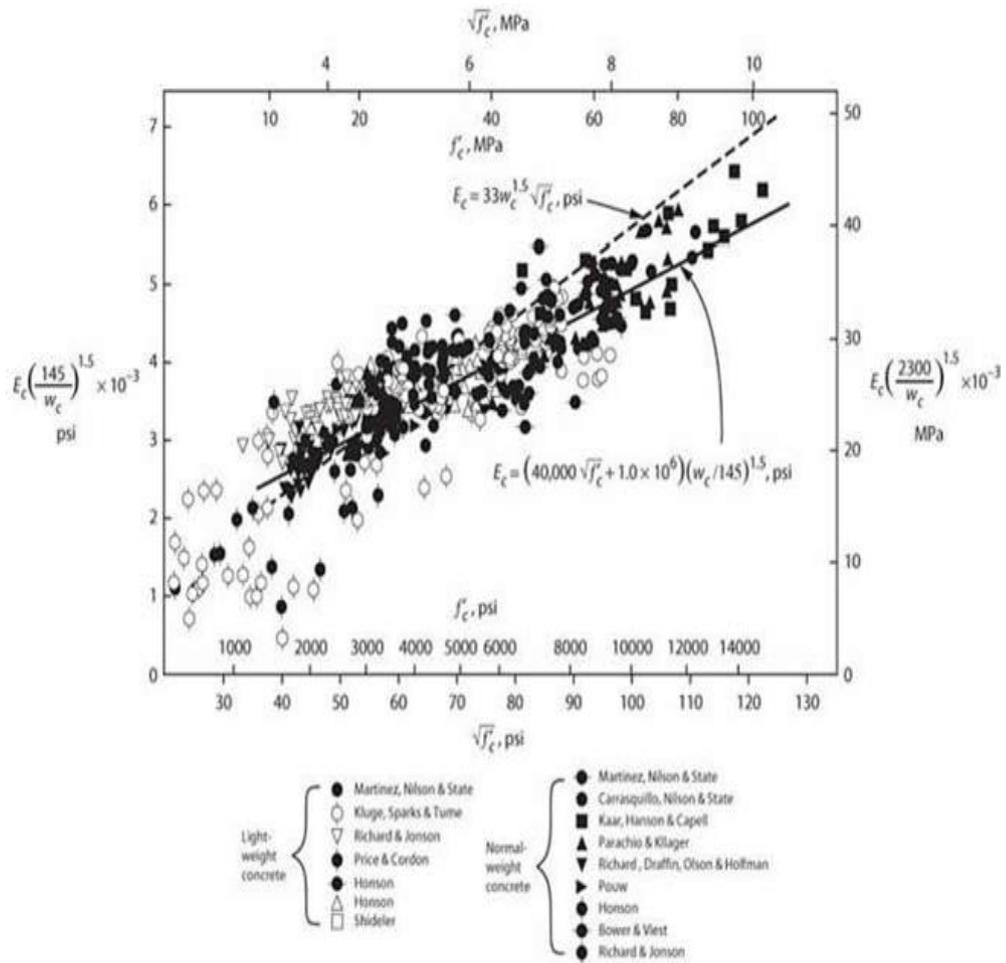
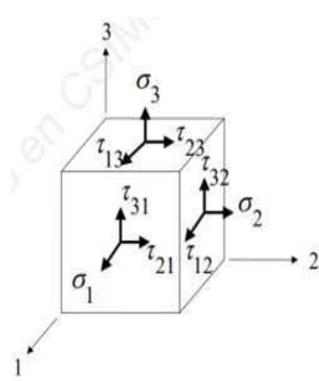


Figura 21.3

(a) ensayo a compresión uni-axial con carga monótonica en probetas de concreto 6x12in; (b) curva esfuerzo-deformación uni-axial de probetas de concreto de peso normal; (c) módulo de elasticidad vs resistencia a compresión del concreto

De igual manera para las propiedades mecánicas del acero de refuerzo, se consideró el tipo A-36 que es el tipo de acero corrugado comúnmente utilizado como refuerzo en el concreto y sus propiedades mecánicas son indicadas en las especificaciones técnicas desarrolladas por el fabricante.

Con respecto la relación tridimensional esfuerzo-deformación para materiales isotrópicos estructurales lineales sujetos tanto a los esfuerzos mecánicos como a cambios de temperatura puede expresarse de manera matricial como muestra la expresión en la Figura 22.3 (Edward Wilson, 2008).

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \\ \gamma_{21} \\ \gamma_{31} \\ \gamma_{23} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E} & -\frac{\nu}{E} & -\frac{\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu}{E} & \frac{1}{E} & -\frac{\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu}{E} & -\frac{\nu}{E} & \frac{1}{E} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \tau_{21} \\ \tau_{31} \\ \tau_{23} \end{bmatrix} + \alpha \Delta T \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$


Fuente: Edward Wilson (2008)

Figura 22.3

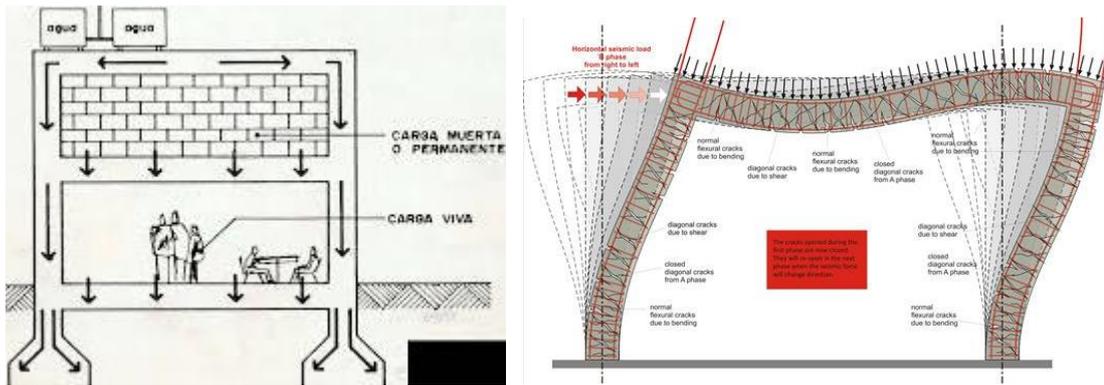
Tensor de deformaciones para materiales isotrópicos

En la Figura 3.16, la formulación matricial permite apreciar que las deformaciones en el material dependen de sus propiedades mecánicas (módulo de elasticidad, módulo de corte y coeficiente de dilatación térmica). Líneas arriba ya se ha descrito como obtener el módulo de elasticidad (E), ahora para obtener el módulo de corte (G) será necesario definir el módulo de Poisson (ν).

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

Asignación de las cargas actuantes sobre la estructura en análisis: consiste en identificar cuáles son las cargas que actuarán sobre la estructura en análisis. En este trabajo, principalmente se consideran dos tipos de cargas, las cargas estáticas (cargas permanentes y no permanentes), las cargas dinámicas (cargas sísmicas).

En la Fig. 23.3, se muestra un esquema sobre la diferencia entre las cargas estáticas (gravitatorias) y las cargas laterales (dinámicas). Las cargas gravitatorias, son debido al peso propio y cargas permanentes, como las cargas por acabados. Otras cargas, son las cargas vivas por el usuario. Por otro lado, se tiene las cargas dinámicas producto de la acción del sismo, que genera cargas laterales de forma cíclica.



Fuente: Carrillo (2012)

Figura 23.3

Caracterización del módulo de elasticidad y resistencia a compresión

Definición de cargas estáticas

Las cargas pueden describirse por su variabilidad con respecto al tiempo y la ubicación. Una carga permanente permanece aproximadamente constante una vez que se completa la estructura. Ejemplos son el peso propio de la estructura y la presión del suelo contra los cimientos. Las cargas variables, como las cargas de ocupación y las cargas de viento, cambian de vez en cuando. Las cargas variables pueden ser cargas sostenidas de larga duración, como el peso de los archivadores en una oficina, o cargas de corta duración, como el peso de las personas en la misma oficina. Las deformaciones por creep de las estructuras de hormigón son el resultado de cargas permanentes y la porción sostenida de las cargas variables. Una tercera categoría son las cargas accidentales, que incluyen colisiones vehiculares y explosiones.

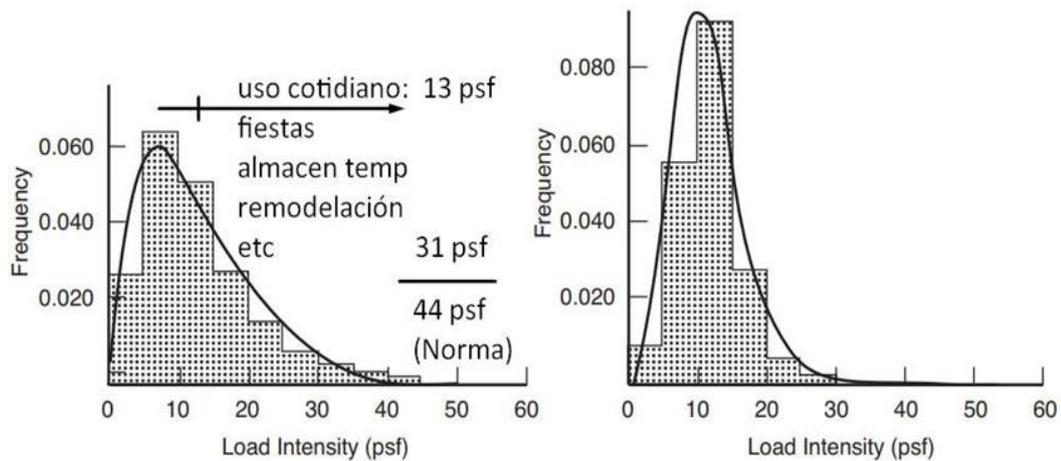
Las cargas variables pueden ser fijas o libres en su ubicación. Por lo tanto, la carga viva en un edificio de oficinas es libre, ya que puede ocurrir en cualquier punto del área cargada. Una carga de tren en un puente no es fija longitudinalmente, sin embargo, es fija lateralmente por los rieles.

Tres niveles de carga viva o carga de viento pueden ser importantes. La carga utilizada en los cálculos que involucran los estados límite último debe representar la carga máxima en la estructura durante su vida útil. Siempre que sea posible, las cargas vivas, de nieve y de viento especificadas para el diseño deben representar el valor medio (promedio) de las correspondientes cargas máximas reales que se puedan presentar sobre la estructura durante su existencia. Una carga de acción

complementaria es la porción de una carga variable que está presente en una estructura cuando alguna otra carga variable está en su máximo. Al verificar los estados límite de servicio, puede ser conveniente utilizar una carga viva permanente, que sea una fracción de la carga viva de diseño (generalmente, 50 a 60 por ciento); para estimar las deflexiones por cargas sostenidas, puede ser conveniente considerar una carga viva sostenida o casi permanente, que generalmente está entre 20% y 30% de la carga viva especificada (de diseño). Esta diferenciación no se realiza en el Código ACI, que supone que toda la carga especificada será la carga presente en el servicio. Como resultado, las deflexiones por carga de servicio y las deflexiones por creep en columnas esbeltas tienden a sobreestimarse

Carga Muerta: La carga muerta en un elemento estructural es el peso propio, más los pesos de todos los materiales incorporados permanentemente en la estructura y soportados por el elemento en cuestión. Esto incluye los pesos de tabiques o paredes permanentes, los pesos de las instalaciones y accesorios sanitarios, alimentadores eléctricos, equipos mecánicos permanentes, etc. Las tablas de cargas muertas se muestran en la Norma E.020.

Carga Viva: La mayoría de los códigos de construcción contienen una tabla de diseño o cargas vivas especificadas, como es el caso de la E.020. Para simplificar los cálculos, estos se expresan como cargas uniformes en el área de la losa. En general, la carga viva de un edificio consiste en una porción sostenida debido al uso diario (ver Fig. 24.3) y una porción variable generada por eventos inusuales. La parte sostenida cambia varias veces durante la vida útil del edificio, cuando cambian los inquilinos, cuando se reorganizan las oficinas, etc. Ocasionalmente, se producen altas concentraciones de carga viva durante los períodos en que se remodelan espacios adyacentes, cuando se realizan fiestas en la oficina o cuando el material se almacena temporalmente. La carga dada en los códigos de construcción está destinada a representar la suma máxima de estas cargas que ocurrirán en un área pequeña durante la vida útil del edificio.



(a) Área = 15 ft².

(b) Área = 2069 ft².

Fuente: MacGregor (2012)

Figura 24.3

Distribución de la frecuencia de las componentes de carga viva sostenida en oficinas

Carga viva de techo: Además de las cargas de nieve (si fuera el caso, que para este trabajo no lo es), los techos deben diseñarse para ciertas cargas vivas mínimas (L_r) para tener en cuenta a los trabajadores o materiales de construcción en el techo durante la construcción o cuando se realizan reparaciones. También se debe tener en cuenta las cargas debido al agua de lluvia, R (si fuera el caso). La Norma E.020, muestra unos valores según la inclinación de las losas, que generalmente para losas planas es un valor de 100 kg/m^2 .

En general, las cargas (o solicitaciones) que pueden actuar sobre una edificación podrían clasificarse como: Cargas Estáticas, Cargas Dinámicas y Otras. En este ítem se consideran las cargas estáticas o gravitatorias; las cargas dinámicas serán analizadas más adelante como cargas sísmicas.

Entre las cargas estáticas consideraremos las cargas muertas y cargas vivas; según los especificado en la Norma E.020. Luego, se realizó una combinación de cargas según las exigencias de la Norma E060 para el diseño de los elementos de concreto armado.

$$C1: 1.4 \quad D + \quad 1.7 \quad L$$

$$C2: 1.25 \quad D + \quad 1.25 \quad L \quad \pm \quad 1.0 \quad SX$$

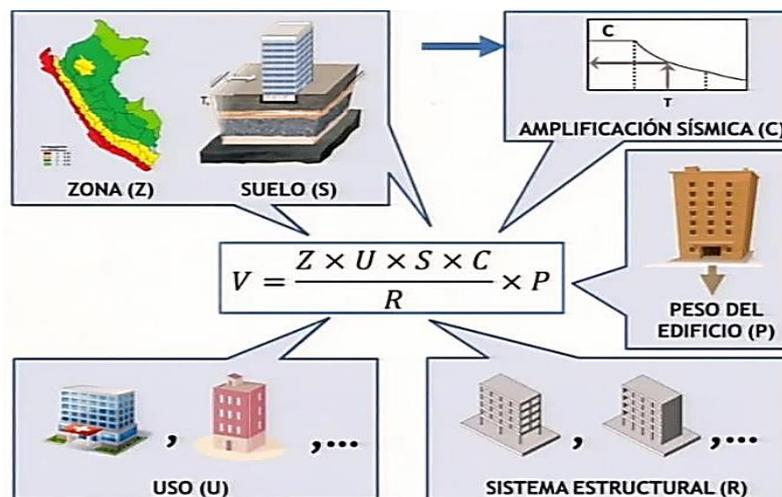
C3:	0.9	D	±	1.0	SX		
C4:	1.25	D	+	1.25	L	±	1.0 SY
C5:	0.9	D	±	1.0	SY		

Por ello es necesario, preliminarmente definir y asignar en el modelo numérico los tipos de carga muerta, carga viva de entresuelo y carga viva de techo. Las cargas sísmicas fueron definidas más adelante.

Las combinaciones son denominadas carga última o de diseño, con ellas se calcularán, resolviendo las ecuaciones por elementos finitos, los esfuerzos internos en cada elemento estructural. Es necesario aclarar que debido al número de pisos de la estructura no fue necesario considerar el efecto del proceso constructivo, el cual genera deformaciones adicionales en las columnas debido al peso de los pisos superiores.

Definición de carga sísmica

Las cargas sísmicas pueden ser caracterizados a través de parámetros descritos en la Norma E.030, estos parámetros sísmicos permiten obtener la cortante basal de la edificación. Dependiendo del tipo de análisis que se realice se podrá obtener valores diferentes, sin embargo, valores muy cercanos. En primer lugar, podríamos utilizar un análisis sísmico estático; en segundo lugar, podríamos usar un análisis sísmico dinámico espectral.



Fuente: Muños (2018)

Figura 25.3

Cortante basal – Análisis sísmico estático

Donde los parámetros a definir son: factor de zona “Z”, factor de uso “U”, factor de suelo “S”, factor de amplificación de carga sísmica “C”, factor de reducción de carga sísmica “R”. Con estos factores se obtiene el coeficiente de cortante sísmica, que permitirá obtener una estimación de la cortante basal, en función del peso para un análisis sísmico del tipo estático y en función de la gravedad para un análisis sísmico del tipo dinámico.

Factor de zona (Z)

La zona de estudio se emplaza en la franja costera del territorio nacional. El lugar se encuentra ubicado en la Zona 4, el factor de zona es $Z = 0.45$, esto último se aprecia en la Figura 26.3, con valor de aceleración para 10% de probabilidad de excedencia en 50 años, este valor se tomará en cuenta para el espectro de diseño según la norma E.030.



Fuente: RNE E.030 (2018)

Figura 26.3

Mapa de microzonificación sísmica del Perú

Tabla 3.3
Factor de zona "Z"

Tabla N° 1 FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Fuente: Tabla N°1, RNE E.030 (2018)

Tipo de suelo y Periodo Predominante

De acuerdo a las Normas de Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de edificaciones, Tabla N°2, Tabla N°3 (RNE – E.030), el suelo de cimentación del área del proyecto corresponde a un suelo tipo S2 (suelo intermedio), con un periodo predominantemente de $TP = 0.60$ s, $TL = 2.0$, y un factor de suelo $S = 1.05$.

Factor suelo "S", el suelo es el medio natural a través del cual se propagan las ondas sísmicas. En el proceso de propagación se producen cambios en las características del movimiento sísmico debido a las condiciones del suelo. Las amplificaciones sísmicas se dan cuando las condiciones del suelo no son favorables y para ello la norma propone los siguientes parámetros. Para una zona sísmica igual a 4 y asumiendo un suelo intermedio "S2" el factor de suelo "S" es igual a 1.05 tal y como se muestra en la Tabla N°3 (RNE – E.030).

Tabla 4.3
Factor del suelo "S"

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
ZONA \ SUELO	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: Tabla N°3, RNE E.030 (2018)

Periodo TP y TL, para un suelo intermedio “S2”, el periodo “TP” es igual a 0.60 y TL es igual a 2.0 como muestra la Tabla N°4 (RNE – E.030)

Tabla 5.3
Periodos de vibración del suelo “TP”

Tabla N° 4 PERÍODOS “ T_p ” Y “ T_L ”				
	Perfil de suelo			
	S0	S1	S2	S3
T_p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T_L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: Tabla N°4, RNE E.030 (2018)

Factor de amplificación sísmica (C)

Factor de amplificación sísmica “C”, se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración del suelo. De la condición anterior se cumple que el periodo fundamental “T” es menor que el periodo “Tp” con ello se determina que factor de amplificación sísmica “C” igual a 2.5.

El factor de amplificación sísmica (C) deberá ser obtenido considerando la siguiente expresión:

$$C = 2.5; T < T_p$$

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

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

Factor de Uso (U)

El factor de uso “U”, depende del nivel de consideración de la edificación. A mayor importancia que tiene la estructura mayor será su factor de uso. Cada edificación debe ser clasificada de acuerdo a las categorías indicadas en la (Tabla N°5, de la E.030). Para edificaciones como oficinas se encuentran ubicada en la categoría C, dentro de edificaciones comunes. Por lo tanto, el factor “U” es igual a 1.0.

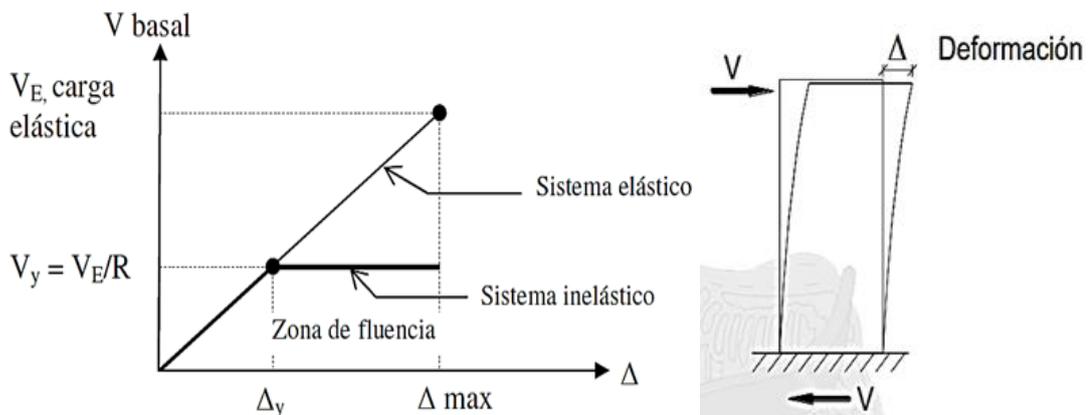
Tabla 6.3
Categoría de la edificación y factor “U”

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR “U”		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0

Fuente: Table N°5, RNE E.030 (2018)

Factor de reducción sísmica (R)

Factor de reducción por ductilidad “R”, viene ser la que tiene un sistema estructural de absorber energía y soportar deformaciones inelásticas sin llegar al colapso. El factor R aumenta conforme aumenta la ductilidad de una estructura y la capacidad de disipación de energía potencial (Figura 27.3).



Fuente: RNE E.030 (2018)

Figura 27.3

Coefficiente de reducción sísmica “R”

De igual forma, este factor fue debidamente descrito líneas arriba y para este trabajo en particular se asume un valor de $R=7$ para pórticos de concreto armado y muros de corte. De igual manera, se deberá evaluar la irregularidad en planta y altura de la edificación, si fuese el caso se castigará el R_0 con los factores que establece la E.030.

$$R = R_0 * I_a * I_p$$

Factor “R” corregido por
irregularidad estructural

Tabla 7.3
Factor de reducción sísmica “R”

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

Fuente: Tabla N°7, RNE E.030 (2018)

Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares con el fin de determinar el procedimiento adecuado de análisis y los valores apropiados del factor de reducción de la fuerza sísmica (R). Las estructuras con irregularidad en altura son aquellas que presentan una o más características tal y como se indica en la Tabla N°8 y Tabla N°9 de la Norma E.030.

Fase 4: Análisis sísmico estático y dinámico.

Análisis sísmico estático o de fuerzas estáticas equivalentes:

Para este análisis se considera que las fuerzas sísmicas actúan en el centro de masa de cada losa de entrepiso. Este método es aplicable a todas las estructuras regulares o irregulares que se encuentren ubicadas en la zona sísmica 1. Para el caso de las demás zonas sísmicas; las estructuras regulares, según el numeral 3.5, de la Norma E.030, con una altura máxima de 30 m de altura también podrán ser analizadas con este método. Sin embargo, para el caso de las estructuras que clasifiquen como

irregulares, en zonas sísmicas 1, 2 y 3, deberán tener una altura máxima de 15 m para que puedan ser analizadas con este método.

La fuerza cortante total en la base de la estructura se determina por la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P \quad ; \quad \frac{C}{R} \geq 0.11$$

El valor de C/R no deberá considerarse menor que 0.11. Este análisis se realiza en ambas direcciones en planta del sistema coordinado (X, Y). Donde:

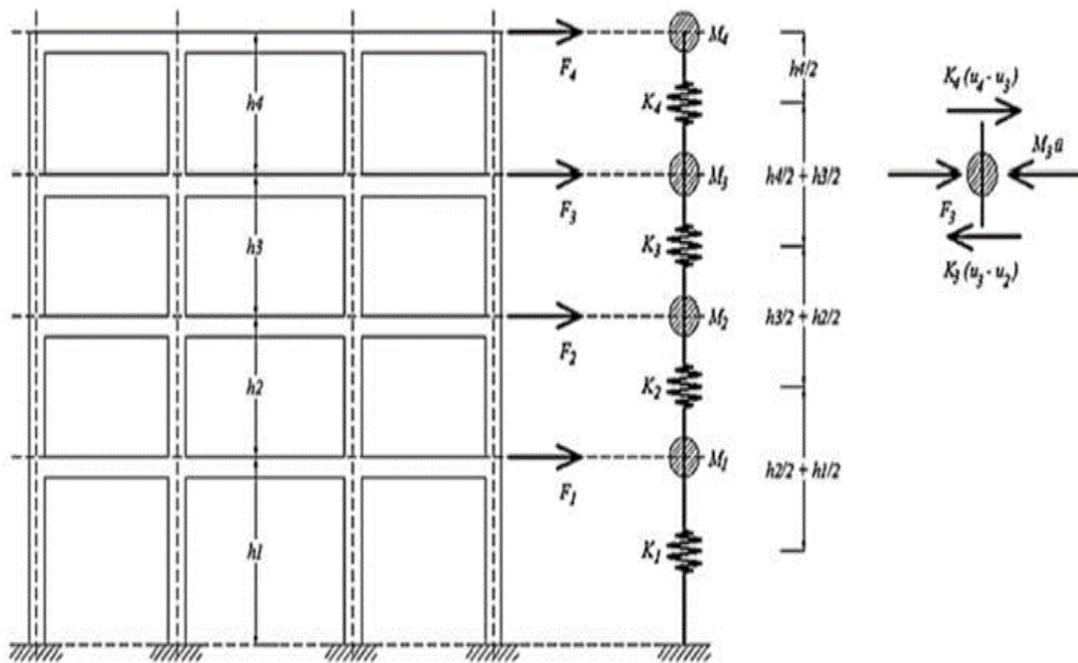
- V: cortante en la base de la edificación
- Z: factor de zona, 0.45
- U: factor de uso, 1.5
- C: factor de amplificación sísmica, 2.5
- S: factor de suelo, 1.05
- R: factor de reducción sísmica, Rx=7, Ry=7
- P: peso sísmico de la edificación

El peso sísmico de la edificación es calculado tal como lo considera la Norma E.030 en el numeral 4.3, adicionando a las carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o carga de ocupación (sobrecarga), este porcentaje de participación dependerá de:

- a) Para edificaciones de categoría A y B, se deberá considerar el 50% de la sobrecarga. Por ello, el peso sísmico sería: $P_{sis} = 100\%CM + 50\%CV$.
- b) Para edificaciones de categoría C, se deberá considerar el 25% de la sobrecarga. Por ello, el peso sísmico sería: $P_{sis} = 100\%CM + 25\%CV$.
- c) En azoteas y techos en general, se deberá considerar el 25%CM. Por este caso, el peso sísmico sería: $P_{sis} = 100\%CM + 25\%CV$.

El modelo empleado tanto para el análisis sísmico estático y dinámico corresponde al modelo de acoplamiento cercano de masas concentradas o modelo de masas concentradas (Figura 28.3); En este modelo las masas de cada nivel se acoplan por medio de resortes que representarán la de rigidez lateral del edificio. Este modelo sólo se usa, suponiendo vigas infinitamente rígidas y despreciando la deformación axial en los elementos verticales, cuando se tengan vibraciones y desplazamientos laterales. Entonces la recomendación es válida para edificios donde los entrepisos se modelan

como diafragmas, además todos los nodos que se conectan a la placa o losa de entrepiso compartirán los dos grados de libertad traslacionales (en X e Y) y un grado rotacional (alrededor de Z) lográndose simplificar el modelo matemático. Para el cálculo se ensambla la matriz general (en un análisis estructural por el método de la rigidez o mediante el método de los elementos finitos), luego haciendo uso de las condensaciones estáticas y cinemáticas se obtiene la matriz de rigidez lateral, que asociado a al vector de cargas actuantes se obtienen los desplazamientos, derivas, momentos, fuerzas, etc. (Vlacev, 2014).



Fuente: Vlacev (2014)

Figura 28.3

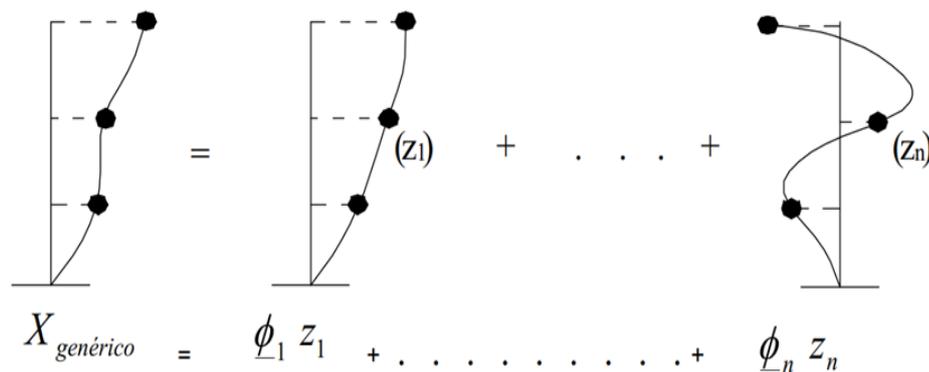
Modelo de acoplamiento cercano de masas concentradas

Tal como se puede apreciar en la Figura 28.3, se deben de concentrar masas al nivel de cada entrepiso. El metrado de los pesos, de los elementos horizontales (vigas y losas), no sufre ninguna variación a un metrado de cargas normal. Pero para los elementos verticales (columnas y muros), se debe considerar la mitad de la altura de los elementos verticales inferiores más la mitad de los elementos verticales superiores al entrepiso. Por lo tanto, en el último nivel sólo se estima la mitad de la altura de los elementos verticales inferiores, ya que no se tienen elementos superiores; y tampoco se estaría estimando el peso de la mitad de la altura de los elementos verticales de la primera planta.

Análisis dinámico modal espectral:

En este apartado analizaremos la respuesta de la estructura como un sistema de masas concentradas de varios grados de libertad.

La respuesta elástica de una estructura ($X(t)$), de varios grados de libertad, sometida a una aceleración en su base se puede calcular como la superposición en el tiempo de las formas modales (ϕ_i) afectadas por funciones en el tiempo (Z_i), ver Fig. 29.3.



Fuente: Muñoz (2012), Chopra (2014), capítulo 12.3

Figura 29.3

Vector de desplazamientos expresado como una combinación lineal en el tiempo de las formas modales

Consideremos la ecuación de movimiento para un sistema lineal con amortiguamiento de VGDL.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t)$$

La solución simultánea de estas ecuaciones de movimiento acopladas, requieren procesos iterativos complejos. Por ello, por simplicidad resulta práctico y ventajoso transformar estas ecuaciones en coordenadas modales.

La respuesta o vector desplazamiento ($u(t)$) de un sistema de VGDL puede acrecentarse en términos de las contribuciones modales, previamente descrito en la Fig. 29.3. En otras palabras, se pretende descomponer una función que depende del tiempo ($u(t)$) en el producto de dos funciones; una que no depende del tiempo (ϕ_i) o también llamada forma modal; y una que depende del tiempo ($Z_{i(t)}$) o denominada coordenada modal.

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{r=1}^N \phi_r Z_r(t) = \Phi \cdot \mathbf{Z}(t)$$

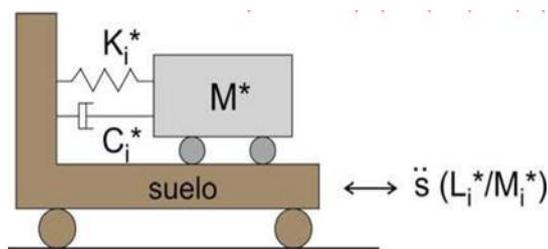
Con este proceso podemos pasar de un sistema acoplado (analizar un sistema de VGDL) a un sistema desacoplado (analizar varios sistemas de 1GDL).

En esta ecuación las coordenadas modales (Z_i) representan el peso que cada modo tiene en el desplazamiento de toda la estructura a lo largo del tiempo. Cada coordenada modal (Z_i) se obtiene de construir, a partir del ϕ_i , un oscilador equivalente de 1GDL; luego las propiedades de este nuevo sistema serán denominadas propiedades generalizadas (K_i^* , M_i^* , C_i^* , L_i^*), ver Fig. 3.24.

$$L_i^* = \mathbf{h}^T \mathbf{M} \phi_i$$

$$M_i^* = \phi_i^T \mathbf{M} \phi_i$$

$$K_i^* = \phi_i^T \mathbf{K} \phi_i$$



Fuente: Muñoz (2012)

Figura 30.3

Oscilador equivalente correspondiente al modo de vibración "i"

La ecuación que rige el movimiento de un oscilador equivalente, con aceleración en la base, es:

$$z_i + 2\xi_i \omega_i z_i + \omega_i^2 z_i = -\left(\frac{L_i^*}{M_i^*}\right) s$$

La respuesta de un oscilador de masa puntual (v_i) con igual periodo que el modo "i", sometido a la aceleración original del suelo, la relación entre v_i y Z_i será:

$$z_i(t) = \left(\frac{L_i^*}{M_i^*} \right) v_i(t)$$

Por lo tanto, la respuesta en el tiempo para toda la estructura se puede reescribir como:

$$\underline{X} = \frac{L_1^*}{M_1^*} v_1(t) \underline{\phi}_1 + \frac{L_2^*}{M_2^*} v_2(t) \underline{\phi}_2 + \dots + \frac{L_n^*}{M_n^*} v_n(t) \underline{\phi}_n$$

De donde se observa, que la respuesta de la estructura en el tiempo es una combinación lineal de las formas naturales de vibración. El peso o aporte de cada modo de vibración está definido por dos factores. El primero es el factor de participación modal (L_i^*/M_i^*), este es un indicador de la importancia absoluta del modo. El segundo factor es la función del tiempo ($v_i(t)$), que constituye la respuesta de un oscilador de masa puntual e igual periodo que el modo sometido a la señal original de aceleraciones.

Consecuentemente, la máxima contribución del modo "i" en el desplazamiento de la estructura, \underline{X}_i , se calculará como:

$$\underline{X}_i = \max \left\{ \frac{L_i^*}{M_i^*} v_{i(t)} \underline{\phi}_i \right\} = \frac{L_i^*}{M_i^*} \underline{\phi}_i \max \{ v_{i(t)} \} = \frac{L_i^*}{M_i^*} \underline{\phi}_i S_{di}$$

S_{di} es desplazamiento espectral asociado al periodo del modo "i". El sistema de fuerzas elásticas correspondiente a este desplazamiento máximo será:

$$\underline{F}_{ki} = \underline{K} \underline{X}_i = \underline{K} \frac{L_i^*}{M_i^*} \underline{\phi}_i S_{di} = \frac{L_i^*}{M_i^*} S_{di} \underline{K} \underline{\phi}_i$$

Este sistema de fuerzas también se puede obtener usando las propiedades inerciales del modo, como:

$$\underline{F}_{ki} = \frac{L_i^*}{M_i^*} S_{ai} \underline{M} \underline{\phi}_i$$

S_{ai} es la aceleración espectral asociada al periodo del modo "i". Conociendo el sistema de fuerzas correspondiente a la respuesta máxima de cada modo, se efectúa luego el

análisis de fuerzas internas. Un parámetro importante en la respuesta modal es la fuerza cortante máxima en la base de la estructura, se calcula con la siguiente ecuación.

$$V_i = \frac{L_i^{*2}}{M_i^*} S_{ai}$$

Con las ecuaciones descritas líneas arriba se pueden obtener las respuestas espectrales (respuestas máximas) de cada modo de vibración.

Combinación espectral

Los valores máximos de respuesta que se producen en cada modo de vibración, son denominados respuestas espectrales; y estas respuestas máximas se producen en instantes diferentes de tiempo. Por tanto, es improbable que las respuestas máximas de cada modo de vibración se produzcan al mismo tiempo. Por ello, en la literatura actual se encuentran alternativas o métodos para realizar la combinación de estas respuestas modales máximas, con el objetivo de estimar la respuesta máxima de la estructura.

Si representamos con r_i a cualquier parámetro de la respuesta espectral del modo “i”, (desplazamientos, deformaciones, fuerzas internas, etc.) la respuesta máxima puede estimarse empleando solamente la respuesta espectral de “m” modos importantes ($m < n$) junto con alguno de los siguientes criterios de combinación.

- Suma de valores absolutos.

$$r_{m\acute{a}x} = |r_1| + |r_2| + \dots + |r_m|$$

- Media cuadrática.

$$r_{m\acute{a}x} = \sqrt{r_1^2 + r_2^2 + \dots + r_m^2}$$

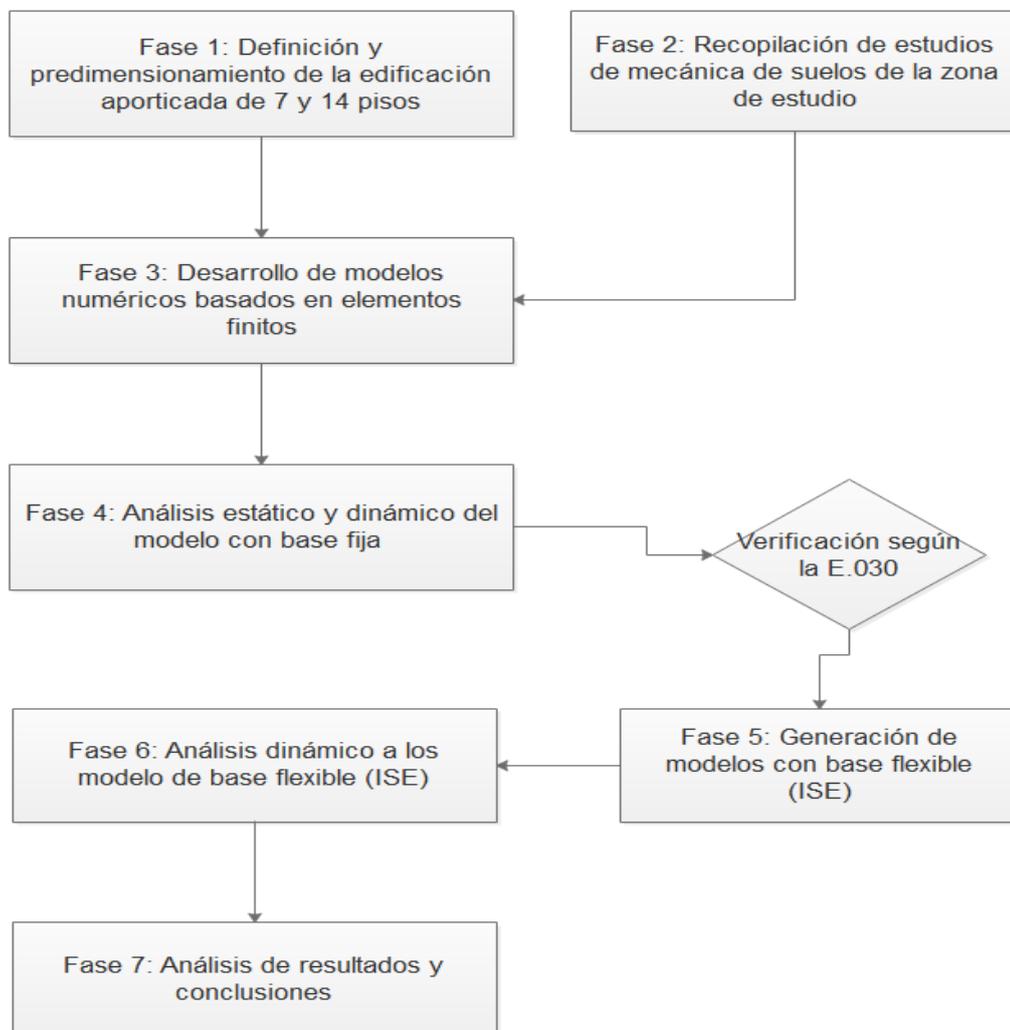
- Ponderado entre la media cuadrática y la suma de valores absolutos.

$$r_{m\acute{a}x} = \alpha \left(\sqrt{r_1^2 + r_2^2 + \dots + r_m^2} \right) + \beta (|r_1| + |r_2| + \dots + |r_m|)$$

α y β son escalares menores o iguales a uno

Probablemente, el criterio más difundido y estudiado es el de Combinación Cuadrática Completa (CQC). Este criterio se encuentra disponible en casi todos los programas comerciales de análisis sísmico, como lo es el caso de software ETABS, a los cuales debe indicarse el porcentaje de amortiguamiento que se desea emplear (generalmente, 5 % en edificios convencionales).

Todos los criterios de superposición espectral se aplican tanto a los desplazamientos globales como a las deformaciones internas (desplazamientos de entrepiso o giros relativos en planta). También se emplean en esfuerzos internos, por ejemplo, para calcular los valores máximos del momento flector o de la fuerza cortante en los elementos.



Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 31.3

Diagrama de flujo o procedimiento de trabajo

3.6. Método de análisis de datos

En este ítem se describe el método de análisis a emplear en este trabajo de investigación. Al ser un trabajo del tipo cuantitativo, los datos se presentan en forma numérica. Serán del tipo explicativo ya que interpreta el comportamiento de la variable dependiente, que en este caso es la respuesta dinámica estructural, al considerar la interacción suelo - estructura.

3.7. Aspectos éticos

En este trabajo de investigación los datos reunidos son verídicos, como los datos de mecánicas de suelo, que son resultados de estudios de campo y ensayos realizados en laboratorio, con personal calificado y a cargo de un ingeniero especialista en geotecnia. Por otro lado, la parte metodológica, procedimiento fueron consultadas de literatura especializada, como libros de editoriales prestigiosas, artículos científicos publicados en revistas de alto impacto, tesis de universidades de prestigio y trayectoria en investigación.

IV. RESULTADOS

Ubicación Geográfica

Nombre del proyecto

La presente tesis tiene por título “Influencia de la interacción suelo – estructura en respuesta dinámica estructural de edificaciones de 7 y 14 pisos en Ica, Perú – 2021”.

Ubicación de la Zona de estudio

La presente tesis se realizó en el distrito de Ica, ubicada específicamente en la prolongación de la Av. Los Maestros S/N - Ica, cuya coordenada es $14^{\circ}5'19.12''S$ con $75^{\circ}43'56.94''O$ con una elevación de 412 msnm.

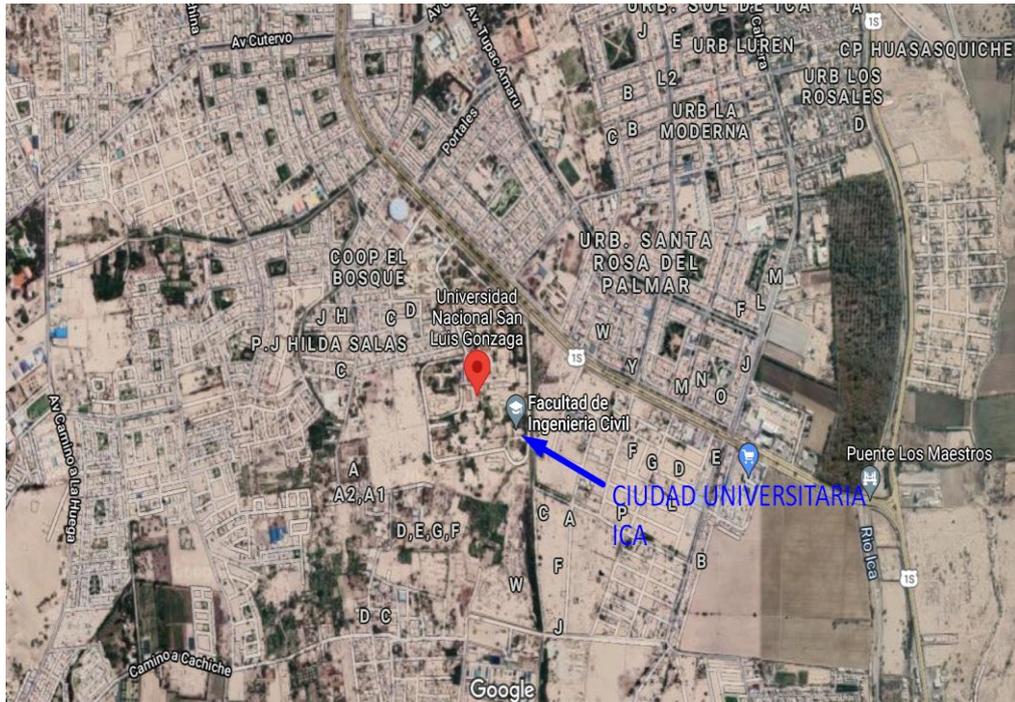
El área de influencia de la presente tesis, se encuentra ubicada en:

Región : Ica.
Departamento : Ica.
Provincia : Ica.
Región Geográfica : Costa.
Distrito : Ica.

Localización geográfica del Proyecto



Figura 32.4
Mapa de distritos de la Región Ica



Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 33.4

Ubicación referencial de la zona de estudio, ciudad universitaria, Ica cercado

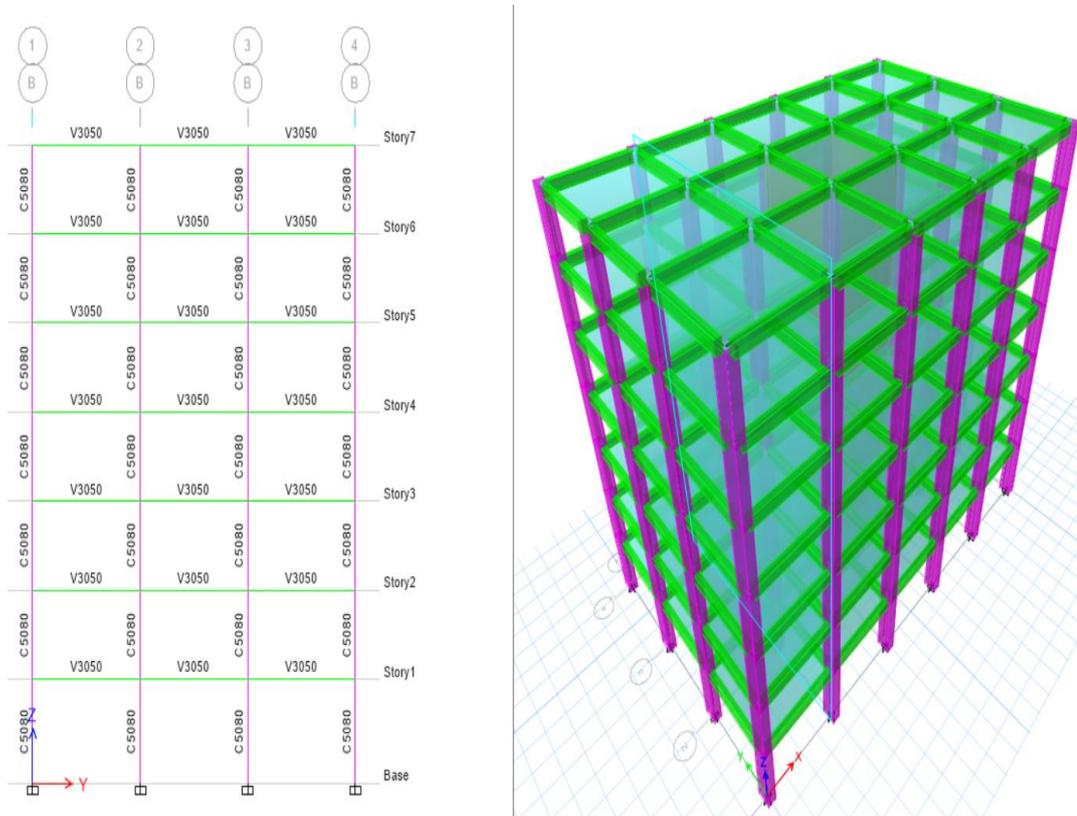
Accesibilidad a la Zona de Estudio

Para llegar al área de intervención, partiendo desde la Plaza de Armas con rumbo Sur, se toma la Av. Bolívar con dirección al Sur, llegando a la Universidad UTP; de ahí tomamos la salida hacia la Panamericana Sur siguiendo de frente hasta llegar al cruce de Puente Blanco, llegamos a Ciudad Universitaria, hacemos recorrido dentro de la Universidad rumbo al Sur, llegando a la Facultad de Ingeniería Civil de La Universidad San Luis Gonzaga, a partir de la cual se inicia el área de estudio de la presente tesis.

4.1. Definición del sistema estructural

Para este trabajo en particular la densidad de muros definidas por funcionalidad (arquitectura) fue muy baja y se consideró como elementos no estructurales, además de no mantener la continuidad de la misma en altura. Por ello, fue necesario concebirla como una estructura basada en pórticos con muros de concreto en el centro del edificio para darle mayor rigidez lateral. Con lo cual, luego del análisis fue necesario definir exactamente el tipo de sistema estructural.

Por lo que, en todo momento se ha buscado una disposición apropiada de los distintos elementos resistentes, de tal forma que la estructura sea capaz de soportar todas las solicitaciones a las que sea sujeta en su vida útil y a la vez sea también estética, funcional y segura (Figura 34.4).



Fuente: Elaboración propia (2021)
 Figura 34.4
 Sistema estructural del edificio de 7 pisos

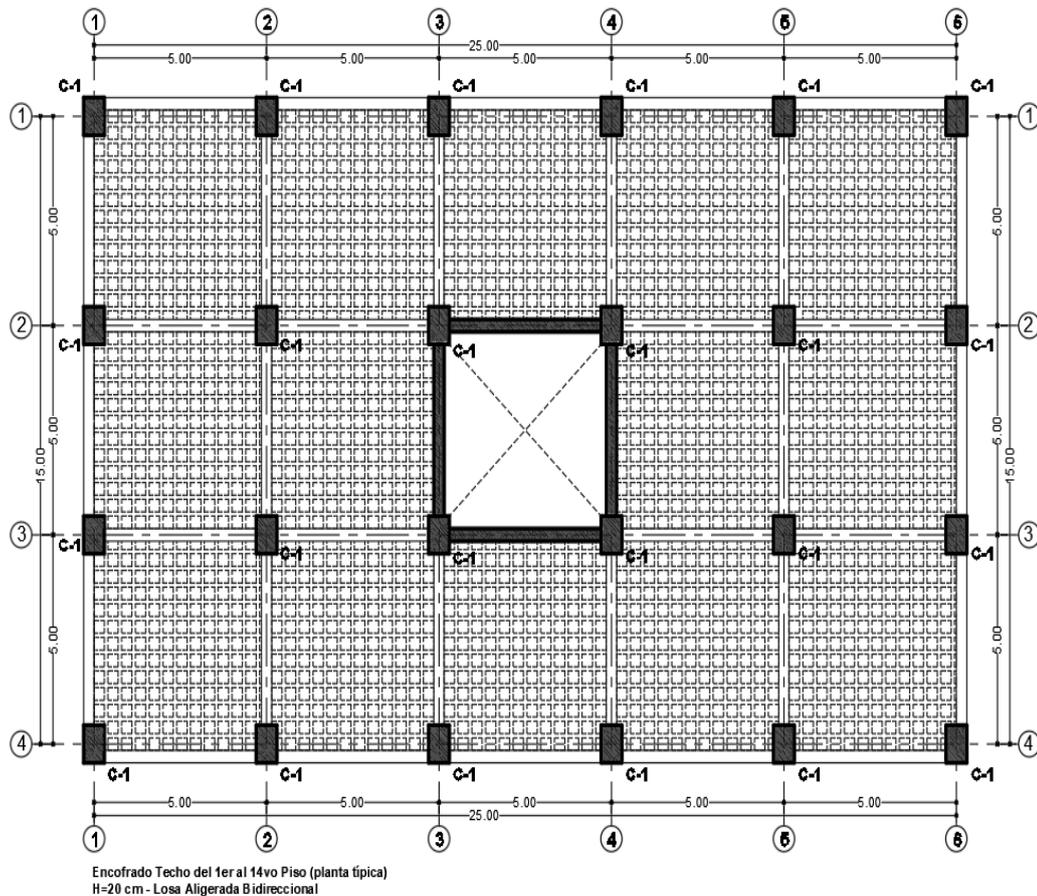
4.2. Predimensionamiento de elementos estructurales

Losa aligerada bidireccional

El Reglamento Nacional de Construcciones da peraltes mínimos para no verificar deflexiones: “En losas aligeradas continuas conformadas por viguetas de 10 cm. de ancho, bloques de ladrillo de 30 cm de ancho y losa superior de 5 cm, con sobrecargas menores a 300 Kg/m² y luces menores de 7.5 m, el peralte debe cumplir: $h \geq L / 25$ ” (E.060). Así tenemos:

$$h = \frac{L}{25} = \frac{500 \text{ cm}}{25} = 20 \text{ cm}$$

Por ello, en este trabajo se tienen losas de 20 cm de peralte.



Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 35.4

Encofrado de techo, losa aligerada bidireccional, H = 20cm

Vigas de concreto armado

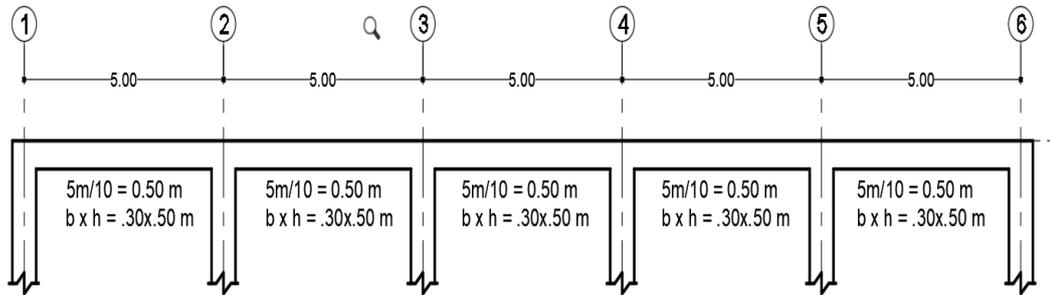
En este trabajo fue necesario considerar un ancho de 30cm para evitar congestión del refuerzo y permitir mayor fluidez del concreto durante el vaciado. Además, debido a la diversidad de peraltes que presentarían las vigas, se uniformizó el peralte de éstas para facilitar el anclaje del acero y la colocación del encofrado.

$$h = \frac{L}{12} @ \frac{L}{10}$$

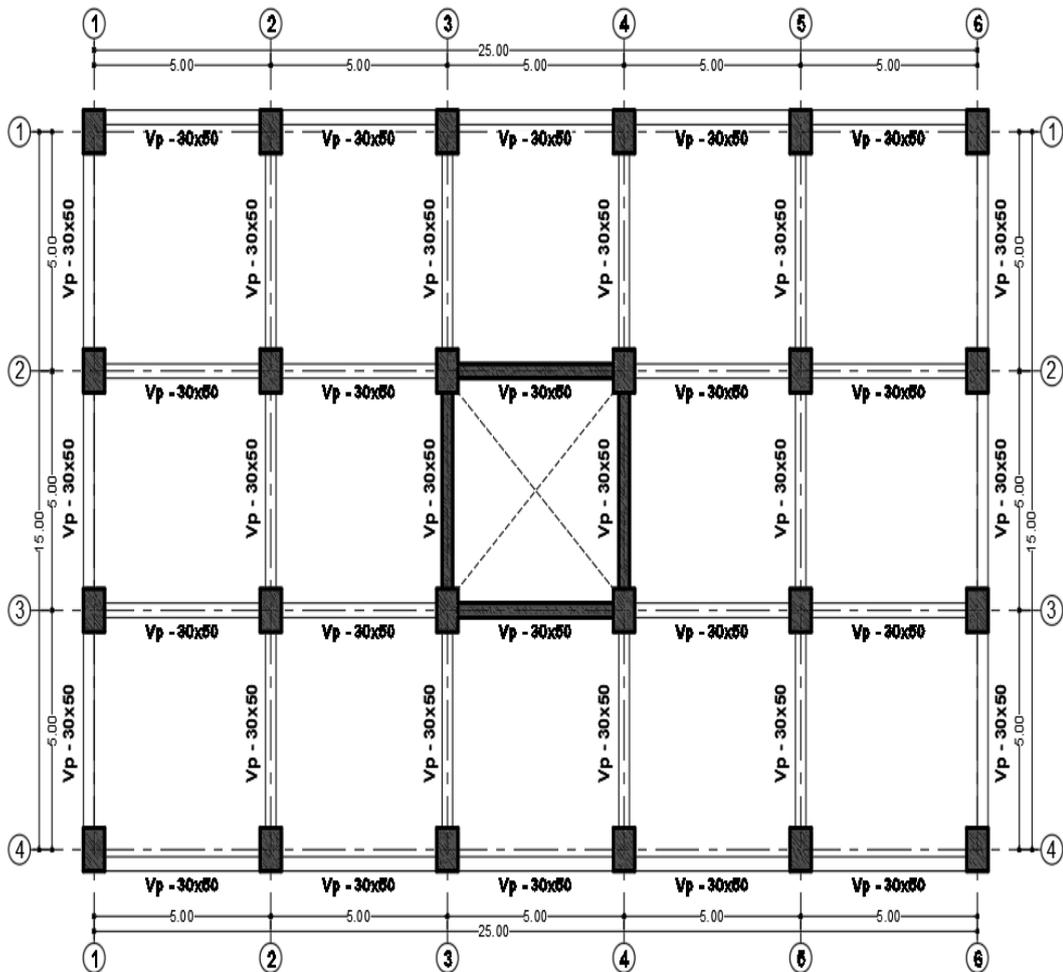
$$b = 0.3h @ 0.5h$$

De acuerdo a los criterios anteriores, se consideró que las vigas principales están en ambas direcciones; que está formado en base a un sistema dual en ambas direcciones

de análisis. Los muros de corte aportan gran cantidad de rigidez lateral para lograr un mayor control de los desplazamientos laterales de entrepiso. Por tanto, las vigas serán consideradas como vigas con responsabilidad sísmica.



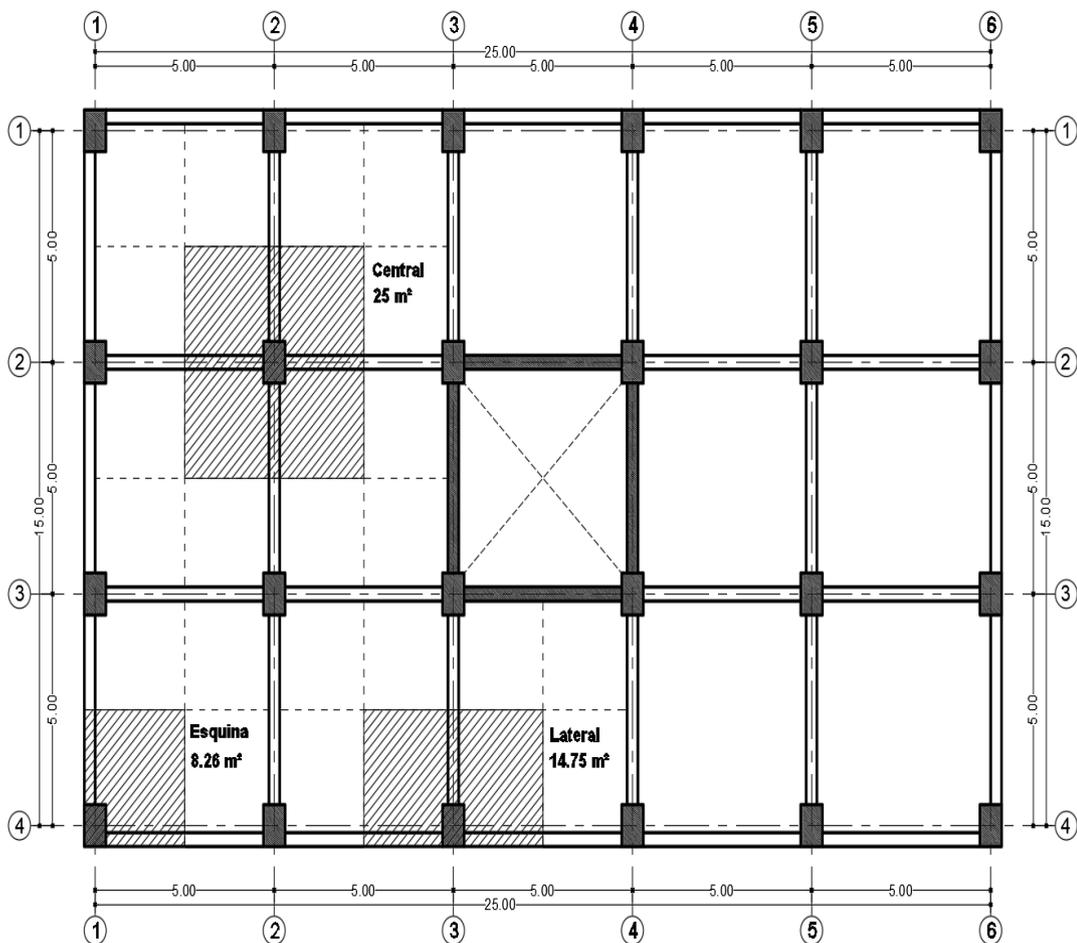
Fuente: Elaboración propia (2021)
 Figura 36.4
 Predimensionamiento de vigas (30x50 cm)



Fuente: Elaboración propia (2021)
 Figura 37.4
 Definición de las secciones de las vigas de concreto armado en planta

Columnas de concreto armado

Los elementos estructurales verticales se han ubicado de tal manera que guarden simetría para así no crear efectos de torsión. Las columnas tienen un mayor peralte en la dirección transversal (90cm para el edificio de 14 pisos y 80cm para el edificio de 7 pisos) mientras que, en la dirección longitudinal, por tener mayor número de ejes, tiene un peralte menor (60cm para el edificio de 14 pisos, y 50cm para el edificio de 7 pisos); por ello, fue necesario añadir placas en este sentido y logrando así una mayor rigidez lateral para el adecuado control de la deriva lateral de entrepiso.



Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 38.4

Área tributaria de columnas esquineras, laterales y centrales

Se tiene un edificio de 7 y 14 pisos cuya planta típica se muestran en la Fig. 38.4, de uso para oficinas, considerando techos aligerados de 0.20 m, tabiquería de 100 kg/m², acabado de 100 kg/m², $f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Para ello, se presenta el predimensionamiento de las columnas.

Estimación de cargas de servicio:

P. aligerado	:	350 kg/m ²
Tabiquería	:	120 kg/m ²
Acabado	:	100 kg/m ²
Peso de vigas	:	100 kg/m ²
Peso de columnas	:	60 kg/m ²

La sobrecarga para esta estructura se puede considerar: S/C = 250 kg/m².

Por tanto: Ps = P. muerta + P. viva = 980kg/m²

Predimensionamiento de las columnas:

Columna central:

El área tributaria considerada:

$$A = \frac{(5m + 5m)}{2} * \frac{(5m + 5m)}{2} = 25m^2$$

$$A = 25m^2$$

Por tanto: P=Ps*A=980kg/m² * 25m²=24500kg

Formula a emplear, para el pre - dimensionamiento de la columna central:

$$b * D = \frac{1.10 * P}{n * f'c}$$

Para columnas centrales considerar n=0.30 (para los primeros pisos).

Donde:

$$b * D = \frac{1.10 * 24500kg * 7}{0.30 * 210kg/cm^2} = 2994.44cm^2$$

Por tanto, para el **edificio de 7 pisos** la columna central: 0.50x0.60

$$b * D = \frac{1.10 * 24500kg * 14}{0.30 * 210kg/cm^2} = 5988.88cm^2$$

Por tanto, para el **edificio de 14 pisos** la columna central: 0.60x0.90

Columna Esquina:

El área tributaria considerada:

$$A = \frac{(5m + 0.3m)}{2} * \frac{(5m + 0.3m)}{2} = 7.02m^2$$

$$A = 7.02m^2$$

Por tanto: $P=Ps*A=980kg/m^2 * 7.02m^2=6882.05kg$

Formula a emplear, para el pre - dimensionamiento de la columna central:

$$b * D = \frac{1.5 * P}{n * f'c}$$

Para columnas en esquinas considerar $n=0.20$.

Donde:

$$b * D = \frac{1.5 * 6882.05kg * 7}{0.20 * 210kg/m^2} = 1720.51cm^2$$

Por tanto, para el **edificio de 7 pisos** la columna central: 0.35x0.60

$$b * D = \frac{1.5 * 6882.05kg * 14}{0.20 * \frac{210kg}{m^2}} = 3441.03cm^2$$

Por tanto, para el **edificio de 14 pisos** la columna central: 0.60x0.60

Columna Lateral:

El área tributaria considerada:

$$A = \frac{(5m + 5m)}{2} * \frac{(5m)}{2} = 12.5m^2$$

$$A = 12.5m^2$$

Por tanto: $P=Ps*A=980kg/m^2 * 12.5m^2=12250kg$

Formula a emplear, para el pre - dimensionamiento de la columna central:

$$b * D = \frac{1.25 * P}{n * f'c}$$

Para columnas laterales considerar $n=0.25$.

Donde:

$$b * D = \frac{1.25 * 12250kg * 7}{0.25 * 210kg/m^2} = 2041.67cm^2$$

Por tanto, para el **edificio de 7 pisos** la columna central: 0.40x0.50

$$b * D = \frac{1.25 * 122500kg * 14}{0.25 * 210kg/m^2} = 4083.33cm^2$$

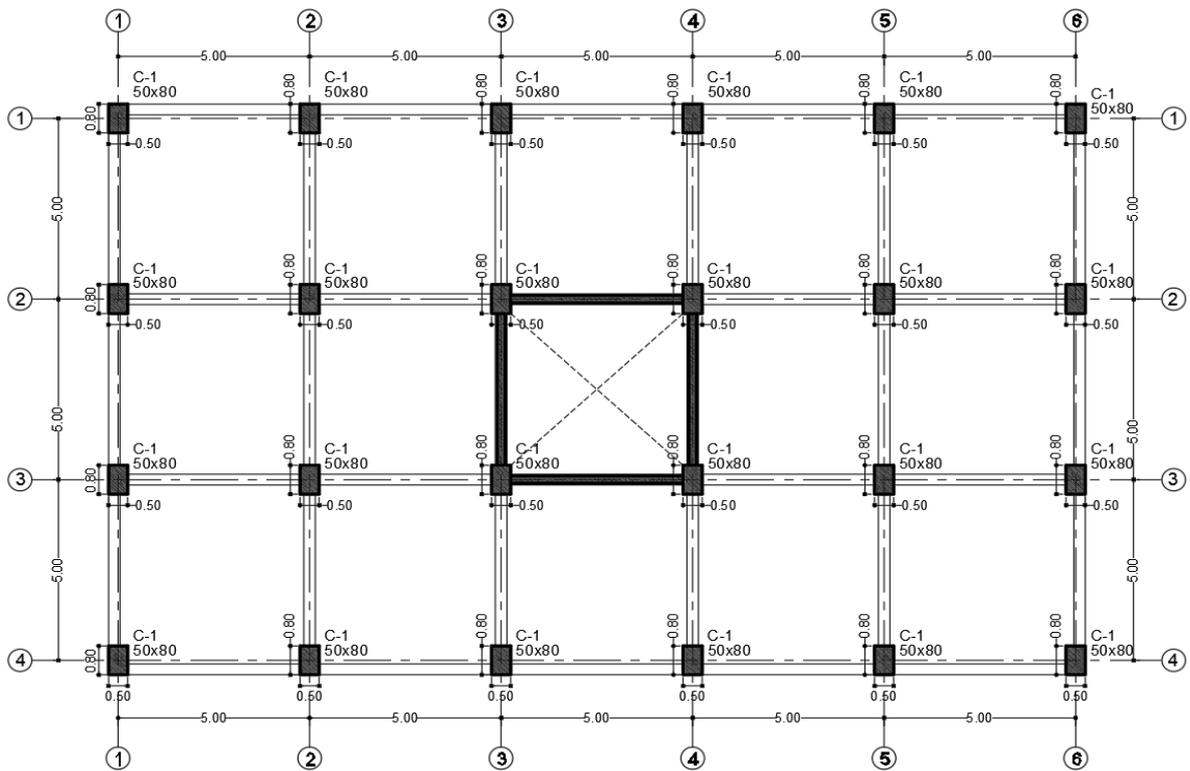
Por tanto, para el **edificio de 14 pisos** la columna central: 0.60x0.70

Por tanto, finalmente se definió emplear de manera uniforme, las siguientes secciones en las columnas:

Tabla 8.4
Secciones definidas para columnas de concreto en edificio de 7 y 14 pisos

Edificio de 7 pisos	50x80 cm
Edificio de 14 pisos	60x90 cm

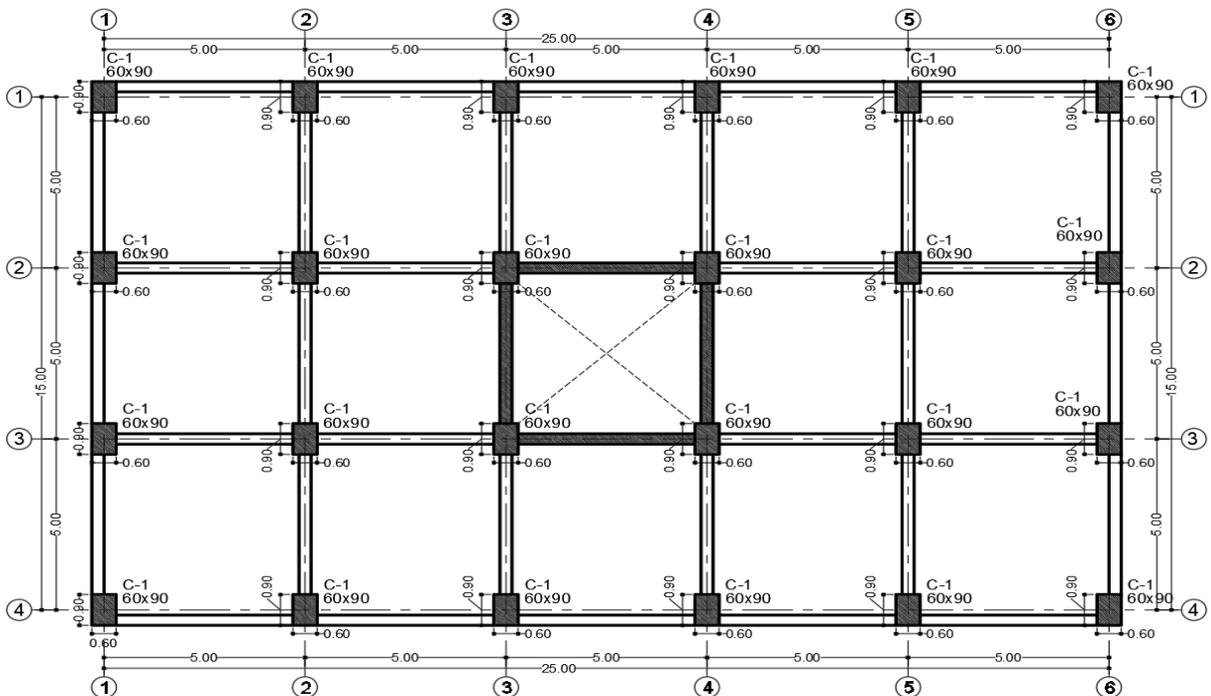
Fuente: Elaboración propia (2021)



Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 39.4

Distribución en planta de las secciones de columnas de concreto armado, del edificio de 7 pisos.



Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 40.4

Distribución en planta de las secciones de columnas de concreto armado, del edificio de 14 pisos

Placas de concreto armado

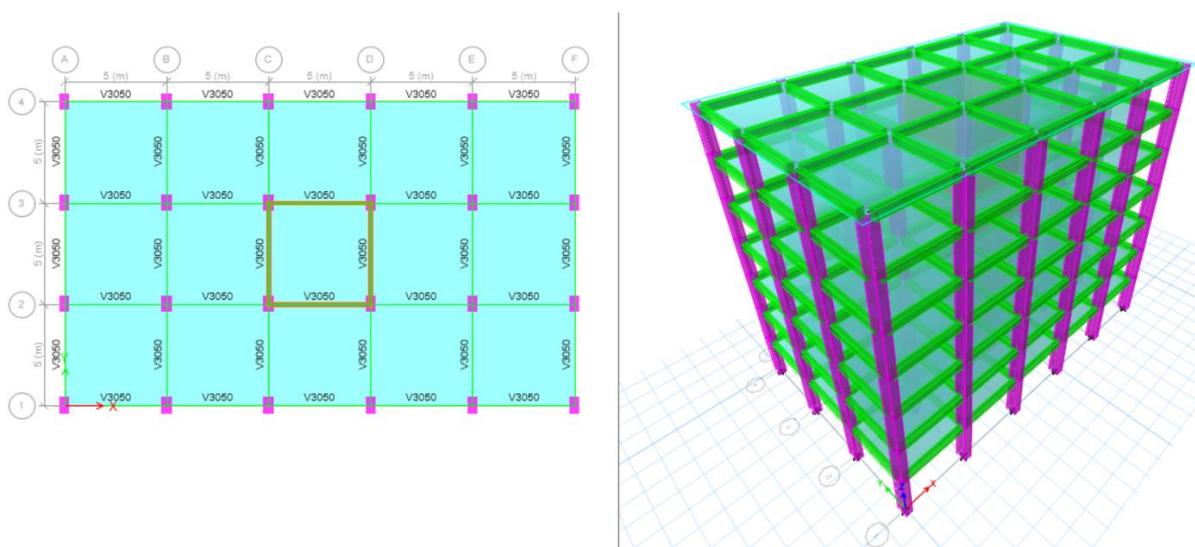
El predimensionamiento de las placas, fue con un proceso iterativo usando el software ETABS, verificando que los desplazamientos laterales cumplan con los límites establecidos por la Norma E.030. Esta Norma en su artículo 29 “desplazamientos laterales relativos admisibles”, indica cuales son los valores máximos permitidos de desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según lo mostrado en su artículo 28, según se muestra en la Tabla N°11 de la E.030.

Para este trabajo, el desplazamiento lateral máximo permitido es de 0.7%, por ser una estructura de concreto armado.

Tabla 9.4
Límites para la distorsión de entrepiso

Tabla N° 11 LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

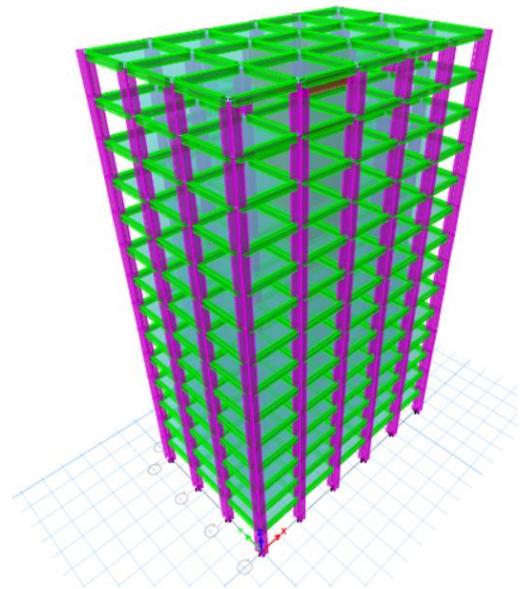
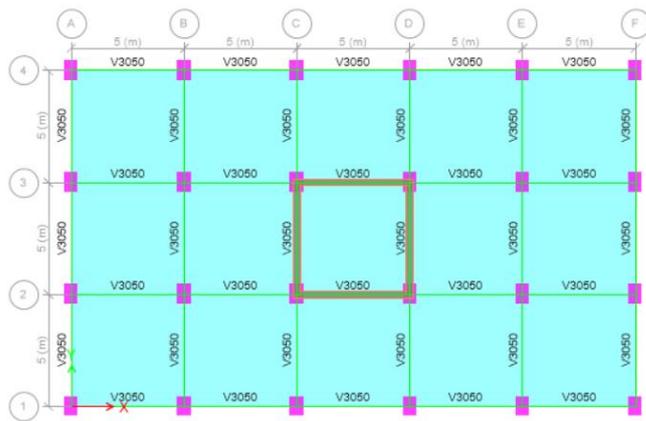
Fuente: Tabla N°11, RNE E.030 (2018)



Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 41.4

Sistema estructural del edificio de 7 pisos, con núcleo de placa de concreto en el centro de la edificación



Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 42.4

Sistema estructural del edificio de 14 pisos, con núcleo de placa de concreto en el centro de la edificación

4.3. Modelamiento numérico del edificio de 14 y 7 pisos

Con el objetivo de realizar un análisis estructural del edificio en estudio, fue necesario realizar un modelamiento numérico basado en el concepto de elementos finitos (FEM). En la actualidad el método de elementos finitos es una de las técnicas más potentes para estimar el comportamiento mecánico de las estructuras cuando son sometidas a cargas externas. El concepto básico para comprender el concepto de elementos finitos FEM es que la estructura completa es subdividida en componentes o elementos disjuntos (no superpuestos) de geometría simple denominados elementos finitos. La respuesta de toda la estructura parte por entender la respuesta de cada elemento que la conforma, y esta se expresa en términos de un número finito de grados de libertad caracterizados como el valor de una función o funciones desconocidas en los extremos de cada elementos o también denominados puntos nodales.

El modelo matemático permitirá estimar la respuesta de la estructura ante la acción del sismo; esta aproximación se logra de ensamblar las respuestas de los elementos discretos en una respuesta global, que sería la respuesta de la estructura. Este concepto de desconexión-ensamblaje se puede apreciar en los

mismos sistemas naturales y artificiales. Como ejemplo, se podría mencionar un motor que este compuesto por otros componentes simples.

El análisis por elementos finitos en el programa ETABS v.16 requiere la siguiente información:

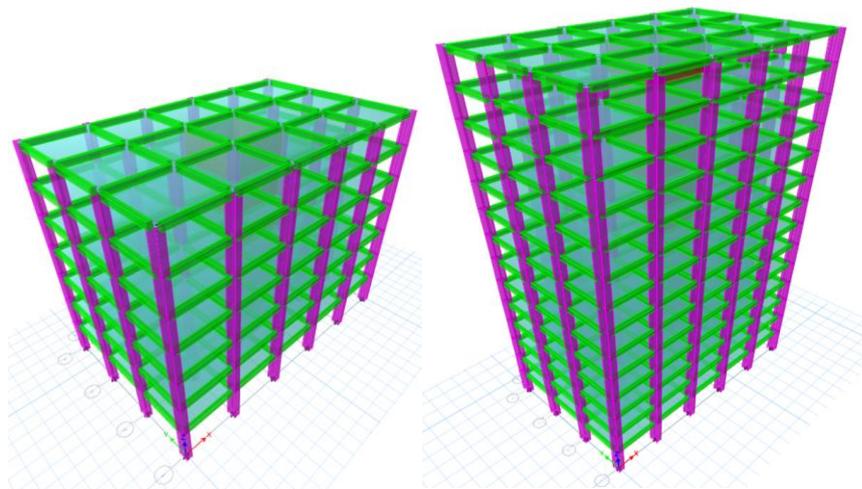
- La locación espacial de los puntos nodales (geometría).
- Elementos que conectan los puntos nodales.
- Propiedades de masa.
- Restricciones o condiciones de borde.
- Definir funciones de fuerzas o cargas.
- Opciones de análisis.

El FEM consiste en llevar una estructura continua a un sistema discreto, por ello el número de grados de libertad del sistema es necesariamente un número finito. Estos grados de libertad son ensamblados en un vector columna u ; este vector es generalmente llamado vector de estado. El procedimiento de solución consiste en encontrar los valores de estos desplazamientos nodales y luego calcular los esfuerzos internos en los distintos elementos estructurales. El procedimiento de solución con el FEM es el siguiente:

- Dividir la estructura en pedazos (elementos con nudos, discretización/nudos).
- Conectar (ensamblar) los elementos en los nodos para formar un sistema aproximado de ecuaciones para toda la estructura (formando matrices de elementos).
- Resolver el sistema de ecuaciones que involucran cantidades desconocidas en los nodos (por ejemplo, desplazamientos).
- Calcular las repuestas internas (por ejemplo, deformaciones y esfuerzos) en los elementos seleccionados.

En este proyecto fue necesario usar elementos barras para modelar las vigas y columnas; mientras que para modelar las placas fueron empleados elementos área (Shell elements), de igual manera para las losas de entrepiso.

El modelo de la edificación se realizó en el programa ETABS V.16, el cual se basó en la planta de estructuración. En el modelo se asignaron las cargas presentadas en el metrado de cargas. Además, se definió tres niveles con las secciones definidas en el predimensionamiento para los elementos estructurales. El análisis de la estructura se realizó en base a la hipótesis de diafragma rígido en cada nivel que permite compatibilizar los desplazamientos de los elementos estructurales para cada pórtico independiente. Los elementos estructurales se definieron en el programa considerando las dimensiones de la estructuración y se asignó las propiedades mecánicas establecidas para este proyecto. El análisis de la estructura mediante este programa permite obtener los resultados de fuerzas internas para cada pórtico. En la Figura 43.4. se presenta el modelo realizado para la edificación.



Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 43.4

Vista isométrica del Modelo 3D en ETABS, (izq.) edificio de 7 pisos, (der.) edificio de 14 pisos

4.3.1. Modelado de las propiedades de los materiales

Por lo tanto, solo será necesario definir el módulo de elasticidad (E) y el módulo de Poisson (ν) para materiales isotrópicos, cuando se realice un análisis lineal elástico

como es el caso de este trabajo. La mayoría de los softwares comerciales emplean esta formulación y es el caso del ETABS V.16.

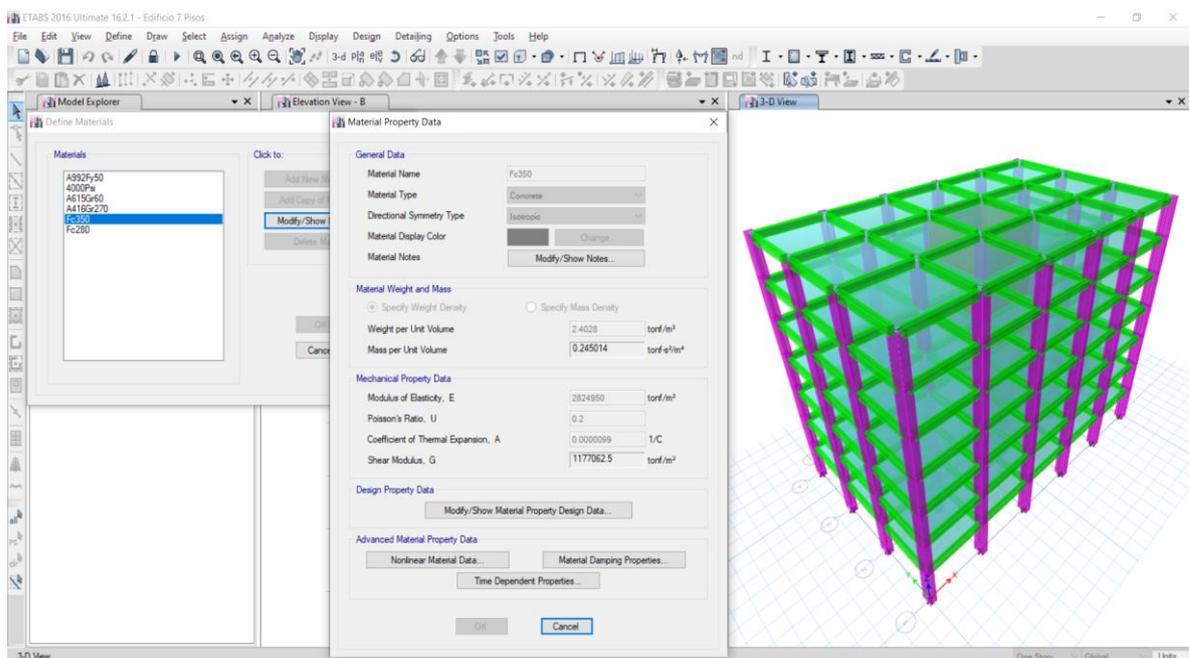
Las propiedades de los materiales utilizados para el concreto armado en este trabajo se muestran en la Tabla 10.4.

Tabla 10.4
Concreto reforzado – Propiedades mecánicas

Resistencia característica del concreto a compresión.	$f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$; $f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$
Peso específico	$\gamma_m = 2400 \text{ kg/m}^3$
Módulo de elasticidad	$E_c = 2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de corte	$G_c = 9.1 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de Poisson	$\nu = 0.2$

Fuente: Elaboración propia (2021)

Estas propiedades fueron definidas en el programa. Donde se consideró por simplicidad que el material es isotrópico. Además, se asignó el peso específico correspondiente para que el software calcule de manera interna el peso propio de cada elemento (Figura 44.4).

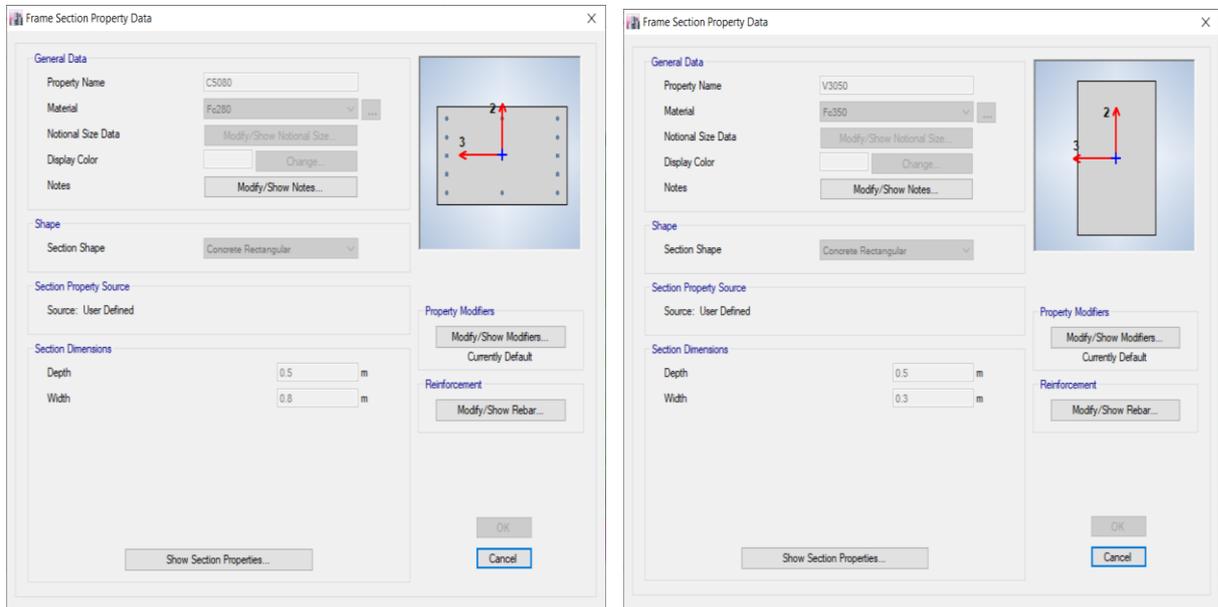


Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 44.4

Definición de las propiedades mecánicas elásticas de los materiales

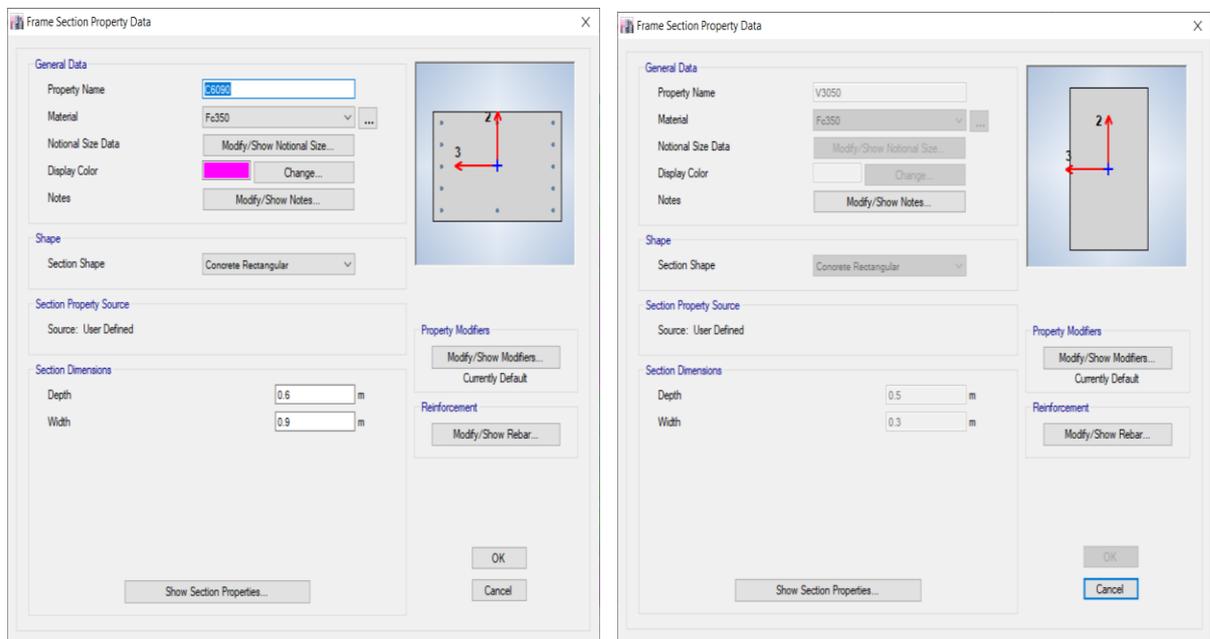
De igual manera, fue necesario definir las diferentes secciones de vigas y columnas. Estas secciones fueron previamente pre - dimensionadas en capítulos anteriores. Luego, con el proceso iterativo de análisis estructural se definirá la sección definitiva de estos elementos (Figura 45.4 y 46.4).



Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 45.4

(izq.) columna de 50x80. (der.) viga de 30x50. Edificio de 7 pisos



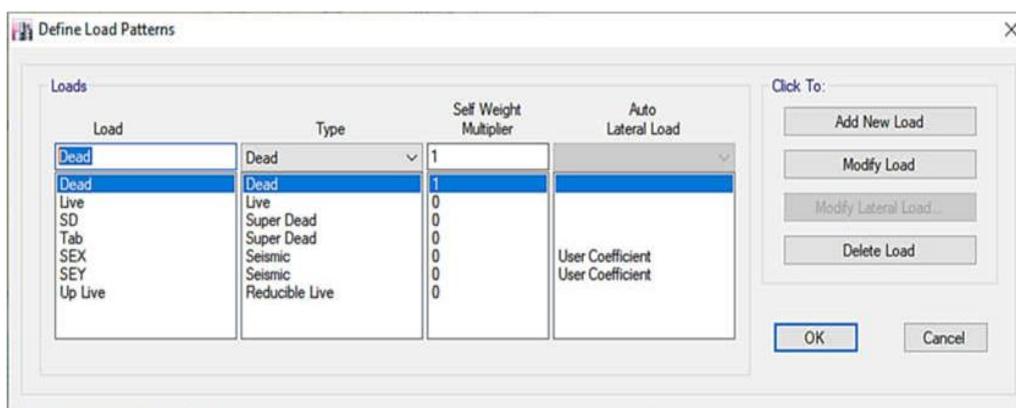
Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 46.4

(izq.) columna de 60x90. (der.) viga de 30x50. Edificio de 14 pisos

4.3.2. Definición de cargas estáticas

En la Figura 47.4, se muestra cómo se han definido el patrón de cargas en el software. Para ello, es necesario indicar que factor “Self weight multiplier” cuando se le asigna el valor de 1 (uno) indica que ese patrón de cargas considerará en su metrado el peso propio de los elementos estructurales y cuando es 0 (cero) no lo hará.



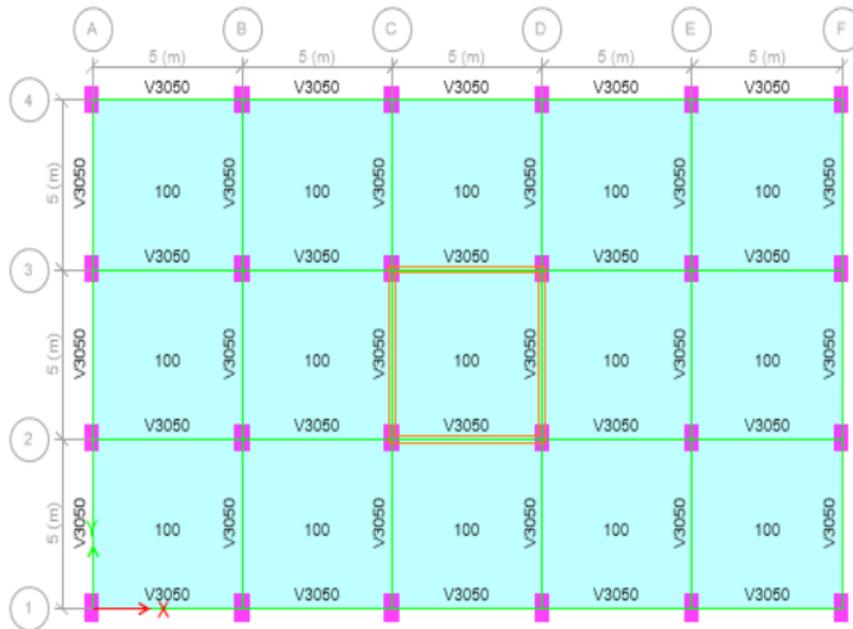
Fuente: Elaboración propia (2021)
Figura 47.4
Definición de patrones de carga

Fig. 47.4. Definición de patrones de carga: a) Dead define las cargas muertas debido al peso propio, por ello en self weight multiplier se coloca 1; b) Live define las cargas vivas de entrepiso; c) SD define las cargas muertas debido a los acabados de piso; d) Tab define las cargas de la tabiquería; e) Up Live define las cargas vivas de techo; f) SEX y SEY son las cargas de sismo estático.

Luego, con este patrón de cargas se realizaron las 5 combinaciones mostradas líneas arriba. Es necesario aclarar que, en las combinaciones con sismo, por ejemplo, $1.25(CM + CV) \pm SX$; no se considera + SX, y -SX, solamente + SX. Esto debido a que las cargas de sismo son cíclicas, y el software tendrá esto en consideración, por ello en los resultados considerará valores Máximos para un +SX y valores Mínimo para un -SX.

En la Fig. 48.4, 49.4 y 50.4 se muestra como fueron asignadas las cargas de servicio sobre la edificación. Tanto las cargas por tabiquería que fue asignada como una carga lineal, según la ubicación de las mismas; también las cargas de acabados y cargas

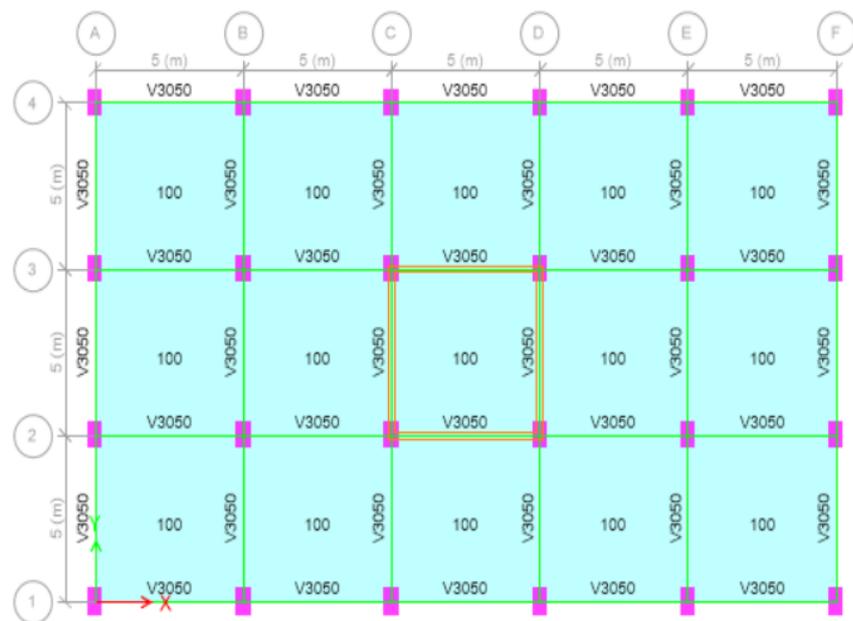
vivas o de ocupación fueron asignadas como una carga uniforme distribuida en la superficie de apoyo (losas de entrepiso y techo).



Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 48.4

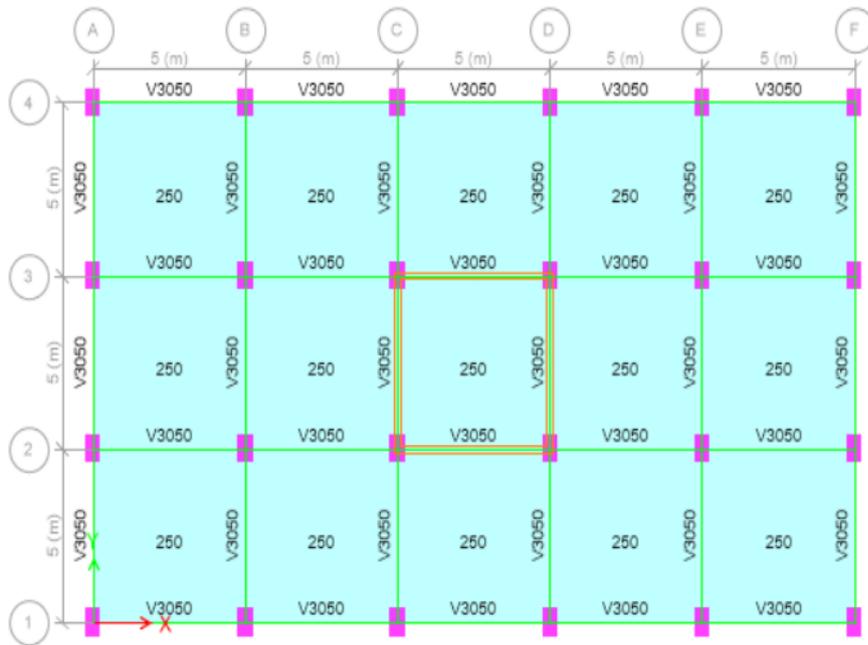
Asignación de cargas permanentes debido a los acabados (100 kg/m²)



Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 49.4

Asignación de cargas permanentes debido a tabiquería (100 kg/m²)



Fuente: Elaboración propia (2021)

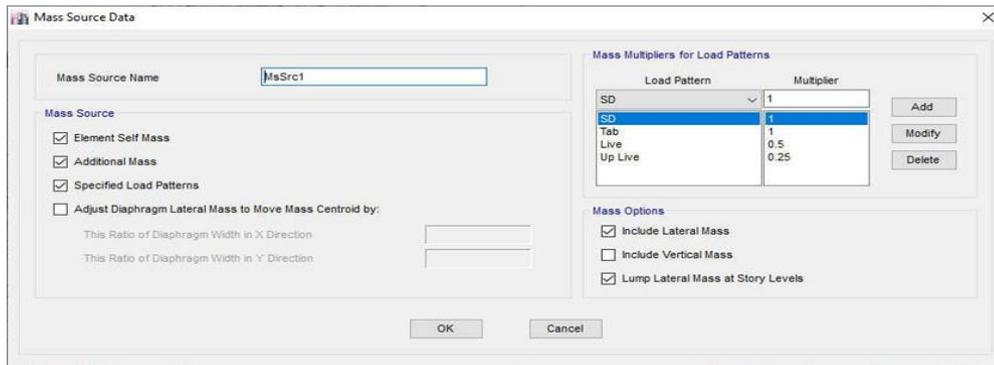
Figura 50.4

Asignación de cargas no-permanentes debido al uso (250 kg/m²)

4.4. Análisis sísmico estático y dinámico - Modelo de base fija

4.4.1. Análisis sísmico estático o de fuerzas estáticas equivalentes

Este procedimiento de estimación del peso sísmico o masa sísmica es válido tanto para el análisis sísmico estático, como para el análisis dinámico modal espectral; y es realizado de manera automática por el programa ETABS. Para ello, es necesario programar estas consideraciones en la rutina del programa (Fig. 51.4). Es necesario, aclarar que, para este caso, se consideró que el programa considere la masa propia de los elementos modelados (losas, vigas, columnas, placas) con la opción “Element Self Mass”, por ello en el Load Pattern no fue necesario añadir el patrón DEAD, pues de hacerlo estaríamos duplicando el peso propio de los elementos modelados.

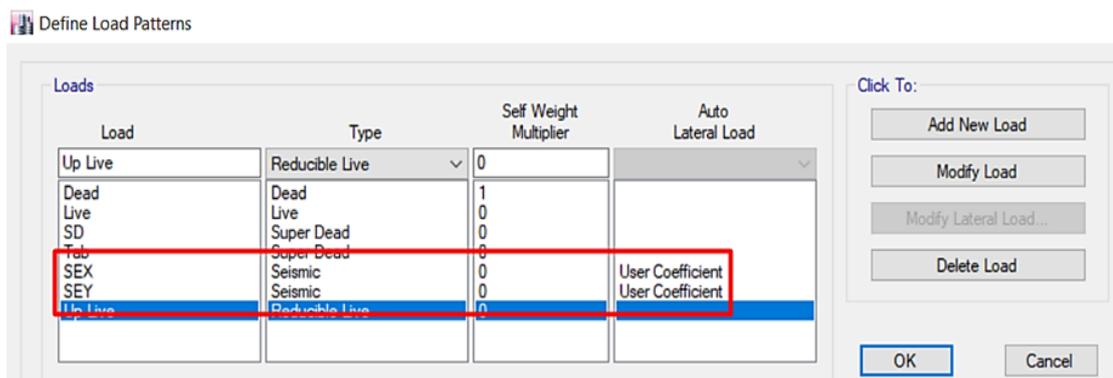


Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 51.4

Programación del ETABS para el cálculo de la masa sísmica: 1) Mass source: Element Self Mass y Additional Mass consideran la masa propia de los elementos modelados (vigas, columnas, etc.); mientras que Specified Load Patterns considera la masa de los elementos no estructurales, como el acabado (SD), tabiquería (Tab), sobrecarga (Live) y sobrecarga de techo (Live Up). 2) Load Pattern: en ella se definen los patrones de carga usadas y los porcentajes de participación especificadas en la E.030

Luego, fue necesario definir en el programa los patrones de carga sísmica estática. Para ello, se define en patrón de cargas dos condiciones de carga lateral; a las que denominaremos SEX y SEY, de sismo estático equivalente en la dirección X y sismo estático equivalente en la dirección Y, respectivamente. Los coeficientes a utilizar fueron definidos por el usuario (user coefficient), ver Fig. 52.4.



Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 52.4

Definición de los patrones de carga sísmica lateral equivalente (SEX, SEY)

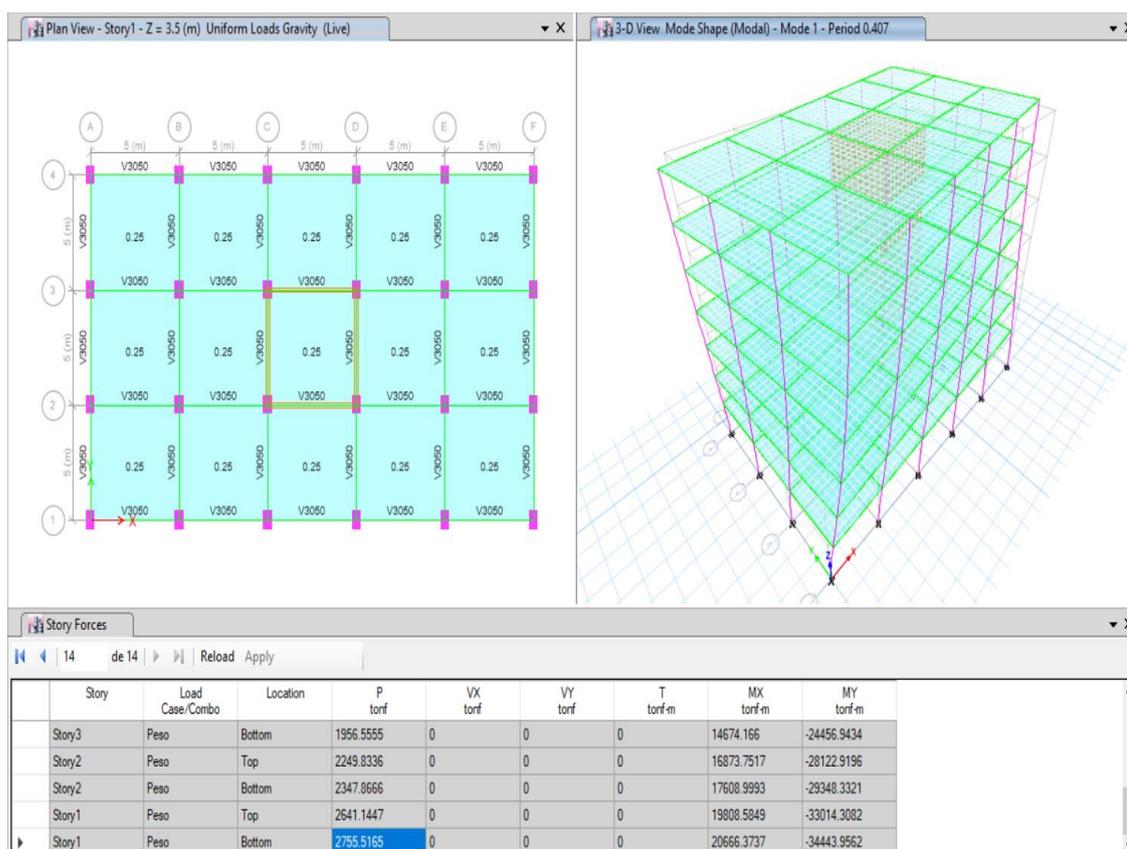
Posteriormente, fue necesario la dirección de análisis y excentricidad de la aplicación de la carga lateral sobre la estructura; así como el coeficiente de cortante basal (C) y el exponente de distribución de carga en la vertical de edificio (k).

Con respecto a la dirección de análisis, fue considerada en cada una de las dos direcciones (X e Y). Para ambos casos se consideró traslación pura (X Dir.), sin considerar la excentricidad pues el objetivo principal de este análisis es determinar la cortante basal estática y realizar el análisis comparativo con la cortante basal dinámica, según la exigencia de la Norma E.030.

Los factores C y k fueron previamente calculados, con la ayuda de una programación de hoja de cálculo Excel.

4.4.1.1. Edificio de 7 pisos

Para el caso del edificio de 7 pisos, calculamos la masa sísmica de la edificación, esto se logra considerando la siguiente combinación 100%CM + 25%CV. Donde: CM = peso propio + peso de acabados + peso de tabiquería; CV = sobrecarga debido al uso.



Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 53.4

Cálculo del peso sísmico en el edificio de 7 pisos

Por tanto, en la Tabla 11.4 se muestra que el peso sísmico es 2,755.52 tonf.

Tabla 11.4
Cálculo del peso sísmico de la edificación de 7 pisos

TABLE: Story Forces								
Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story7	Peso	Top	293.28	0	0	0	2199.59	-3665.98
Story7	Peso	Bottom	391.31	0	0	0	2934.83	-4891.39
Story6	Peso	Top	684.59	0	0	0	5134.42	-8557.36
Story6	Peso	Bottom	782.62	0	0	0	5869.67	-9782.78
Story5	Peso	Top	1075.90	0	0	0	8069.25	-13448.75
Story5	Peso	Bottom	1173.93	0	0	0	8804.50	-14674.17
Story4	Peso	Top	1467.21	0	0	0	11004.09	-18340.14
Story4	Peso	Bottom	1565.24	0	0	0	11739.33	-19565.55
Story3	Peso	Top	1858.52	0	0	0	13938.92	-23231.53
Story3	Peso	Bottom	1956.56	0	0	0	14674.17	-24456.94
Story2	Peso	Top	2249.83	0	0	0	16873.75	-28122.92
Story2	Peso	Bottom	2347.87	0	0	0	17609.00	-29348.33
Story1	Peso	Top	2641.14	0	0	0	19808.58	-33014.31
Story1	Peso	Bottom	2755.52	0	0	0	20666.37	-34443.96

Fuente: Elaboración propia (2021)

Luego, se calculó los valores del coeficiente de corte en la base (C) y el exponente de distribución en altura (K).

ANÁLISIS SÍSMICO EN LA DIRECCIÓN X – X

Sistema estructural y factor de reducción de carga sísmica

Sistema estructural:

- concreto armado (Dual)

Configuración estructural: Regular

- $R_o = 7$
- $I_a = 1.00$
- $I_p = 1.00$
- $R = 7$

Datos:

- $h_n = 21.50$
- $Z = 0.45$
- $T_p = 1.10$
- $S = 1.10$
- $R = 7$
- $C_T = 45$
- $U = 1$

$$T = hn/C_T \text{ o } T_{\text{Calculado}} = 0.407 \text{ --- } T_{\text{Reglamento}} = 0.478$$

$$2.5(T_p/T) = 6.757 \text{ --- } T_{\text{Calculado (Etabs)}} = 0.407$$

$$C = 2.5(T_p/T) \leq 2.5 = 2.500 \text{ --- } T_{\text{Calc/Regl}} = 0.852$$

$$C/R = 0.357$$

$$C/R (\geq 0.11) = 0.357$$

$$H/P = (C/R)ZUS = 0.177$$

$$C = 0.177$$

$$K = 1$$

ANÁLISIS SÍSMICO EN LA DIRECCIÓN Y – Y

Sistema estructural y factor de reducción de carga sísmica

Sistema estructural:

- concreto armado (Dual)

Configuración estructural: Regular

- $R_o = 7$
- $I_a = 1.00$
- $I_p = 1.00$
- $R = 7$

Datos:

- $h_n = 12.60$
- $Z = 0.45$
- $T_p = 1.10$
- $S = 1.10$
- $R = 7$
- $C_T = 60$
- $U = 1$

$$T = hn/C_T \text{ o } T_{\text{Calculado}} = 0.129 \text{ --- } T_{\text{Reglamento}} = 0.210$$

$$2.5(T_p/T) = 21.32 \text{ --- } T_{\text{Calculado (Etabs)}} = 0.129$$

$$C = 2.5(T_p/T) \leq 2.5 = 2.500 \text{ --- } T_{\text{Calc/Regl}} = 0.614$$

$$C/R = 0.357$$

$$C/R (\geq 0.11) = 0.357$$

$$H/P = (C/R)ZUS = 0.177$$

$$C = 0.177$$

$$K = 1$$

La cortante sísmica basal, V, en la dirección de análisis debe ser determinada de acuerdo a la siguiente ecuación.

$$V = C_s \cdot W$$

Donde:

- C_s = coeficiente de respuesta sísmica determinada como $ZUCS/R$.
- W = peso sísmico efectivo.

Además, es necesario definir la distribución de las fuerzas sísmicas en la vertical o altura del edificio. Para ello, se calcula la fuerza cortante de cada entrepiso con la siguiente ecuación (ASCE, 2010).

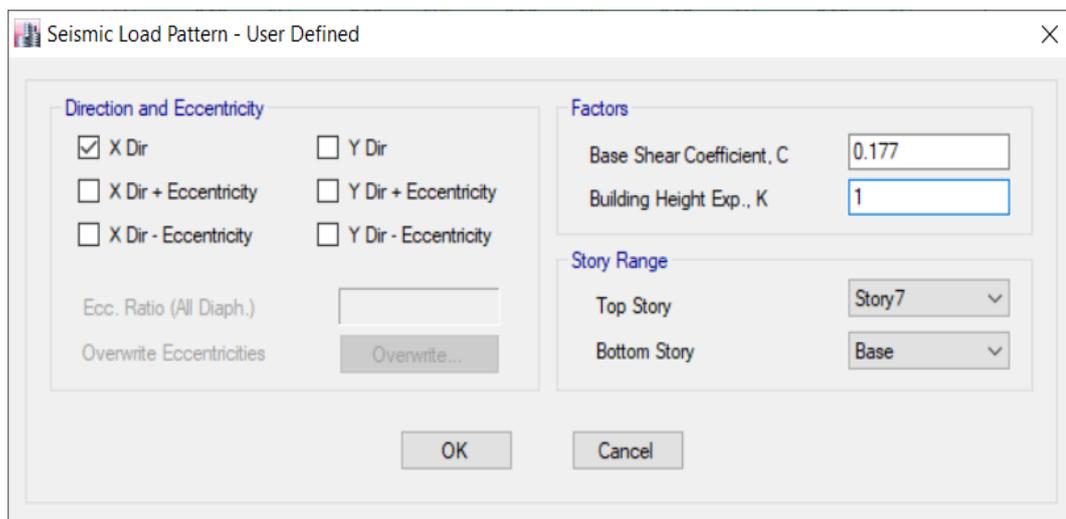
$$F_x = C_{vx} \cdot V$$

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

Donde:

- C_{vx} = factor de distribución vertical
- V = cortante basal de diseño
- w_x = peso sísmico en el entrepiso de análisis
- h_x = la altura del entrepiso en análisis, medido desde la base
- k = exponente relacionado a la forma de distribución de las cargas laterales.
Para T menor o igual a 0,5 segundos: $k = 1,0$. Para T mayor que 0,5 segundos:
 $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$.

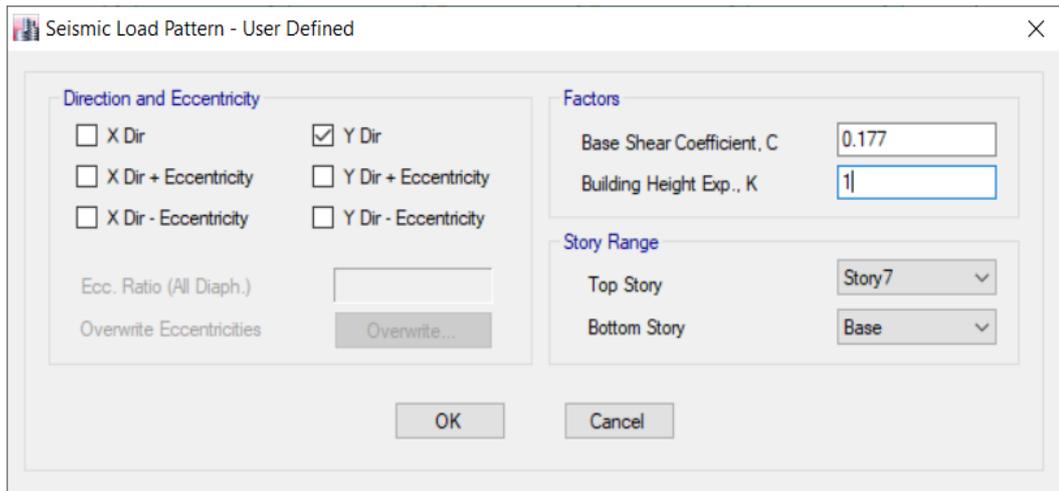
Finalmente, una vez calculado los valores de C y k estos fueron definidos como se muestra en la Fig. 54.4.



Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 54.4

Definición del coeficiente de cortante basal en la dirección X-X ($C=0.177$)

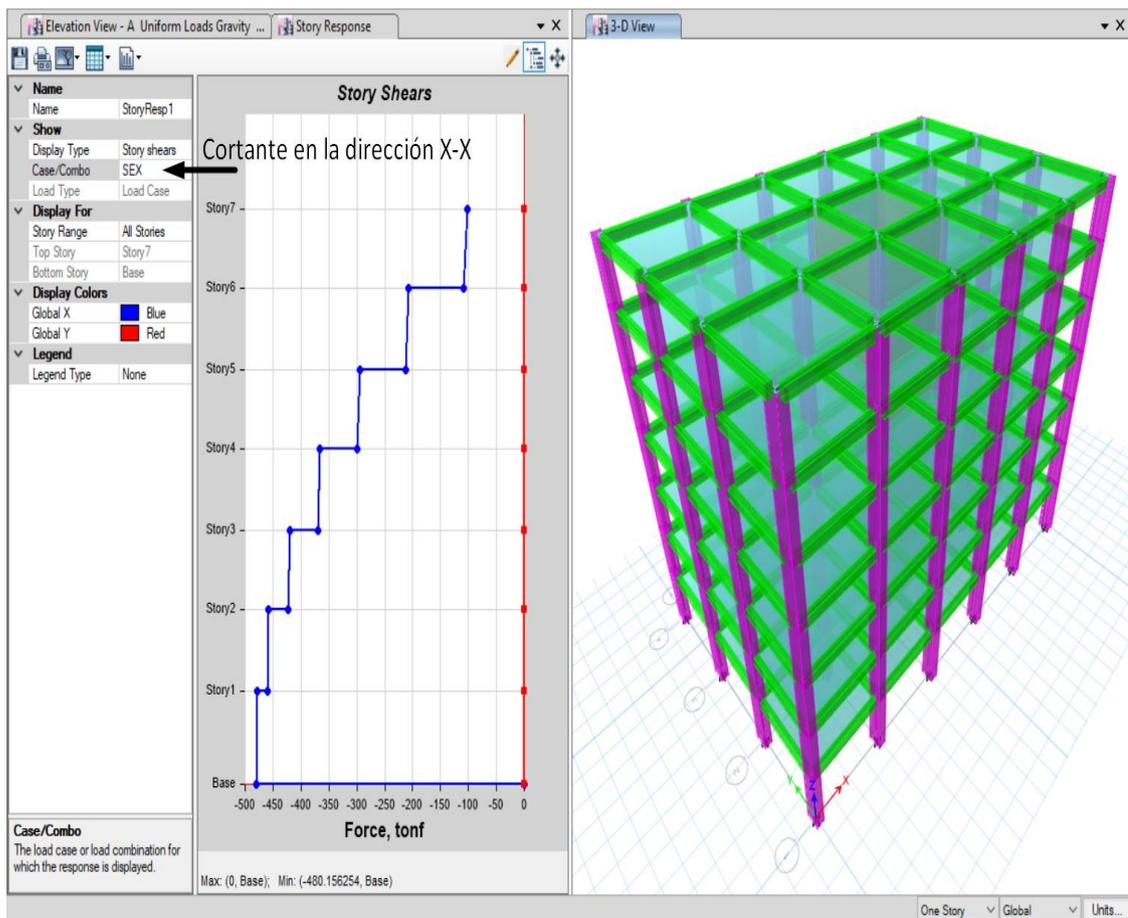


Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 55.4

Definición del coeficiente de cortante basal en la dirección Y-Y ($C=0.177$)

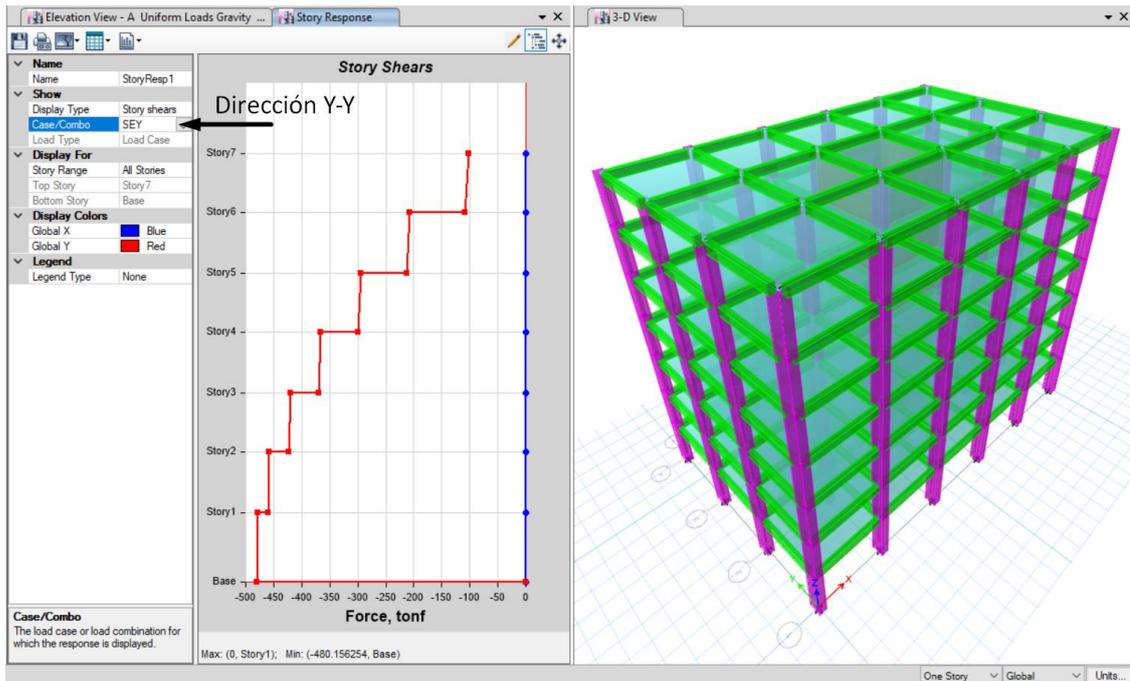
Los resultados obtenidos se muestran en la Fig. 56.4. Donde, la cortante basal estática en la dirección x-x es 480.15 tonf y en la dirección y-y es 480.15 tonf.



Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 56.4

Cortante basal en la dirección X-X ($V_x = 480.15$ tonf)



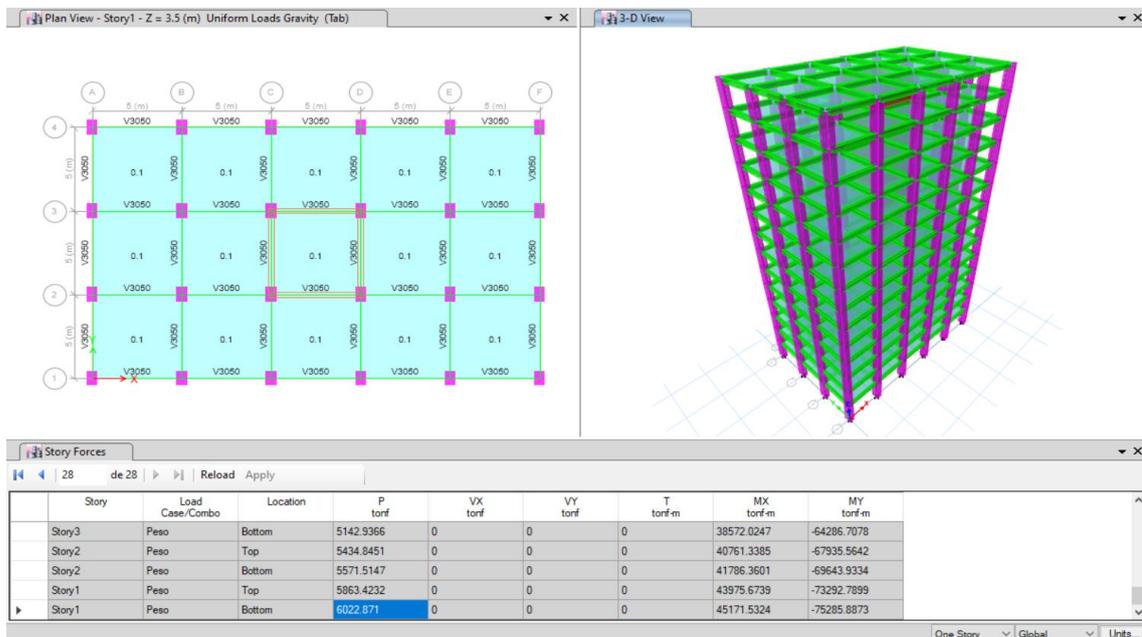
Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 57.4

Cortante basal en la dirección Y-Y ($V_y = 480.15$ tnf)

4.4.1.2. Edificio de 14 pisos

De manera similar a lo realizado para el edificio de 7 pisos, para el caso del edificio de 14 pisos.



Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 58.4

Cálculo del peso sísmico del edificio de 14 pisos (Peso = 6022.87 tonf)

Luego, se calculó los valores del coeficiente de corte en la base (C) y el exponente de distribución en altura (K).

ANÁLISIS SÍSMICO EN LA DIRECCIÓN X – X

Sistema estructural y factor de reducción de carga sísmica

Sistema estructural:

- concreto armado (Dual)

Configuración estructural: Regular

- $R_o = 7$
- $I_a = 1.00$
- $I_p = 1.00$
- $R = 7$

Datos:

- $h_n = 42.50$
- $Z = 0.45$
- $T_p = 1.10$
- $S = 1.10$
- $R = 7$
- $C_T = 45$
- $U = 7$

$$T = hn/C_T \text{ o } T_{\text{Calculado}} = 0.905 \text{ --- } T_{\text{Reglamento}} = 0.944$$

$$2.5(T_p/T) = 3.039 \text{ --- } T_{\text{Calculado (Etabs)}} = 0.905$$

$$C = 2.5(T_p/T) \leq 2.5 = 2.500 \text{ --- } T_{\text{Calc/Regl}} = 0.958$$

$$C/R = 0.357$$

$$C/R (\geq 0.11) = 0.357$$

$$H/P = (C/R)ZUS = 0.177$$

$$C = 0.177$$

$$K = 1.20$$

ANÁLISIS SÍSMICO EN LA DIRECCIÓN Y – Y

Sistema estructural y factor de reducción de carga sísmica

Sistema estructural:

- concreto armado (Dual)

Configuración estructural: Regular

- $R_o = 7$
- $I_a = 1.00$
- $I_p = 1.00$
- $R = 7$

Datos:

- $h_n = 12.60$
- $Z = 0.45$
- $T_p = 1.10$
- $S = 1.10$
- $R = 7$
- $C_T = 60$
- $U = 7$

$$T = hn/C_T \text{ o } T_{Calculado} = 0.129 \text{ --- } T_{Reglamento} = 0.210$$

$$2.5(T_p/T) = 21.32 \text{ --- } T_{Calculado (Etabs)} = 0.129$$

$$C = 2.5(T_p/T) \leq 2.5 = 2.500 \text{ --- } T_{Calc/Regl} = 0.614$$

$$C/R = 0.357$$

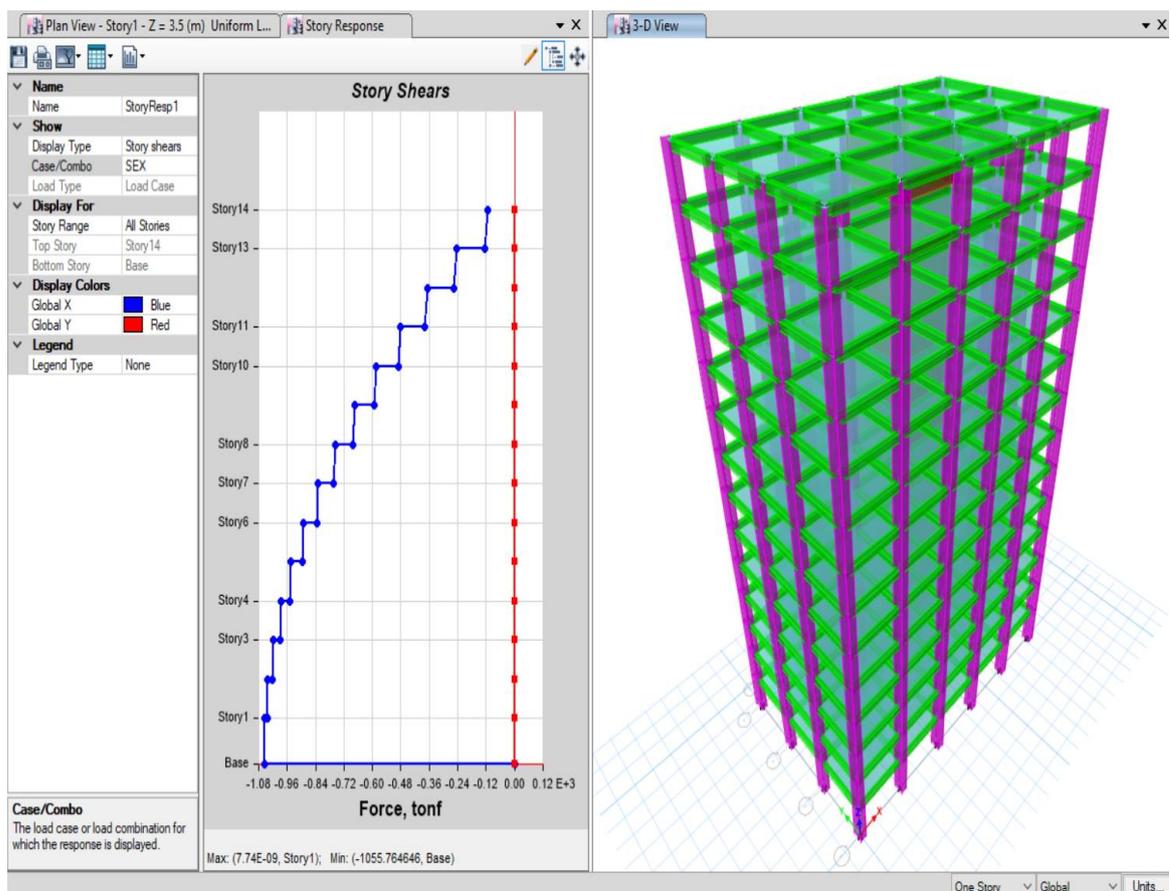
$$C/R (\geq 0.11) = 0.357$$

$$H/P = (C/R)ZUS = 0.177$$

$$C = 0.177$$

$$K = 1.20$$

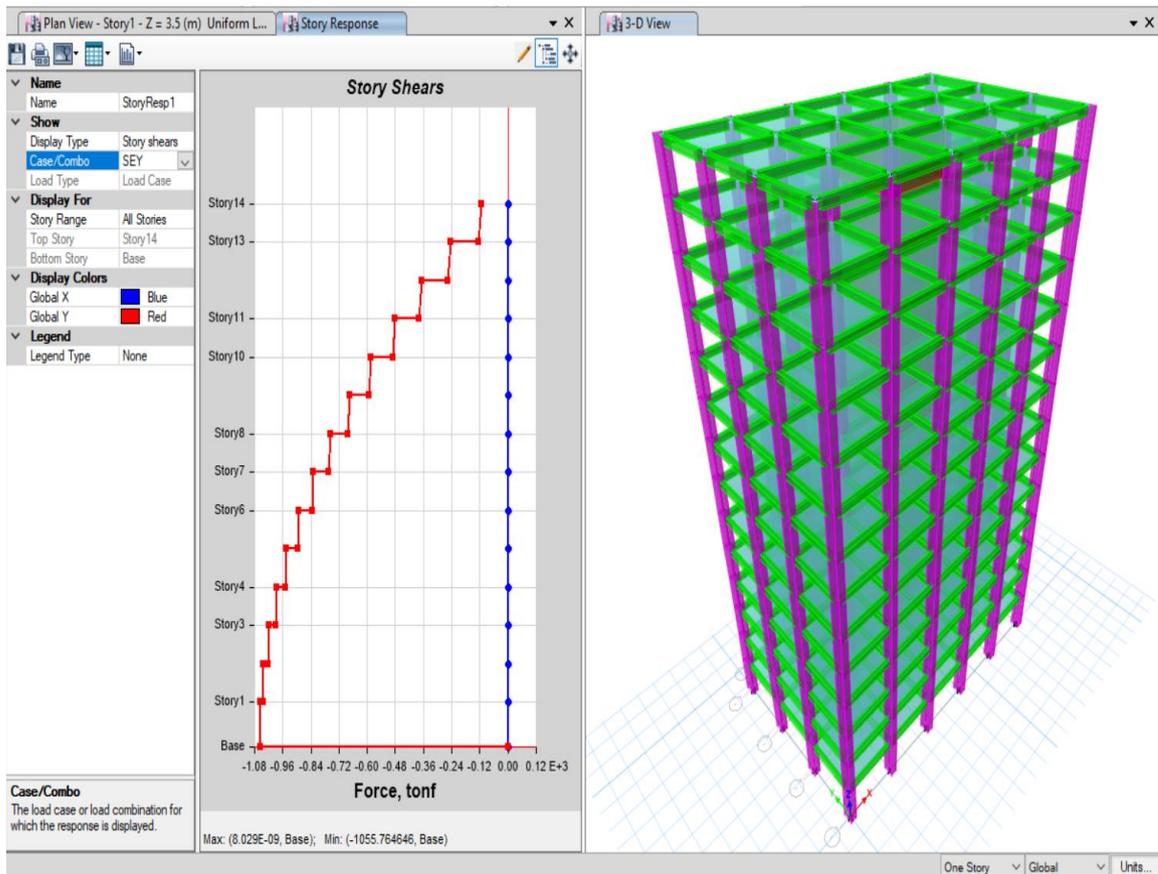
Los resultados obtenidos se muestran en la Fig. 59.4. Donde, la cortante basal estática en la dirección x-x es 1055.76 tonf y en la dirección y-y es 1055.76 tonf.



Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 59.4

Cortante basal en la dirección X-X ($V_x = 1055.76$ tnf)



Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 60.4

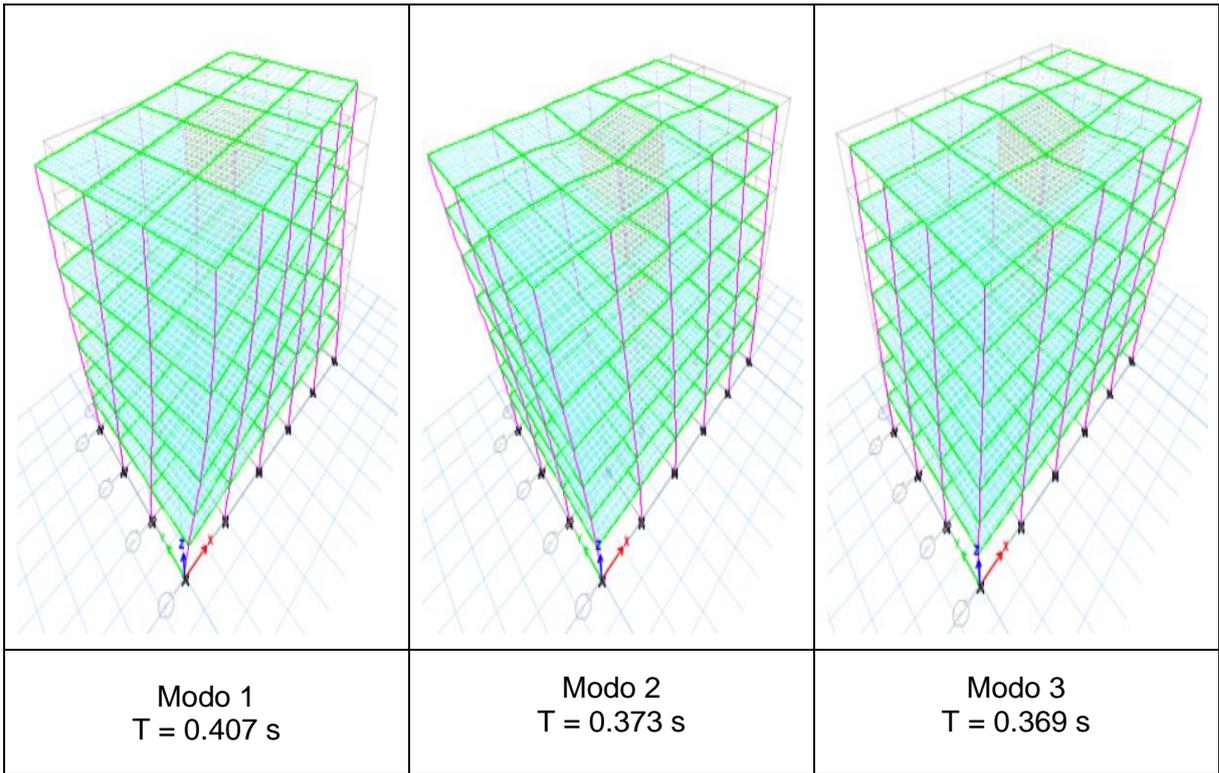
Cortante basal en la dirección Y-Y ($V_y = 1055.76$ tnf)

4.4.2. Análisis sísmico dinámico modal espectral

4.4.2.1. Modos de vibración e interpretación de la razón de masa participativa modal de la tabla de ETABS

Como se ha descrito líneas arriba, el método de análisis modal espectral o superposición modal consiste en la combinación de las respuestas espectrales de cada modo de vibración. El número de modos a considerar, como regla general es 3 modos por cada entrepiso; para este caso de análisis se consideró 21 modos y 42 modos, para el edificio de 7 pisos y 14 pisos respectivamente. Sin embargo, el número de modos a considerar en el análisis, serán los necesarios que permitan asegurar de que por lo menos el 90% de la masa participante de la estructura esté incluido en el cálculo de respuesta para cada dirección horizontal principal.

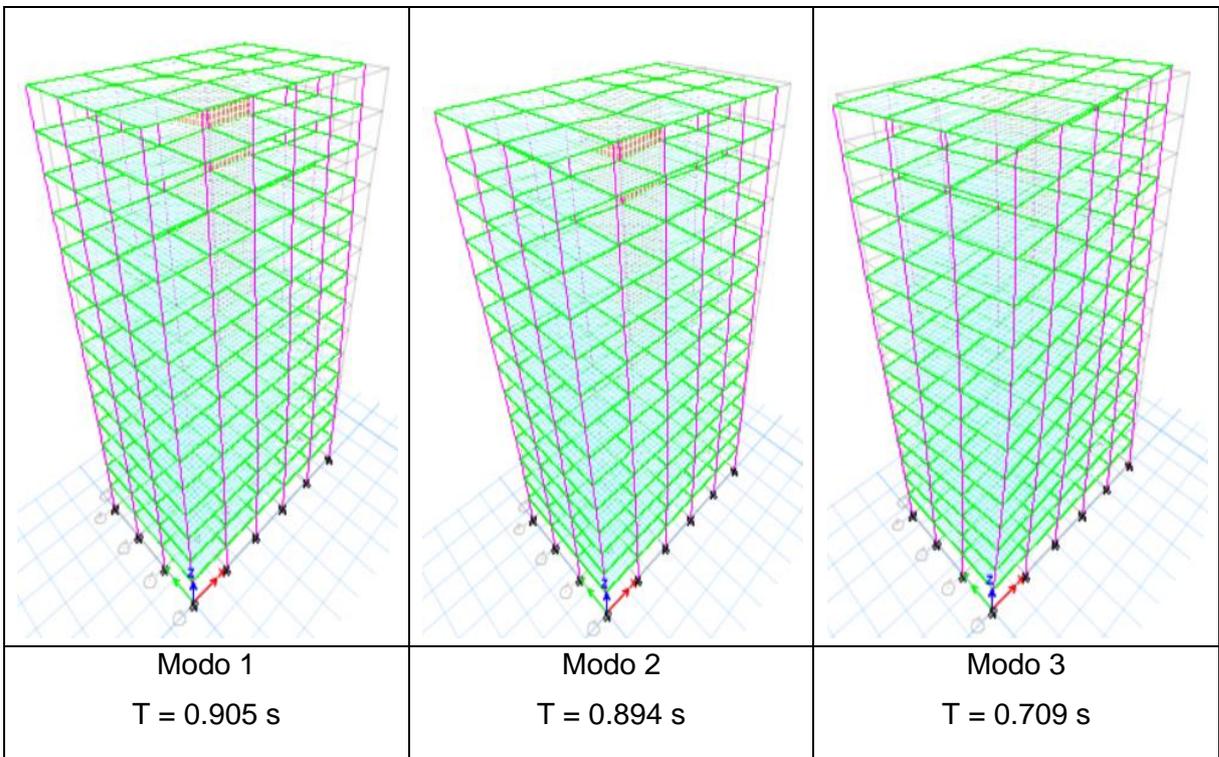
En la Figura 61.4 y 62.4 se muestra los tres primeros modos de vibrar de las estructuras. Estos modos están asociados a periodos de vibración.



Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 61.4

Modos de vibración del edificio de 7 pisos. Modelo de base fija



Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 62.4

Modos de vibración del edificio de 14 pisos. Modelo de base fija

Para evaluar el porcentaje de masa participativa en los modos de vibrar de la estructura se ha verificado que estos no sean menores al 90% para cada dirección de análisis. Esto se muestra en la Tabla 12.4. Se ha verificado que el porcentaje de masa participativa en la dirección X es del 100% y en la dirección Y es del 98%.

Tabla 12.4

Porcentaje de masa participativa de cada modo de vibración del edificio de 7 pisos

Perido 1 (T1) = 0,4070 rotación en Z
 Perido 2 (T2) = 0,3730 traslación en X
 Perido 3 (T3) = 0,3690 traslación en Y

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
1	0,407	0	0	0	0	0	0	0	0	0,8379
2	0,373	0,7413	0	0	0,7413	0	0	0	0,2865	0
3	0,369	0	0,7384	0	0,7413	0,7384	0	0,2895	0	0
4	0,137	0	0	0	0,7413	0,7384	0	0	0	0,0938
5	0,101	0,1887	0	0	0,93	0,7384	0	0	0,4962	0
6	0,1	0	0,184	0	0,93	0,9224	0	0,4775	0	0
7	0,081	0	0	0	0,93	0,9224	0	0	0	0,0351
8	0,056	0	0	0	0,93	0,9224	0	0	0	0,0182
9	0,056	0	0,0393	0	0,93	0,9617	0	0,1048	0	0
10	0,054	0,0423	0	0	0,9723	0,9617	0	0	0,1185	0
11	0,042	0	0,0149	0	0,9723	0,9766	0	0,0514	0	0
12	0,041	0	0	0	0,9723	0,9766	0	0	0	0,0094
13	0,04	0,0144	0	0	0,9867	0,9766	0	0	0,0522	0
14	0,033	0	0,0072	0	0,9867	0,9838	0	0,0216	0	0
15	0,033	0,0055	0	0	0,9923	0,9838	0	0	0,0181	0
16	0,032	0	0,00001	0	0,9923	0,9838	0	0,00003	0	0
17	0,032	0	0	0	0,9923	0,9838	0	0	0	0,0039
18	0,031	0	0,0016	0	0,9923	0,9854	0	0,0045	0	0
19	0,029	0,0021	0	0	0,9944	0,9854	0	0	0,008	0
20	0,028	0	0	0	0,9944	0,9854	0	0	0	0,0009
21	0,028	0	0,0044	0	0,9944	0,9899	0	0,015	0	0
masa participativa > 90% (E.030)					OK!	OK!				

Fuente: Elaboración propia (2021)

La Tabla 12.4 fue elaborada a partir de la tabla “participating mass ratio” de ETABS.

La misma que se muestra en la siguiente figura y será parte de interpretación.

Modal Participating Mass Ratios

19 de 21 | Reload Apply

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ
Modal 1	1	0.407	0	0	0	0	0	0	0	0	0.8379
Modal 2	2	0.373	0.7413	0	0	0.7413	0	0	0	0.2865	0
Modal 3	3	0.369	0	0.7384	0	0.7413	0.7384	0	0.2895	0	0
Modal 4	4	0.137	0	0	0	0.7413	0.7384	0	0	0	0.0938
Modal 5	5	0.101	0.1887	0	0	0.93	0.7384	0	0	0.4962	0
Modal 6	6	0.1	0	0.184	0	0.93	0.9224	0	0.4775	0	0
Modal 7	7	0.081	0	0	0	0.93	0.9224	0	0	0	0.0351
Modal 8	8	0.056	0	0	0	0.93	0.9224	0	0	0	0.0182
Modal 9	9	0.056	0	0.0393	0	0.93	0.9617	0	0.1048	0	0
Modal 10	10	0.054	0.0423	0	0	0.9723	0.9617	0	0	0.1185	0
Modal 11	11	0.042	0	0.0149	0	0.9723	0.9766	0	0.0514	0	0
Modal 12	12	0.041	0	0	0	0.9723	0.9766	0	0	0	0.0094
Modal 13	13	0.04	0.0144	0	0	0.9867	0.9766	0	0	0.0522	0
Modal 14	14	0.033	0	0.0072	0	0.9867	0.9838	0	0.0216	0	0
Modal 15	15	0.033	0.0055	0	0	0.9923	0.9838	0	0	0.0181	0
Modal 16	16	0.032	0	1.006E-05	0	0.9923	0.9838	0	2.803E-05	0	0
Modal 17	17	0.032	0	0	0	0.9923	0.9838	0	0	0	0.0039
Modal 18	18	0.031	0	0.0016	0	0.9923	0.9854	0	0.0045	0	0
Modal 19	19	0.029	0.0021	0	0	0.9944	0.9854	0	0	0.008	0
Modal 20	20	0.028	0	0	0	0.9944	0.9854	0	0	0	0.0009
Modal 21	21	0.028	0	0.0044	0	0.9944	0.9899	0	0.015	0	0

Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 63.4

Porcentaje de masa participativa sacada del programa ETABS para edificio de 7 pisos

#1: el primer modo predominante es rotación en la dirección Y, como lo demuestra su porcentaje de masa participativa 84%, en comparación con la masa participativa Ux (0%) y Uy (0%).

#2: el segundo modo principal es traslación en la dirección X, como lo demuestra su porcentaje de masa participativa 74%, en comparación con la masa participativa Uy (0%) y Rz (0%).

#3: el tercer modo principal es traslación en Y, como lo demuestra su porcentaje de masa participativa 74%, en comparación con la masa participativa Ux (0%) y Rz (0%).

Otra interpretación que se le puede atribuir a los tres primeros modos es que, el primer modo es torsión y el segundo y el tercer modo es traslación; eso indica que la estructura podría presentar concentración de esfuerzos en algunos elementos debido a los efectos de torsión. Esto se debe considerar en el proceso de diseño, sin embargo, este proceso no es parte de este trabajo que se concentra en el análisis y medir la influencia de considerar la interacción suelo-estructura.

#4: los tres primeros modos de vibración son denominados principales, debido a que son los más incidentes o de mayor porcentaje de masa participativa; como se observa en la tabla de etabs, a partir del 4 modo sus masas participativas son menores 19%.

#5: los códigos en general reconocen el porcentaje de masa participativa acumulada no debe ser inferior al 90%. Con lo que se puede observar, que para este análisis hubiera sido suficiente en solo considerar 18 modos de vibración y no 21 como se indicó al programa.

Tabla 13.4
Porcentaje de masa participativa de cada modo de vibración del edificio de 14 pisos

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
1	0,905	0	0,6882	0	0	0,6882	0	0,3269	0	0
2	0,894	0,6921	0	0	0,6921	0,6882	0	0	0,3232	0
3	0,709	0	0	0	0,6921	0,6882	0	0	0	0,8181
4	0,237	0	0	0	0,6921	0,6882	0	0	0	0,0918
5	0,218	0,1838	0	0	0,8759	0,6882	0	0	0,3564	0
6	0,217	0	0,1849	0	0,8759	0,8731	0	0,3479	0	0
7	0,143	0	0	0	0,8759	0,8731	0	0	0	0,0336
8	0,102	0	0,0602	0	0,8759	0,9334	0	0,132	0	0
9	0,102	0,0618	0	0	0,9377	0,9334	0	0	0,1368	0
10	0,101	0	0	0	0,9377	0,9334	0	0	0	0,018
11	0,077	0	0	0	0,9377	0,9334	0	0	0	0,0117
12	0,068	0	0,025	0	0,9377	0,9583	0	0,0695	0	0
13	0,066	0,0267	0	0	0,9644	0,9583	0	0	0,0754	0
14	0,061	0	0	0	0,9644	0,9583	0	0	0	0,0083
15	0,053	0	0,0118	0	0,9644	0,9701	0	0,0328	0	0
16	0,05	0,0131	0	0	0,9775	0,9701	0	0	0,0373	0
17	0,05	0	0	0	0,9775	0,9701	0	0	0	0,0061
18	0,045	0	0,0068	0	0,9775	0,9769	0	0,0205	0	0
19	0,041	0,0072	0	0	0,9846	0,9769	0	0	0,0223	0
20	0,041	0	0	0	0,9846	0,9769	0	0	0	0,0044
21	0,039	0	0,0046	0	0,9846	0,9814	0	0,0133	0	0
22	0,036	0,0043	0	0	0,9889	0,9814	0	0	0,013	0
23	0,035	0	0,00002	0	0,9889	0,9815	0	0,000014	0	0
24	0,034	0	0	0	0,9889	0,9815	0	0	0	0,0031
25	0,034	0	0,001	0	0,9889	0,9825	0	0,0027	0	0
26	0,034	0	0,0022	0	0,9889	0,9847	0	0,0072	0	0
27	0,033	0	0,0009	0	0,9889	0,9856	0	0,0023	0	0
28	0,032	0,0027	0	0	0,9917	0,9856	0	0	0,0088	0
29	0,03	0	0,0007	0	0,9917	0,9863	0	0,002	0	0
30	0,03	0	0	0	0,9917	0,9863	0	0	0	0,002
31	0,029	0	0,0024	0	0,9917	0,9887	0	0,0073	0	0
32	0,029	0,0018	0	0	0,9935	0,9887	0	0	0,0056	0
33	0,028	0	0,001	0	0,9935	0,9897	0	0,0029	0	0
34	0,027	0,0012	0	0	0,9947	0,9897	0	0	0,0039	0
35	0,026	0	0	0	0,9947	0,9897	0	0	0	0,0012
36	0,026	0	0,0017	0	0,9947	0,9914	0	0,0052	0	0
37	0,025	0	0,0008	0	0,9947	0,9922	0	0,0025	0	0
38	0,025	0,0008	0	0	0,9954	0,9922	0	0	0,0024	0
39	0,024	0	0	0	0,9954	0,9922	0	0	0	0
40	0,024	0	0	0	0,9954	0,9922	0	0	0	0
41	0,024	0	0	0	0,9954	0,9922	0	0	0	0,000004
42	0,024	0	0	0	0,9954	0,9922	0	0	0	0,0007
					0,9954	0,9922				
					OK!	OK!				

masa participativa > 90% (E.030)

Fuente: Elaboración propia (2021)

La Tabla13.4 fue elaborada a partir de la tabla “participating mass ratio” de ETABS. La misma que se muestra en la siguiente figura y será parte de interpretación.

Modal Participating Mass Ratios

40 de 42 Reload Apply

Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ
1	0,905	0	0,6882	0	0	0,6882	0	0,3269	0	0
2	0,894	0,6921	0	0	0,6921	0,6882	0	0	0,3232	0
3	0,709	0	0	0	0,6921	0,6882	0	0	0	0,8181
4	0,237	0	0	0	0,6921	0,6882	0	0	0	0,0918
5	0,218	0,1838	0	0	0,8759	0,6882	0	0	0,3564	0
6	0,217	0	0,1849	0	0,8759	0,8731	0	0,3479	0	0
7	0,143	0	0	0	0,8759	0,8731	0	0	0	0,0336
8	0,102	0	0,0602	0	0,8759	0,9334	0	0,132	0	0
9	0,102	0,0618	0	0	0,9377	0,9334	0	0	0,1368	0
10	0,101	0	0	0	0,9377	0,9334	0	0	0	0,018
11	0,077	0	0	0	0,9377	0,9334	0	0	0	0,0117
12	0,068	0	0,025	0	0,9377	0,9583	0	0,0695	0	0
13	0,066	0,0267	0	0	0,9644	0,9583	0	0	0,0754	0
14	0,061	0	0	0	0,9644	0,9583	0	0	0	0,0083
15	0,053	0	0,0118	0	0,9644	0,9701	0	0,0328	0	0
16	0,05	0,0131	0	0	0,9775	0,9701	0	0	0,0373	0
17	0,05	0	0	0	0,9775	0,9701	0	0	0	0,0061
18	0,045	0	0,0068	0	0,9775	0,9769	0	0,0205	0	0
19	0,041	0,0072	0	0	0,9846	0,9769	0	0	0,0223	0
20	0,041	0	0	0	0,9846	0,9769	0	0	0	0,0044
21	0,039	0	0,0046	0	0,9846	0,9814	0	0,0133	0	0
22	0,036	0,0043	0	0	0,9889	0,9814	0	0	0,013	0
23	0,035	0	1,522E-05	0	0,9889	0,9815	0	1,352E-05	0	0
24	0,034	0	0	0	0,9889	0,9815	0	0	0	0,0031
25	0,034	0	0,001	0	0,9889	0,9825	0	0,0027	0	0
26	0,034	0	0,0022	0	0,9889	0,9847	0	0,0072	0	0
27	0,033	0	0,0009	0	0,9889	0,9856	0	0,0023	0	0
28	0,032	0,0027	0	0	0,9917	0,9856	0	0	0,0088	0
29	0,03	0	0,0007	0	0,9917	0,9863	0	0,002	0	0
30	0,03	0	0	0	0,9917	0,9863	0	0	0	0,002
31	0,029	0	0,0024	0	0,9917	0,9887	0	0,0073	0	0
32	0,029	0,0018	0	0	0,9935	0,9887	0	0	0,0056	0
33	0,028	0	0,001	0	0,9935	0,9897	0	0,0029	0	0
34	0,027	0,0012	0	0	0,9947	0,9897	0	0	0,0039	0
35	0,026	0	0	0	0,9947	0,9897	0	0	0	0,0012
36	0,026	0	0,0017	0	0,9947	0,9914	0	0,0052	0	0
37	0,025	0	0,0008	0	0,9947	0,9922	0	0,0025	0	0
38	0,025	0,0008	0	0	0,9954	0,9922	0	0	0,0024	0
39	0,024	0	0	0	0,9954	0,9922	0	0	0	0

Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 64.4

Porcentaje de masa participativa sacada del programa ETABS para edificio de 14 pisos

#1: el primer modo predominante es traslación en la dirección Y, como lo demuestra su porcentaje de masa participativa 69%, en comparación con la masa participativa Ux (0%) y Rz (0%).

#2: el segundo modo principal es traslación en la dirección X, como lo demuestra su porcentaje de masa participativa 69%, en comparación con la masa participativa Uy (0%) y Rz (0%).

#3: el tercer modo principal es rotación en Z, como lo demuestra su porcentaje de masa participativa 82%, en comparación con la masa participativa Ux (0%) y Uy (0%).

Otra, interpretación que se le puede atribuir a los tres primeros modos es que, si los dos primeros modos son de traslación y el tercer modo principal es torsión; es un indicador que la estructura es regular en planta y no tiene problemas de torsión. Sin embargo, puede suceder para estructuras irregulares que el modo de torsión se presente en el segundo modo principal.

#4: los tres primeros modos de vibración son denominados principales, debido a que son los más incidentes o de mayor porcentaje de masa participativa; como se observa en la tabla de etabs, a partir del 4 modo sus masas participativas son menores 18%.

#5: los códigos en general reconocen el porcentaje de masa participativa acumulada no debe ser inferior al 90%. Con lo que se puede observar, que para este análisis hubiera sido suficiente en solo considerar 39 modos de vibración y no 42 como se indicó al programa.

4.4.2.2. Asignación del espectro sísmico

Aceleración Espectral

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo - aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g$$

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales, considerando los

valores de C, definidos en el numeral 2.5, excepto para la zona de períodos muy cortos ($T < 0,2 T_P$) en la que se considerará:

$$T = 0.2 \cdot T_P \qquad C = 1 + 7.5 \cdot \frac{T}{T_P}$$

Parámetros sísmicos

Factor zona:

- Zona 4 ($Z=0.45$)

Factor suelo:

- S3 Suelo Blando ($S=1.10$)
- Periodo corto del suelo ($T_p = 1.00 s$)
- Periodo largo del suelo ($T_L = 1.60 s$)

Factor uso:

- Categoría C ($U=1.00$)

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

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

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo.

Tabla 14.4
Irregularidad estructural en altura

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Dir X-X	Dir Y-Y
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	1.00	1.00
Irregularidades de Resistencia – Piso Débil	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Rigidez	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Resistencia	1.00	1.00
Irregularidad de Masa o Peso	1.00	1.00
Irregularidad Geométrica Vertical	1.00	1.00
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	1.00	1.00
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	1.00	1.00
Se toma el valor crítico (Ia)	1.00	1.00

Fuente: Reproducido de la Tabla N°8, RNE E.030 (2018)

Tabla 15.4
Irregularidad estructural en planta

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Dir X-X	Dir Y-Y
Irregularidad Torsional	1.00	1.00
Irregularidad Torsional Extrema	1.00	1.00
Esquinas Entrantes	1.00	1.00
Discontinuidad del Diafragma	1.00	1.00
Sistemas no Paralelos	1.00	1.00
Tener en cuenta las restricciones de la tabla N° 10	1.00	1.00

Fuente: Reproducido de la Tabla N°9, RNE E.030 (2018)

Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R_0)

Sistema estructural: Concreto Armado (Dual)

- $R_0 = 7.0$

Verificación de irregularidad:

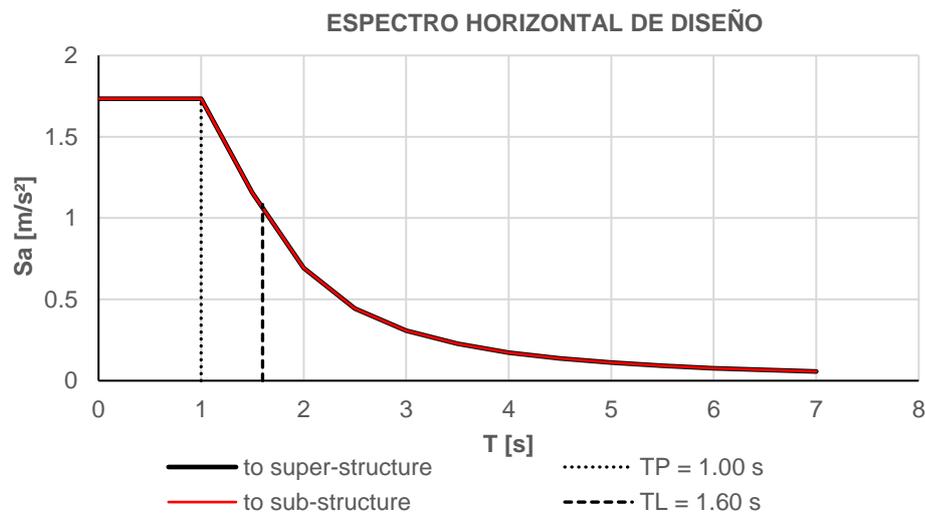
- Irregularidad en Planta $I_p = 1.0$
- Irregularidad en Altura $I_a = 1.0$

$$R = R_0 I_a I_p = 7.00$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$\Omega = 1.00$$

Aceleración espectral en la dirección horizontal



Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 65.4

Espectro horizontal de diseño

superestructura			
T	C	C/R	(ZUCS/R)*g
0	2.50	0.3571	1.7337
0.025	2.50	0.3571	1.7337
0.050	2.50	0.3571	1.7337
0.075	2.50	0.3571	1.7337
0.100	2.50	0.3571	1.7337
0.125	2.50	0.3571	1.7337
0.150	2.50	0.3571	1.7337
0.175	2.50	0.3571	1.7337
0.200	2.50	0.3571	1.7337
0.225	2.50	0.3571	1.7337
0.250	2.50	0.3571	1.7337
0.275	2.50	0.3571	1.7337
0.300	2.50	0.3571	1.7337
0.325	2.50	0.3571	1.7337
0.350	2.50	0.3571	1.7337
0.375	2.50	0.3571	1.7337
0.400	2.50	0.3571	1.7337
0.425	2.50	0.3571	1.7337
0.450	2.50	0.3571	1.7337
0.475	2.50	0.3571	1.7337
0.500	2.50	0.3571	1.7337
0.600	2.50	0.3571	1.7337
0.700	2.50	0.3571	1.7337
0.800	2.50	0.3571	1.7337
0.900	2.50	0.3571	1.7337
1.000	2.50	0.3571	1.7337
1.500	1.67	0.2381	1.1558
2.000	1.00	0.1429	0.6935
2.500	0.64	0.0914	0.4438
3.000	0.44	0.0635	0.3082
3.500	0.33	0.0466	0.2264
4.000	0.25	0.0357	0.1734
4.500	0.20	0.0282	0.137
5.000	0.16	0.0229	0.111
5.500	0.13	0.0189	0.0917
6.000	0.11	0.0159	0.0771
6.500	0.09	0.0135	0.0657
7.000	0.08	0.0117	0.0566

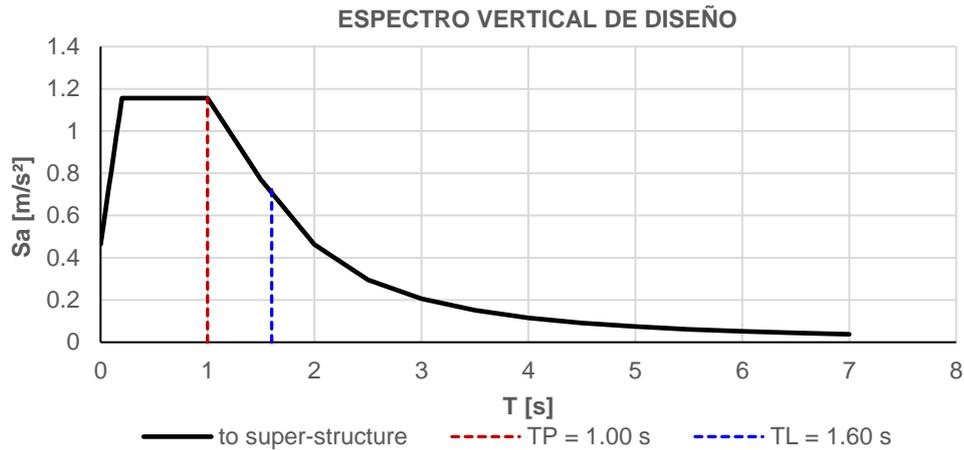
subestructura			
T	C	C/R	[(ZUCS/R)*g]Ω
0	2.50	0.3571	1.7337
0.025	2.50	0.3571	1.7337
0.050	2.50	0.3571	1.7337
0.075	2.50	0.3571	1.7337
0.100	2.50	0.3571	1.7337
0.125	2.50	0.3571	1.7337
0.150	2.50	0.3571	1.7337
0.175	2.50	0.3571	1.7337
0.200	2.50	0.3571	1.7337
0.225	2.50	0.3571	1.7337
0.250	2.50	0.3571	1.7337
0.275	2.50	0.3571	1.7337
0.300	2.50	0.3571	1.7337
0.325	2.50	0.3571	1.7337
0.350	2.50	0.3571	1.7337
0.375	2.50	0.3571	1.7337
0.400	2.50	0.3571	1.7337
0.425	2.50	0.3571	1.7337
0.450	2.50	0.3571	1.7337
0.475	2.50	0.3571	1.7337
0.500	2.50	0.3571	1.7337
0.600	2.50	0.3571	1.7337
0.700	2.50	0.3571	1.7337
0.800	2.50	0.3571	1.7337
0.900	2.50	0.3571	1.7337
1.000	2.50	0.3571	1.7337
1.500	1.67	0.2381	1.1558
2.000	1.00	0.1429	0.6935
2.500	0.64	0.0914	0.4438
3.000	0.44	0.0635	0.3082
3.500	0.33	0.0466	0.2264
4.000	0.25	0.0357	0.1734
4.500	0.20	0.0282	0.137
5.000	0.16	0.0229	0.111
5.500	0.13	0.0189	0.0917
6.000	0.11	0.0159	0.0771
6.500	0.09	0.0135	0.0657
7.000	0.08	0.0117	0.0566

Aceleración espectral en la dirección vertical

Para el análisis en la dirección vertical puede usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales, considerando los valores de C, definidos en el artículo 11 de la E.030, excepto para la zona de periodos muy cortos ($T < 0.2T_p$), donde:

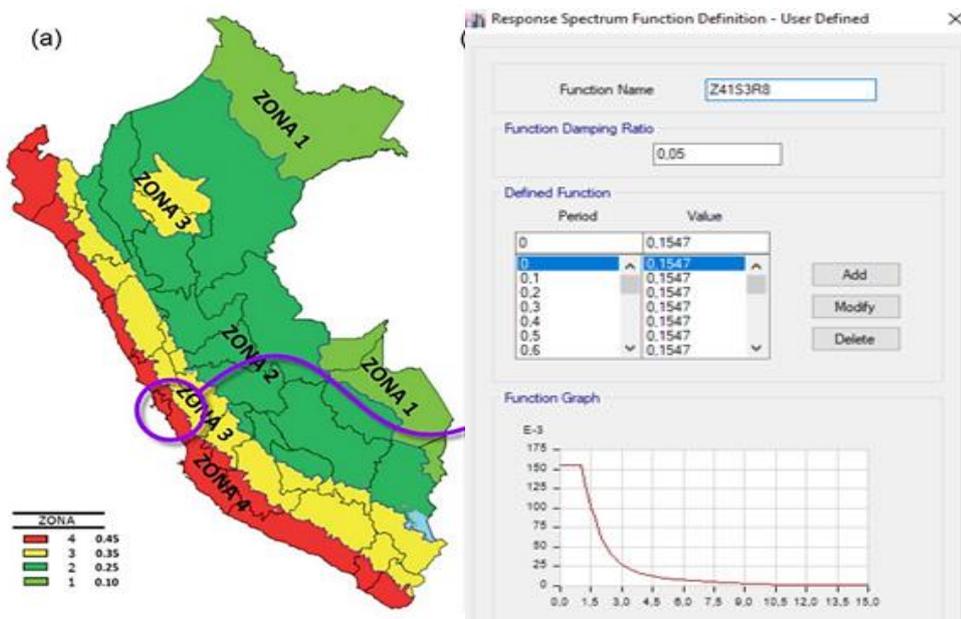
$$T < 0,2 \cdot T_p \quad C = 1 + 7,5 \left(\frac{T}{T_p} \right)$$

superestructura			
T	C	C/R	(2/3)*(ZUCS/R)*g
0	1.00	0.1429	0.4623
0.025	1.19	0.1696	0.549
0.050	1.38	0.1964	0.6357
0.075	1.56	0.2232	0.7224
0.100	1.75	0.25	0.8091
0.125	1.94	0.2768	0.8958
0.150	2.13	0.3036	0.9825
0.175	2.31	0.3304	1.0691
0.200	2.50	0.3571	1.1558
0.225	2.50	0.3571	1.1558
0.250	2.50	0.3571	1.1558
0.275	2.50	0.3571	1.1558
0.300	2.50	0.3571	1.1558
0.325	2.50	0.3571	1.1558
0.350	2.50	0.3571	1.1558
0.375	2.50	0.3571	1.1558
0.400	2.50	0.3571	1.1558
0.425	2.50	0.3571	1.1558
0.450	2.50	0.3571	1.1558
0.475	2.50	0.3571	1.1558
0.500	2.50	0.3571	1.1558
0.600	2.50	0.3571	1.1558
0.700	2.50	0.3571	1.1558
0.800	2.50	0.3571	1.1558
0.900	2.50	0.3571	1.1558
1.000	2.50	0.3571	1.1558
1.500	1.67	0.2381	0.7706
2.000	1.00	0.1429	0.4623
2.500	0.64	0.0914	0.2959
3.000	0.44	0.0635	0.2055
3.500	0.33	0.0466	0.151
4.000	0.25	0.0357	0.1156
4.500	0.20	0.0282	0.0913
5.000	0.16	0.0229	0.074
5.500	0.13	0.0189	0.0611
6.000	0.11	0.0159	0.0514
6.500	0.09	0.0135	0.0438
7.000	0.08	0.0117	0.0377



Fuente: Elaboración propia (2021)
 Figura 66.4
 Espectro vertical de diseño

Con estos valores tabulados se puede generar la curva S_a vs. T , como se muestra en las figuras líneas arriba. En esta curva se observa la demanda de aceleración sísmica para la dirección X, de igual forma se construyó un espectro de diseño para la dirección Y. Además, se muestra otro espectro de diseño, considerando un factor de sobre - resistencia (Ω). Este factor es empleado para considerar las cargas sísmicas sobre la cimentación.



Fuente: Elaboración propia (2021)
 Figura 67.4

(a) mapa de zonificación sísmica (E.030, 2018); (b) espectro de diseño inelástico para un tiempo de retorno de 475 años y un 5% de relación de amortiguamiento, elaborado para Lima

4.4.2.3. Control de desplazamientos laterales

Se resalta que en ninguna de las dos direcciones de análisis se superó el límite permisible de distorsión de entrepiso de 7‰ para estructuras de concreto armado. Como se mencionó, el análisis estático presenta resultados más conservadores dado que las derivas obtenidas son superiores a los mostrados en el análisis dinámico. Es usual utilizar el análisis estático como un análisis previo para controlar las derivas, dado que al superar los límites permisibles se debe modificar la estructuración de la edificación. Este proceso iterativo resulta tedioso pues requiere resolver las estructuras para obtener los resultados de desplazamientos. Por tanto, el análisis estático resulta conveniente para controlar las derivas cercanas al límite permisible con el fin de obtener resultados satisfactorios en el análisis dinámico.

Por otro lado, el análisis dinámico modal espectral ofrece una mayor aproximación a la respuesta elástica de las estructuras frente a un análisis estático. Sin embargo, fue necesario realizar una verificación de la cortante basal dinámica frente a la cortante basal estática. Luego, la estimación de los desplazamientos laterales relativos de entrepiso fue calculados a partir de los desplazamientos relativos elásticos. Esto fue obtenido multiplicando este desplazamiento elástico por 0.75R. Luego, se verificó que los drift de entrepiso están dentro de lo solicitado por la Norma E.030 (Tabla 16.4 y Tabla 17.4), para el caso del edificio de 7 pisos.

Tabla 16.4
Control de desplazamientos laterales relativos de entrepiso para el edificio de 7 pisos, en la dirección X-X

TABLE: Story Drifts							
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z
STORY7	DDX Max	X	0,22%	15	15	10	21,50
STORY6	DDX Max	X	0,25%	4	0	15	18,50
STORY5	DDX Max	X	0,25%	21	25	0	15,50
STORY4	DDX Max	X	0,25%	4	0	15	12,50
STORY3	DDX Max	X	0,23%	9	10	0	9,50
STORY2	DDX Max	X	0,19%	24	25	15	6,50
STORY1	DDX Max	X	0,12%	17	20	0	3,50

máximo drift (%) = 0,25%
 drift admisible (%) = 0,70%
OK!!

Fuente: Elaboración propia (2021)

Tabla 17.4
Control de desplazamientos laterales relativos de entrepiso para el edificio de 7 pisos, en la dirección Y-Y

TABLE: Story Drifts							
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z
STORY7	DDY Max	Y	0,22%	10	10	5	21,50
STORY6	DDY Max	Y	0,24%	2	0	5	18,50
STORY5	DDY Max	Y	0,25%	21	25	0	15,50
STORY4	DDY Max	Y	0,25%	24	25	15	12,50
STORY3	DDY Max	Y	0,23%	4	0	15	9,50
STORY2	DDY Max	Y	0,19%	1	0	0	6,50
STORY1	DDY Max	Y	0,11%	14	15	5	3,50
			máximo drift (%) =	0,25%			
			drift admisible (%) =	0,70%			
				OK!!			

Fuente: Elaboración propia (2021)

De igual manera se obtuvieron, los resultados de control de desplazamiento para el edificio de 14 pisos. En la Tabla 18.4 y Tabla 19.4, se puede observar los desplazamientos laterales máximos que podría desarrollar el edificio de 14 pisos en ambas direcciones de análisis.

Tabla 18.4
Control de desplazamientos laterales relativos de entrepiso para el edificio de 14 pisos, en la dirección X-X

TABLE: Story Drifts							
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z
STORY14	DDX Max	X	0.62%	14	15	5	42.50
STORY13	DDX Max	X	0.65%	8	5	15	39.50
STORY12	DDX Max	X	0.66%	24	25	15	36.50
STORY11	DDX Max	X	0.67%	21	25	0	33.50
STORY10	DDX Max	X	0.67%	4	0	15	30.50
STORY9	DDX Max	X	0.67%	13	15	0	27.50
STORY8	DDX Max	X	0.65%	16	15	15	24.50
STORY7	DDX Max	X	0.63%	12	10	15	21.50
STORY6	DDX Max	X	0.59%	9	10	0	18.50
STORY5	DDX Max	X	0.53%	12	10	15	15.50
STORY4	DDX Max	X	0.47%	12	10	15	12.50
STORY3	DDX Max	X	0.38%	9	10	0	9.50
STORY2	DDX Max	X	0.28%	1	0	0	6.50
STORY1	DDX Max	X	0.14%	15	15	10	3.50
			máximo drift (%) =	0.67%			
			drift admisible (%) =	0.70%			
				OK!!			

Fuente: Elaboración propia (2021)

Tabla 19.4

Control de desplazamientos laterales relativos de entrepiso para el edificio de 14 pisos, en la dirección Y-Y

TABLE: Story Drifts							
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z
STORY14	DDY Max	Y	0.65%	15	15	10	42.50
STORY13	DDY Max	Y	0.67%	12	10	15	39.50
STORY12	DDY Max	Y	0.68%	4	0	15	36.50
STORY11	DDY Max	Y	0.69%	21	25	0	33.50
STORY10	DDY Max	Y	0.69%	4	0	15	30.50
STORY9	DDY Max	Y	0.68%	24	25	15	27.50
STORY8	DDY Max	Y	0.67%	1	0	0	24.50
STORY7	DDY Max	Y	0.64%	4	0	15	21.50
STORY6	DDY Max	Y	0.60%	21	25	0	18.50
STORY5	DDY Max	Y	0.54%	22	25	5	15.50
STORY4	DDY Max	Y	0.47%	21	25	0	12.50
STORY3	DDY Max	Y	0.39%	1	0	0	9.50
STORY2	DDY Max	Y	0.29%	1	0	0	6.50
STORY1	DDY Max	Y	0.14%	14	15	5	3.50

máximo drift (%) = 0.69%
 drift admisible (%) = 0.70%
OK!!

Fuente: Elaboración propia (2021)

4.5. Análisis sísmico dinámico modal espectral – Modelo ISE

4.5.1. Características del suelo de fundación

Como se ha descrito en capítulos anteriores, la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente” del Reglamento Nacional de Edificaciones, con respecto a la compacidad del suelo o condiciones geotécnicas, el suelo es clasificado en 5 tipos de perfiles: Roca dura “So”; suelo muy rígido “S1”; suelos intermedios “S2”; suelos blandos “S3”; y condiciones excepcionales “S4”.

De estos 4 casos, en este trabajo se pretende estudiar el tipo de suelo “S3”, pues es el tipo de suelo, que comúnmente se encuentra en la Región de Ica, Ica centro. Por otro lado, es resaltante mencionar que, de los antecedentes revisados, son este tipo de suelo blando, que presentar mayor variación en la respuesta dinámica de estructuras cuando se considera la flexibilidad del suelo en el proceso de análisis numérico.

4.5.2. Peso específico del suelo

Resultados obtenidos de los ensayos de SPT alcanzando una profundidad de 8m.

Tabla 20.4
Ensayos de densidad natural (SPT – 01)

CAÑA PARTIDA DEL SPT - 01	PROFUNDIDAD (m)				
	2,00 – 3,00	4,00 – 5,00	5,00 – 6,00	6,00 – 7,00	7,00 – 8,00
PESO DEL SUELO HUMEDO	1,070.00	1,125.00	925.00	590.00	215.00
DIAMETRO	3.96	3.96	3.96	3.96	3.96
ALTURA	56.00	58.00	48.00	28.00	11.00
VOLUMEN DE LA MUESTRA	689.71	714.35	591.18	344.86	135.48
DENSIDAD DEL SUELOS (Tn/m ³)	1.55	1.57	1.56	1.71	1.59
% HUMEDAD	7.78	7.02	17.72	17.81	13.51
DENSIDAD DEL SUELO SECO (Tn/m ³)	1.44	1.47	1.33	1.45	1.40
DENSIDAD NATURAL PROMEDIO (Tn/m³)	1.42				

Fuente: Elaboración propia (2021)

Tabla 21.4
Ensayos de densidad natural (SPT – 02)

CAÑA PARTIDA DEL SPT - 02	PROFUNDIDAD (m)					
	2,00 – 3,00	3,00 – 4,00	4,00 – 5,00	5,00 – 6,00	6,00 – 7,00	7,00 – 8,00
PESO DEL SUELO HUMEDO	870.00	990.00	960.00	1080.00	825.00	245.00
DIAMETRO	3.96	3.96	3.96	3.96	3.96	3.96
ALTURA	46.00	53.00	49.00	52.00	42.00	12.00
VOLUMEN DE LA MUESTRA	566.55	652.77	603.50	640.45	517.29	147.80
DENSIDAD DEL SUELOS (Tn/m ³)	1.54	1.52	1.59	1.69	1.59	1.66
% HUMEDAD	8.05	7.38	10.71	18.07	10.47	20.51
DENSIDAD DEL SUELO SECO (Tn/m ³)	1.42	1.41	1.44	1.43	1.44	1.38
DENSIDAD NATURAL PROMEDIO (Tn/m³)	1.42					

Fuente: Elaboración propia (2021)

4.5.3. Velocidad promedio de propagación de las ondas de corte

Finalmente, se muestra los resultados obtenidos de los ensayos geofísicos realizados en la zona de estudio.

Tabla 22.4
Parámetros geotécnicos Sondeo – 01

	Estrato n.1	Estrato n.2	Estrato n.3
Coeficiente Poisson	0.25	0.25	0.25
Densidad (Kg/m ³)	1550.00	1560.00	1710.00
Vp (m/s)	350.29	384.91	448.17
Vs (m/s)	168.27	184.90	215.29
Go (Mpa)	50.97	61.54	83.43
Ed (Mpa)	220.86	266.67	361.54
Mo (Mpa)	19.89	205.13	278.10
Ey (Mpa)	137.61	166.16	225.27

Fuente: Elaboración propia (2021)

Tabla 23.4
Parámetros geotécnicos Sondeo – 02

	Estrato n.1	Estrato n.2	Estrato n.3
Coeficiente Poisson	0.25	0.25	0.25
Densidad (Kg/m ³)	1550.00	1560.00	1710.00
Vp (m/s)	279.01	337.67	340.53
Vs (m/s)	134.03	162.21	163.59
Go (Mpa)	32.34	47.36	48.17
Ed (Mpa)	140.12	205.23	208.73
Mo (Mpa)	107.78	157.87	160.56
Ey (Mpa)	87.31	127.88	130.05

Fuente: Elaboración propia (2021)

Donde:

Go: Modulo de deformacion al corte

Ed: Modulo edometrico

Mo: Modulo de compresibilidad volumetrica

Ey: Modulo de Young

4.5.4. Caracterización numérica del suelo de fundación

En este apartado del trabajo, se muestra el cálculo de la rigidez del suelo, siguiendo los lineamientos del NIST (2012). Para ello, se programó una hoja de cálculo en el software MATHCAD PRIME, el cual permitirá calcular la rigidez del suelo en función de las condiciones de la cimentación para cada edificio en análisis.

Este proceso se muestra de manera detallada en el anexo 11. A manera de ejemplo se muestra el proceso de cálculo del coeficiente de rigidez para la zapata Z-01 del edificio de 7 pisos, siguiendo los lineamientos del NIST (2012).

Datos de input

- Peso específico del suelo: $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- Velocidad promedio de ondas de propagación de corte:

Fórmula para la estimación de la velocidad promedio de ondas de corte (E.030)

$$\bar{V}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{d_i}{V_{si}} \right)}$$

Sondeo 01:

$$\bar{V}_{s,01} = \frac{3 + 6 + 21}{\frac{3}{168.27} + \frac{6}{184.90} + \frac{21}{215.29}} = 202.948 \text{ m/s}$$

Sondeo 02:

$$\bar{V}_{s,02} = \frac{3 + 9 + 18}{\frac{3}{134.03} + \frac{9}{162.21} + \frac{21}{163.59}} = 159.794 \text{ m/s}$$

$$\bar{V}_s = \frac{\bar{V}_{s,01} + \bar{V}_{s,02}}{2} = 181.371 \text{ m/s}$$

- Ancho de la zapata: $b = 2.00 \text{ m}$
- Largo de la zapata: $l = 2.30 \text{ m}$
- Coeficiente de Poisson del suelo: $\nu = 0.40$
- Altura de desplante: $D_f = 2.00 \text{ m}$
- Modulo dinámico al esfuerzo cortante:

Fórmula para la estimación del módulo de corte NIST (2012):

$$V_s = \sqrt{G/\rho_s}$$

$$G_{max} = \frac{\gamma}{g} V_s^2 = 63.733 \text{ Mpa}$$

Calculamos el factor de reducción del módulo de corte

Como recomendación de la Norma ASCE/SEI 7-10 indica como factor de reducción del módulo de corte a $1/2.5$ veces la aceleración espectral en el periodo más corto.

Pseudo aceleración para el periodo más corto:

$$S_a = 1.734$$

$$\frac{S_a}{2.5} = 0.694$$

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

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

Fuente: NIST GCR 12-917-21 (2012)

Figura 68.4

S_{DS} es el parámetro de aceleración de respuesta espectral de periodo corto definido en ASCE/SEI 7-10; utilice la interpolación en línea recta para valores intermedios de $S_{DS}/2.5$. El valor debe evaluarse a partir del análisis específico del sitio

Interpolamos los resultados de la Tabla 2-1:

- Para $S_a/2.5 = 0.4$ el factor es de 0.75
- Para $S_a/2.5 = 0.8$ el factor es de 0.60

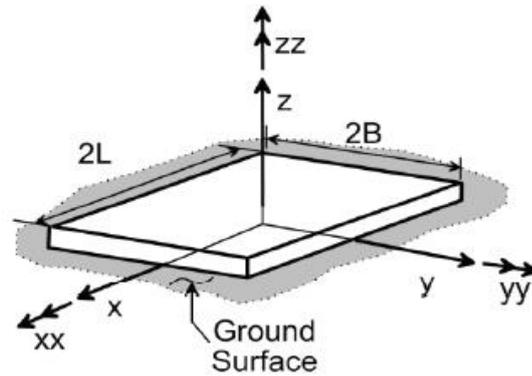
$$F_r = 0.675$$

Por lo que el módulo de corte reducido es:

$$G = G_{\max} 0.675 = 43.02 \text{ Mpa}$$

Calculamos B

Según el NIST (2012), el ancho de la zapata es 2B



Fuente: NIST GCR 12-917-21 (2012)
 Figura 69.4
 Geometría de la zapata

$$2B = b \text{ entonces: } B = b/2 = 1 \text{ m}$$

Calculamos L

Según el NIST (2012), el largo de la zapata es 2L

$$2L = l \text{ entonces: } L = l/2 = 1.15 \text{ m}$$

Frecuencia radial

" ω " es la frecuencia radial del modo predominante de la edificación

Periodo de vibración fundamental de la estructura

$$T_s = 1.42 \text{ s}$$

$$\omega = \frac{2\pi}{T_s} = 4.425 \frac{1}{s}$$

Calculamos el valor de a_0

$$a_0 = \frac{\omega B}{V_s} = 0.024$$

Calculamos el valor de ψ

$$\psi = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} = 2.449$$

Rigidez de la fundacion en la superficie

- Traslacion en eje Z-Z:

$$K_{z_sur} := \frac{G \cdot B}{1 - \nu} \cdot \left(3.1 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right) = (3.616 \cdot 10^5) \frac{kN}{m}$$

$$\eta_z := 1 + \left(0.25 + \frac{0.25}{\frac{L}{B}} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^{0.8} = 1.814$$

$$\alpha_z := 1 - \frac{\left(0.4 + \frac{0.2}{\frac{L}{B}} \right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{10}{1 + 3 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2} = 0.99995$$

$$K_{z_din} := K_{z_sur} \cdot \alpha_z \cdot \eta_z = (6.557 \cdot 10^8) \frac{N}{m}$$

Al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{z_sur} := \left(\frac{4 \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right)}{\frac{K_{z_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_z} \right) = 0.016$$

$$\beta_{z_emb} := \left(\frac{4 \left(\psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D_f}{B} \right) \cdot \left(1 + \frac{L}{B} \right) \right)}{\frac{\eta_z \cdot K_{z_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_z} \right) = 0.023$$

$$C_{z_amort} := 2 \cdot K_{z_din} \left(\frac{\beta_{z_emb} + \beta_{z_sur}}{\omega} \right) = (1.16 \cdot 10^4) \frac{kN \cdot s}{m}$$

- Traslacion en eje Y-Y:

$$K_{y_sur} := \frac{G \cdot B}{2 - \nu} \cdot \left(6.8 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \left(\frac{L}{B} \right) + 1.6 \right) = (2.68 \cdot 10^5) \frac{kN}{m}$$

$$\eta_y := 1 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1 + \frac{L}{B}} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^{0.8} = 2.66$$

$$\alpha_y := 1$$

$$K_{y_din} := K_{y_sur} \cdot \alpha_y \cdot \eta_y = (7.127 \cdot 10^8) \frac{N}{m}$$

Al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{y_sur} := \left(\frac{4 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)}{\frac{K_{y_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_y} \right) = 0.009$$

$$\beta_{y_emb} := \left(\frac{4 \cdot \left(\left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D_f}{B} \right) \cdot \left(1 + \psi \frac{L}{B} \right) \right)}{\frac{\eta_y \cdot K_{y_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_y} \right) = 0.026$$

$$C_{y_amort} := 2 \cdot K_{y_din} \left(\frac{\beta_{y_emb} + \beta_{y_sur}}{\omega} \right) = (1.124 \cdot 10^4) \frac{kN \cdot s}{m}$$

- Traslacion en eje X-X:

$$K_{x_sur} := \frac{G \cdot B}{2 - \nu} \cdot \left(6.8 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right) = (2.648 \cdot 10^5) \frac{kN}{m}$$

$$\eta_x := 1 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1 + \frac{L}{B}} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^{0.8} = 2.66$$

$$\alpha_x := 1$$

$$K_{x_din} := K_{x_sur} \cdot \alpha_x \cdot \eta_x = (7.042 \cdot 10^8) \frac{N}{m}$$

Al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{x_sur} := \left(\frac{4 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)}{\frac{K_{x_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_x} \right) = 0.009$$

$$\beta_{x_emb} := \left(\frac{4 \cdot \left(\left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D_f}{B} \right) \cdot \left(\psi + \frac{L}{B} \right) \right)}{\frac{\eta_x \cdot K_{x_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_x} \right) = 0.025$$

$$C_{x_amort} := 2 \cdot K_{x_din} \left(\frac{\beta_{x_emb} + \beta_{x_sur}}{\omega} \right) = (1.082 \cdot 10^4) \frac{\mathbf{kN} \cdot \mathbf{s}}{\mathbf{m}}$$

- Giro en eje Z-Z:

$$K_{zz_sur} := G \cdot B^3 \cdot \left(4.25 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 4.06 \right) = (4.322 \cdot 10^5) \mathbf{kN} \cdot \mathbf{m}$$

$$\eta_{zz} := 1 + \left(1.3 + \frac{1.32}{\frac{L}{B}} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^{0.9} = 5.568$$

$$\alpha_{zz} := 1 - \frac{\left(\left(0.33 - 0.03 \cdot \sqrt{\frac{L}{B} - 1} \right) \cdot a_0^2 \right)}{\left(\frac{0.8}{1 + 0.33 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2} = 0.999752$$

$$K_{zz_din} := K_{zz_sur} \cdot \alpha_{zz} \cdot \eta_{zz} = (2.406 \cdot 10^6) \mathbf{kN} \cdot \mathbf{m}$$

Al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{zz_sur} := \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\left(\frac{L}{B} \right)^3 + \left(\frac{L}{B} \right) \right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{K_{zz_sur}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\frac{1.4}{1 + 3 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)^{0.7}} \right) + a_0^2} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{zz}} \right) = 3.298 \cdot 10^{-6}$$

$$\beta_{zz_emb} := \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\frac{3 \cdot L \cdot D_f}{B^2} + \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^3 \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) + 3 \left(\frac{L}{B} \right)^2 \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) + \psi \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) + \left(\frac{L}{B} \right)^3 + \left(\frac{L}{B} \right) \right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{\eta_{zz} \cdot K_{zz_sur}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\frac{1.4}{1 + 3 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)^{0.7}} \right) + a_0^2} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{zz}} \right)$$

$$\beta_{zz_emb} = 6.622 \cdot 10^{-6}$$

$$C_{zz_amort} := 2 \cdot K_{zz_din} \left(\frac{\beta_{zz_emb} + \beta_{zz_sur}}{\omega} \right) = 10.786 \frac{\mathbf{kN} \cdot \mathbf{m}^2}{\mathbf{m}} \cdot \mathbf{s}$$

- Giro en eje Y-Y:

$$K_{yy_sur} := \frac{G \cdot B^3}{1 - \nu} \cdot \left(3.73 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right) = (3.934 \cdot 10^5) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\eta_{yy} := 1 + \frac{D_f}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + \left(\frac{L}{B} \right)^4} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^2 = 6.049$$

$$\alpha_{yy} := 1 - \left(\frac{0.55 \cdot a_0^2}{\left(\frac{0.8}{0.6 + \frac{1.4}{\left(\frac{L}{B} \right)^3}} \right) + a_0^2} \right) = 0.999379$$

$$K_{yy_din} := K_{yy_sur} \cdot \alpha_{yy} \cdot \eta_{yy} = (2.378 \cdot 10^6) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{yy_sur} := \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^3 \cdot a_0^2}{\left(\frac{K_{yy_sur}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\frac{1.8}{1 + 1.75 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{yy}} \right) = 2.767 \cdot 10^{-6}$$

$$\beta_{yy_emb} := \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^3 \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) + \psi \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^3 \cdot \left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D_f}{B} \right)^3 + 3 \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^2 + \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^3 \cdot a_0^2}{\left(\frac{\eta_{yy} \cdot K_{yy_sur}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\frac{1.8}{1 + 1.75 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2} + \frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\frac{L}{B} + \psi \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^3}{\left(\frac{\eta_{yy} \cdot K_{yy_sur}}{G \cdot B^3} \right)} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{yy}} \right)$$

$$\beta_{yy_emb} = 0.008$$

$$C_{yy_amort} := 2 \cdot K_{yy_din} \left(\frac{\beta_{yy_emb} + \beta_{yy_sur}}{\omega} \right) = (9.116 \cdot 10^3) \frac{\text{kN} \cdot \text{m}^2}{\text{m}} \cdot \text{s}$$

- Giro en eje X-X:

$$K_{xx_sur} := \frac{G \cdot B^3}{1 - \nu} \cdot \left(3.2 \cdot \left(\frac{L}{B} \right) + 0.8 \right) = (3.212 \cdot 10^5) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\eta_{xx} := 1 + \frac{D_f}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + \left(\frac{L}{B}\right)} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^2 = 7.267$$

$$\alpha_{xx} := 1 - \left(\frac{\left(0.55 + 0.01 \cdot \sqrt{\frac{L}{B} - 1} \right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{0.8}{2.4 + \frac{0.4}{\left(\frac{L}{B}\right)^3}} \right) + a_0^2} \right) = 0.998905$$

$$K_{xx_din} := K_{xx_sur} \cdot \alpha_{xx} \cdot \eta_{xx} = (2.332 \cdot 10^6) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{xx_sur} := \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \psi \cdot \left(\frac{L}{B}\right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{K_{xx_sur}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\left(2.2 - \frac{0.4}{\left(\frac{L}{B}\right)^3} \right) + a_0^2 \right)} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{xx}} \right) = 1.887 \cdot 10^{-6}$$

$$\beta_{xx_emb} := \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\left(\frac{D_f}{B} \right) + \left(\frac{D_f}{B} \right)^3 + \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^3 + 3 \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) \cdot \left(\frac{L}{B} \right) + \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right) \right) \cdot a_0^2 + \frac{4}{3} \cdot \left(\psi \cdot \frac{L}{B} + 1 \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^3}{\left(\frac{\eta_{xx} \cdot K_{xx_sur}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\left(\frac{1.8}{1 + 1.75 \left(\frac{L}{B} - 1\right)} \right) + a_0^2 \right) + \left(\frac{\eta_{xx} \cdot K_{xx_sur}}{G \cdot B^3} \right)} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{xx}} \right)$$

$$\beta_{xx_emb} = 0.009$$

$$C_{xx_amort} := 2 \cdot K_{xx_din} \left(\frac{\beta_{xx_emb} + \beta_{xx_sur}}{\omega} \right) = (9.665 \cdot 10^3) \frac{\text{kN} \cdot \text{m}^2}{\text{m}} \cdot \text{s}$$

Finalmente, se muestra un cuadro resumen con los valores de rigidez para cada edificio y en los seis grados de libertad.

Tabla 24.4

Resumen de cálculos de los modelos dinámicos para el edificio de 7 pisos

Modelo dinámico	K_x	K_y	K_z	$K_{\psi x}$	$K_{\psi y}$	$K_{\psi z}$
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN-m]	[kN-m]	[kN-m]
Z-01	7.042×10^5	7.127×10^5	6.554×10^5	2.304×10^6	2.362×10^6	2.399×10^6
Z-02	7.844×10^5	7.922×10^5	7.525×10^5	3.240×10^6	3.380×10^6	3.869×10^6
Z-03	8.774×10^5	8.845×10^5	8.665×10^5	4.608×10^6	4.867×10^6	6.197×10^6

Fuente: Elaboración propia (2021)

Tabla 25.4

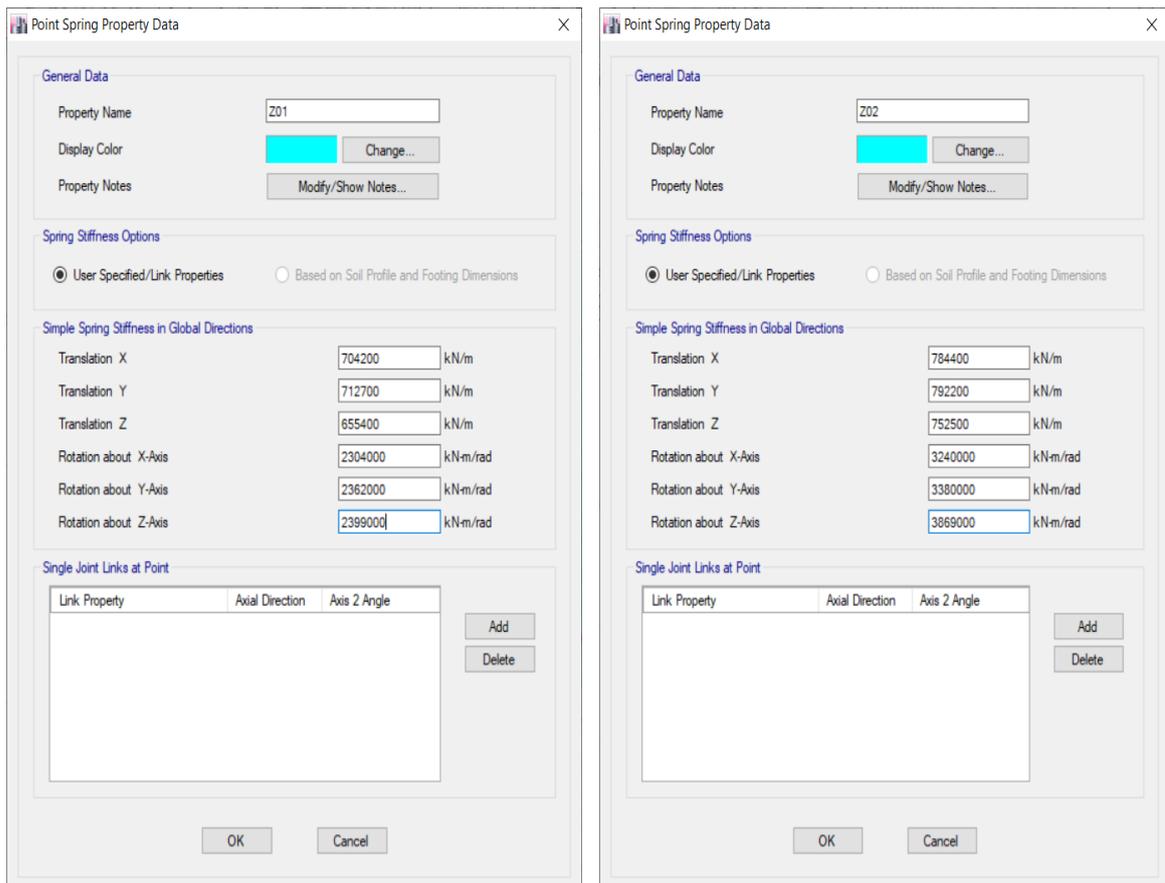
Resumen de cálculos de los modelos dinámicos para el edificio de 14 pisos

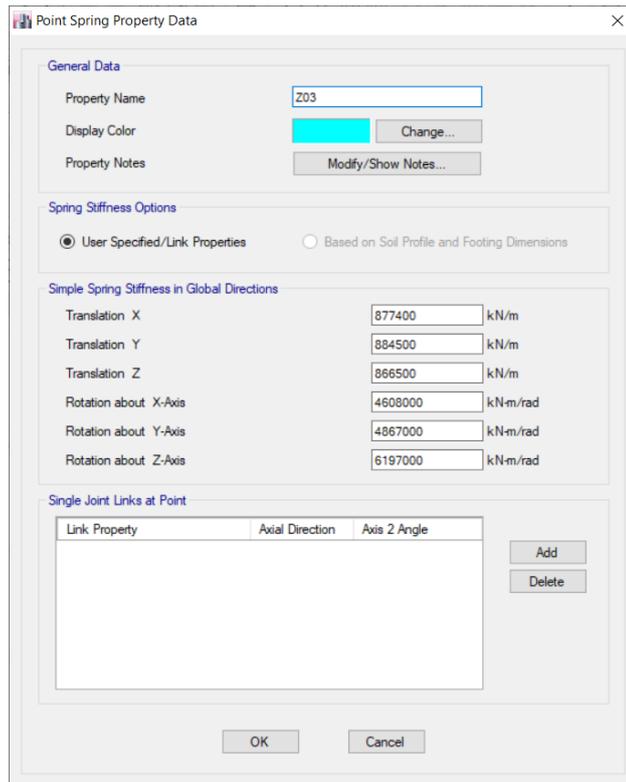
Modelo dinámico	K_x	K_y	K_z	$K_{\psi x}$	$K_{\psi y}$	$K_{\psi z}$
	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN-m]	[kN-m]	[kN-m]
Z-01	9.387×10^5	9.467×10^5	8.914×10^5	5.645×10^6	5.787×10^6	6.296×10^6
Z-02	10.02×10^5	10.10×10^5	9.685×10^5	6.948×10^6	7.169×10^6	8.358×10^6
Z-03	10.95×10^5	10.02×10^5	10.83×10^5	9.216×10^6	9.569×10^6	12.12×10^6

Fuente: Elaboración propia (2021)

4.5.5. Modelamiento de los resortes que representan el suelo

En este apartado se muestra el procedimiento de modelamiento numérico del suelo como resortes deformables con los seis grados de libertad, tres de traslación y tres de giros.

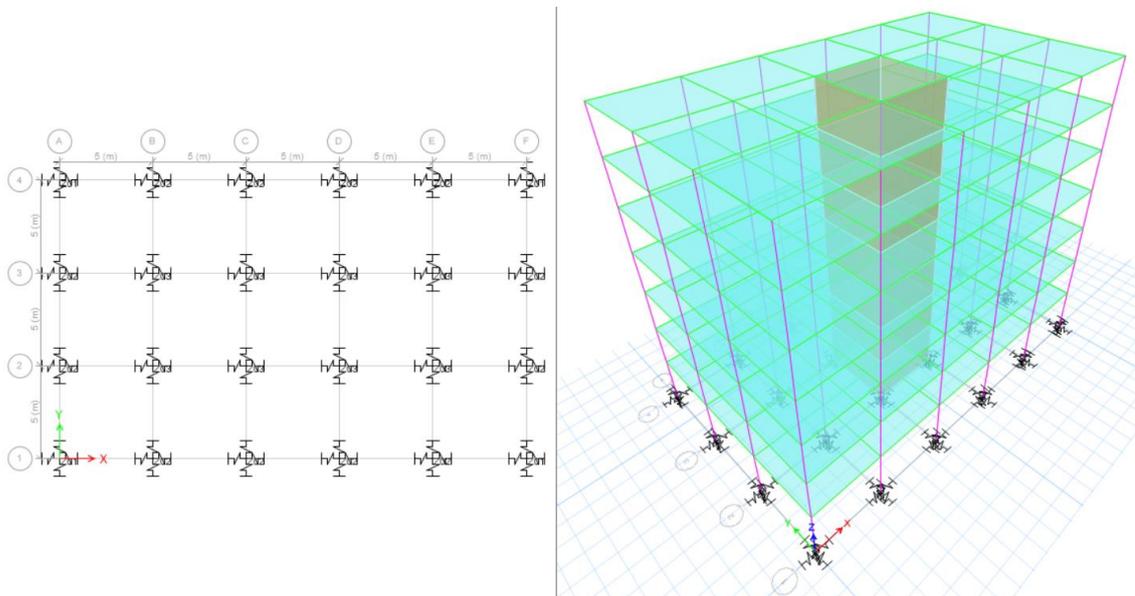




Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 70.4

Definición de las propiedades mecánicas de los resortes para representar al suelo de fundación – Edificio de 7 pisos



Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 71.4

Modelamiento numérico con resortes para simular la flexibilidad del suelo – Edificio de 7 pisos

Point Spring Property Data

General Data

Property Name: Z01

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show Notes...

Spring Stiffness Options

User Specified/Link Properties Based on Soil Profile and Footing Dimensions

Simple Spring Stiffness in Global Directions

Translation X: 938700 kN/m

Translation Y: 946700 kN/m

Translation Z: 891400 kN/m

Rotation about X-Axis: 5645000 kN-m/rad

Rotation about Y-Axis: 5787000 kN-m/rad

Rotation about Z-Axis: 6296000 kN-m/rad

Single Joint Links at Point

Link Property	Axial Direction	Axis 2 Angle

Add Delete

OK Cancel

Point Spring Property Data

General Data

Property Name: Z02

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show Notes...

Spring Stiffness Options

User Specified/Link Properties Based on Soil Profile and Footing Dimensions

Simple Spring Stiffness in Global Directions

Translation X: 1002000 kN/m

Translation Y: 1010000 kN/m

Translation Z: 968500 kN/m

Rotation about X-Axis: 6948000 kN-m/rad

Rotation about Y-Axis: 7169000 kN-m/rad

Rotation about Z-Axis: 8358000 kN-m/rad

Single Joint Links at Point

Link Property	Axial Direction	Axis 2 Angle

Add Delete

OK Cancel

Point Spring Property Data

General Data

Property Name: Z03

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show Notes...

Spring Stiffness Options

User Specified/Link Properties Based on Soil Profile and Footing Dimensions

Simple Spring Stiffness in Global Directions

Translation X: 1095000 kN/m

Translation Y: 1002000 kN/m

Translation Z: 1083000 kN/m

Rotation about X-Axis: 9216000 kN-m/rad

Rotation about Y-Axis: 9569000 kN-m/rad

Rotation about Z-Axis: 12120000 kN-m/rad

Single Joint Links at Point

Link Property	Axial Direction	Axis 2 Angle

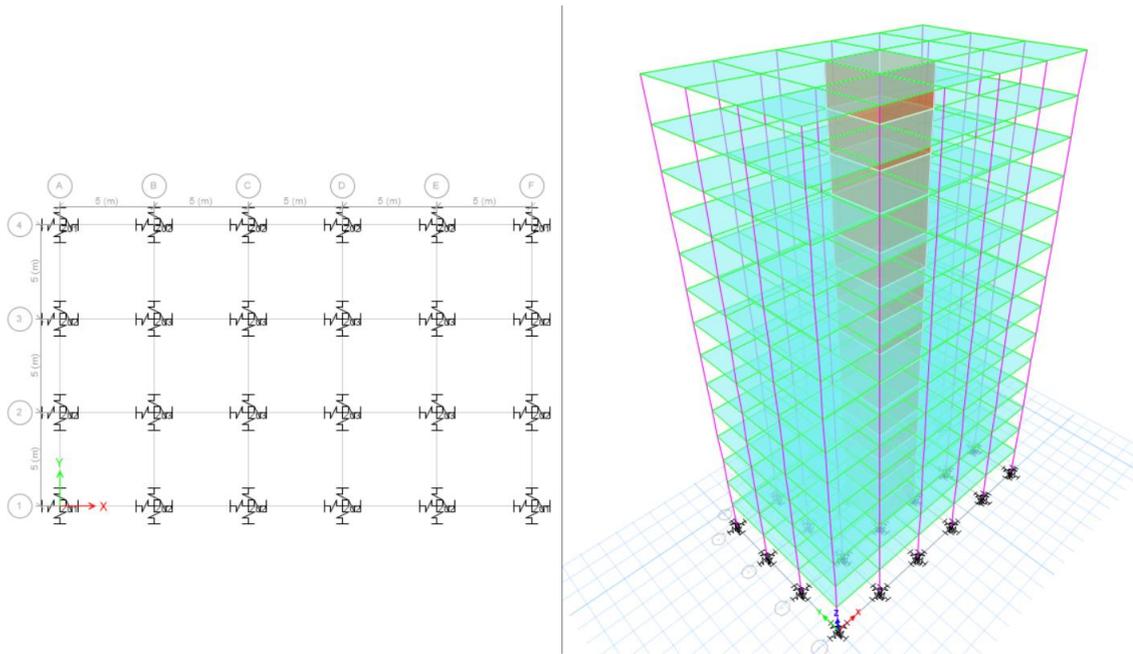
Add Delete

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 72.4

Definición de las propiedades mecánicas de los resortes para representar al suelo de fundación – Edificio de 14 pisos



Fuente: Elaboración propia (2021)

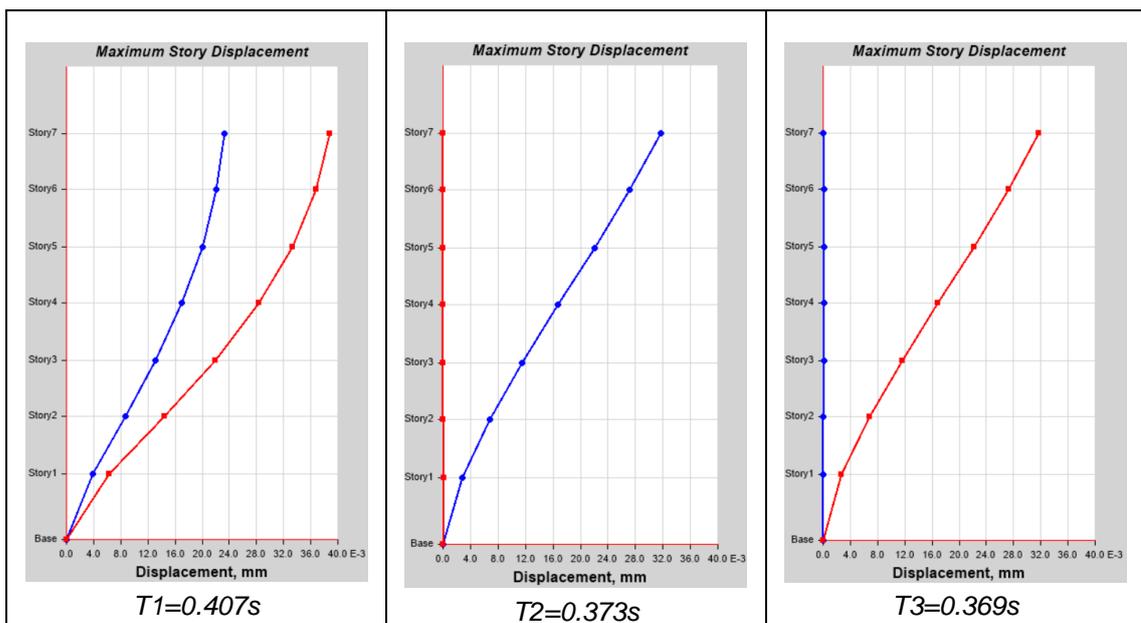
Figura 73.4

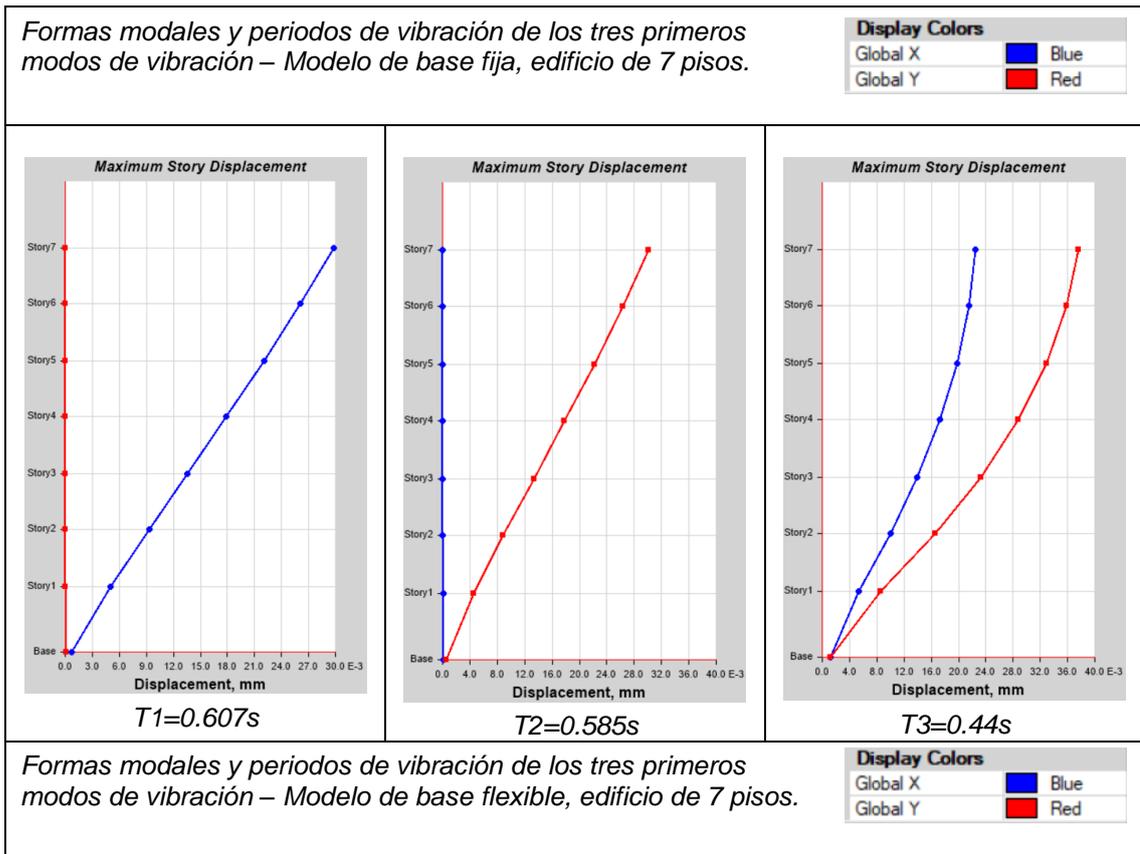
Modelamiento numérico con resortes para simular la flexibilidad del suelo – Edificio de 14 pisos

4.6. Análisis comparativo de resultados entre modelo sin ISE y modelo con ISE

Ya definido los modelos con ISE, ahora se muestra la variación de los resultados entre los modelos de base fija (modelos tradicionales) y los modelos con ISE.

Formas modales y periodos de vibración



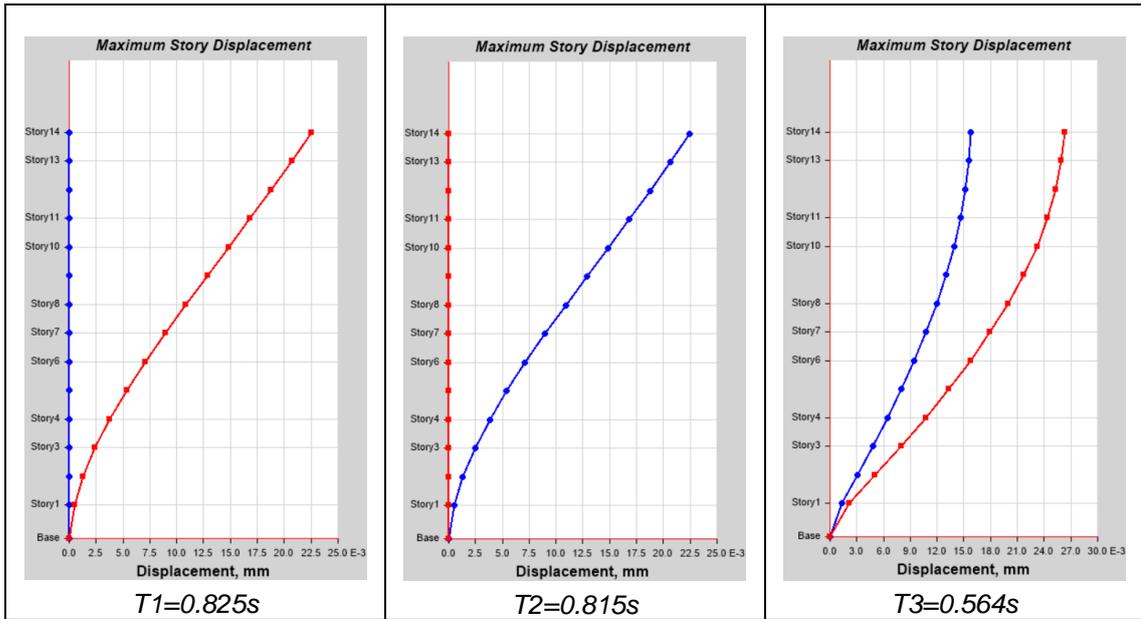


Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 74.4

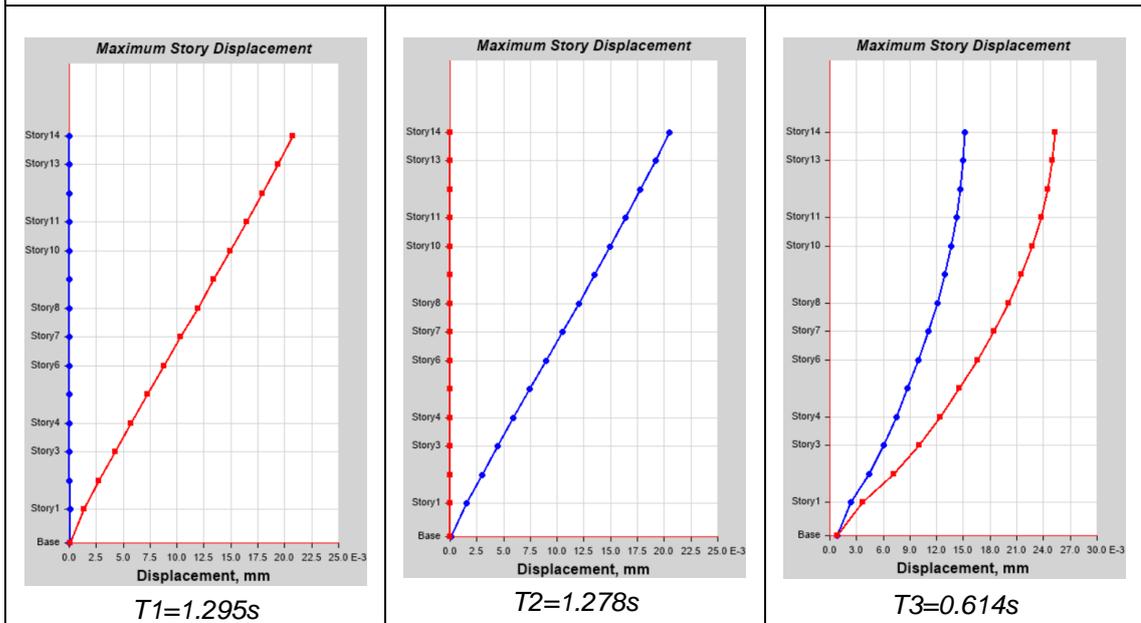
Comparativo de resultados de formas modales y periodos de vibración entre Modelo de base fija vs Modelo de base flexible de edificio de 7 pisos

En el edificio de 7 pisos, se observa que los modos sufrieron un incremento en un 49%, 57% y 19% en el Modo 1, Modo 2 y Modo 3, respectivamente para el caso del modelo con ISE. Además, se observa que en el modelo de base fija el primer modo tiene una forma torsional (desplazamiento en X-X e Y-Y); mientras que en modelo con ISE este efecto torsional se presenta en el Modo 3.



Formas modales y periodos de vibración de los tres primeros modos de vibración – Modelo de base fija, edificio de 14 pisos.

Display Colors	
Global X	Blue
Global Y	Red



Formas modales y periodos de vibración de los tres primeros modos de vibración – Modelo de base flexible, edificio de 14 pisos.

Display Colors	
Global X	Blue
Global Y	Red

Fuente: Elaboración propia (2021)

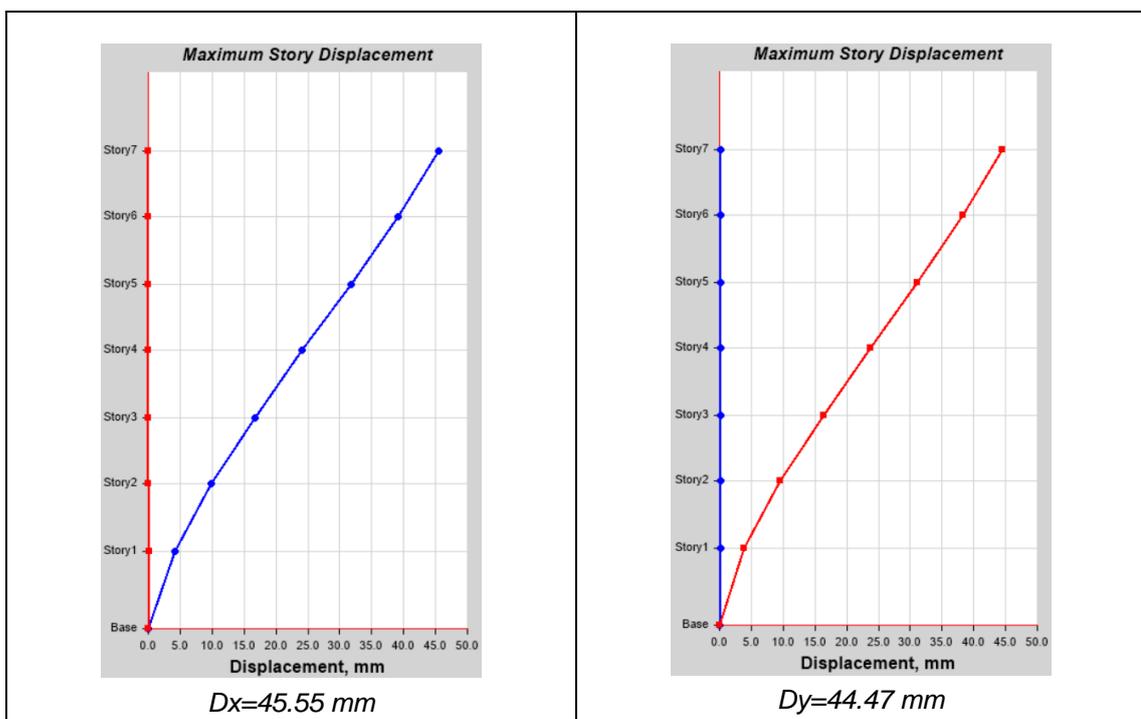
Figura 75.4

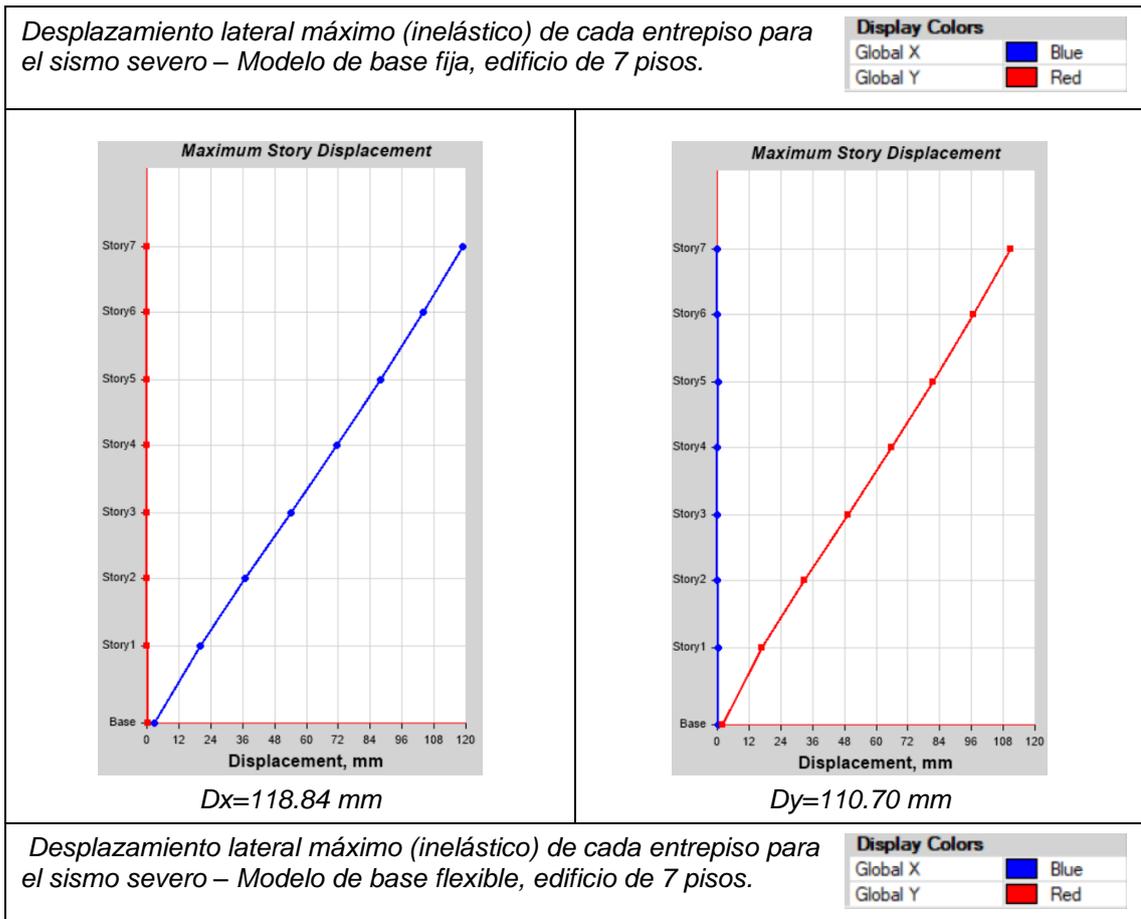
Comparativo de resultados de formas modales y periodos de vibración entre Modelo de base fija vs Modelo de base flexible de edificio de 14 pisos

En el edificio de 14 pisos, se observa que los modos sufrieron un incremento en un 57%, 57% y 22% en el Modo 1, Modo 2 y Modo 3, respectivamente para el caso del modelo con ISE. Además, se observa que, para ambos casos, modelo de base fija y base flexible, muestran las dos primeras formas modales traslacionales, traslación en X-X y traslación en Y-Y, para el Modo 1 y Modo 2, respectivamente. También, se observa la forma modal (1 y 2) del modelo de base fija, tienen una forma no-lineal, con desplazamientos remarcados en los últimos pisos, en comparación a los dos primeros modos, del modelo de base fija, donde las formas modales son casi lineales, con desplazamientos laterales casi uniformes en toda la altura del edificio. Con respecto al 3er Modo, se observa que es del tipo rotacional, con traslación en ambas direcciones (X e Y), manteniendo, prácticamente, la misma forma modal.

Desplazamientos laterales

Se muestra la variación en la respuesta de los edificios con modelos de base fija y los modelos de base flexible, con respecto a los desplazamientos laterales de cada entrepiso. Es importante conocer cuáles son los desplazamientos laterales, pues con estos se puede calcular los desplazamientos laterales relativos de entrepiso y definir el posible nivel de daño estructural. Además, de definir cuál sería la separación sísmica con respecto a los edificios contiguos.



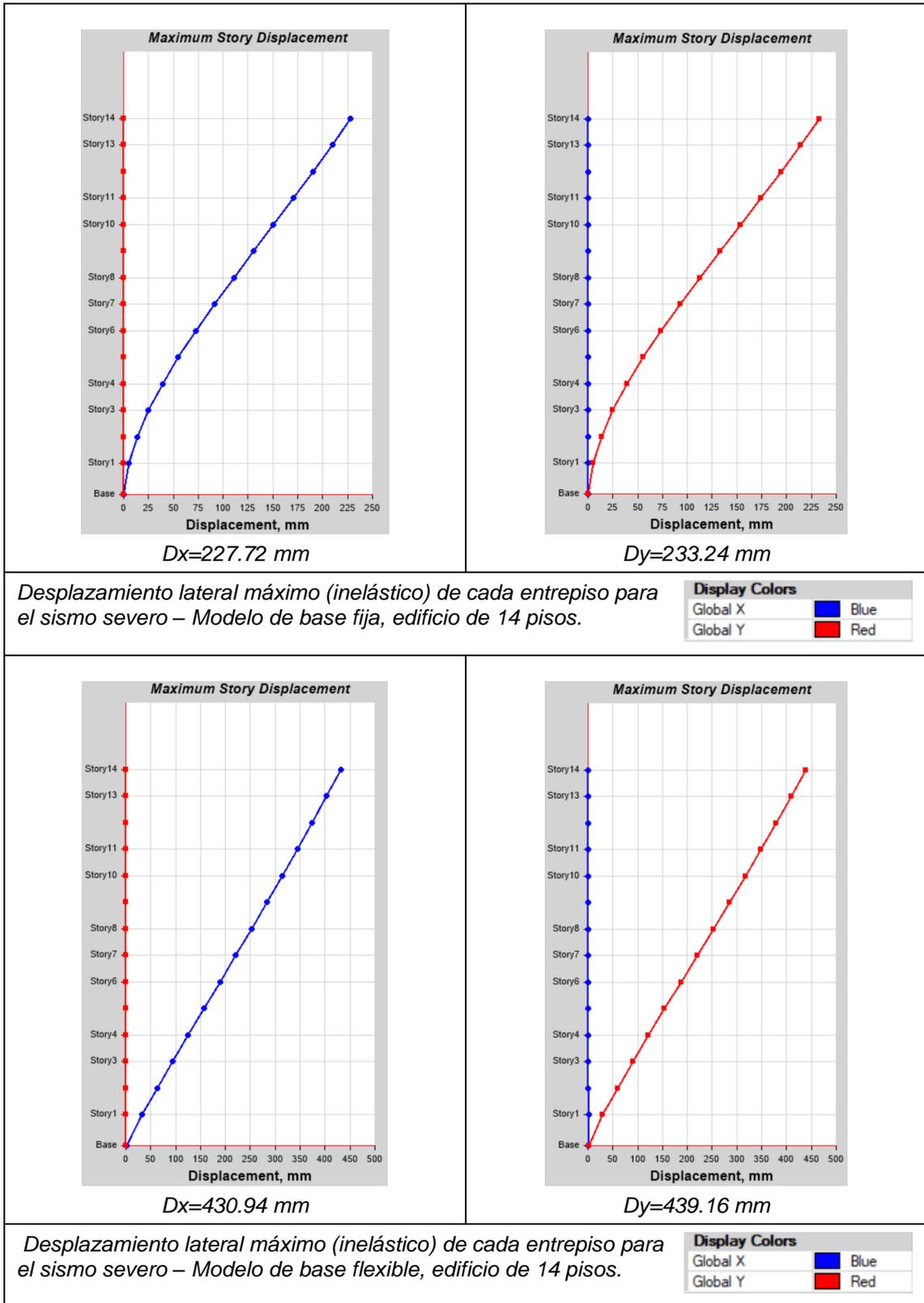


Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 76.4

Comparativo de desplazamientos laterales entre Modelo de base fija vs Modelo de base flexible de edificio de 7 pisos

Para el edificio de 7 pisos, se observa que el modelo de base flexible ha incrementado la respuesta de desplazamiento lateral máximo en el techo de la estructura, en comparación con el modelo de base fija, en un 161% y 149% para la dirección X e Y, respectivamente.



Fuente: Elaboración propia (2021)

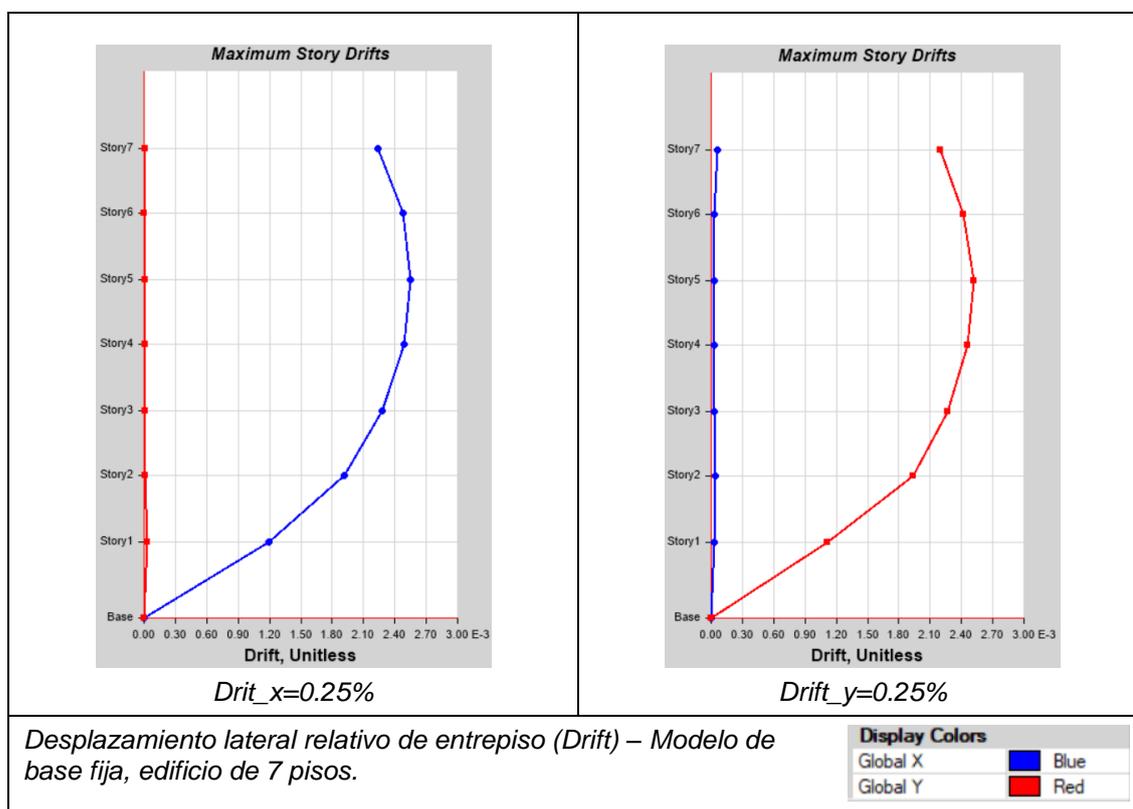
Figura 77.4

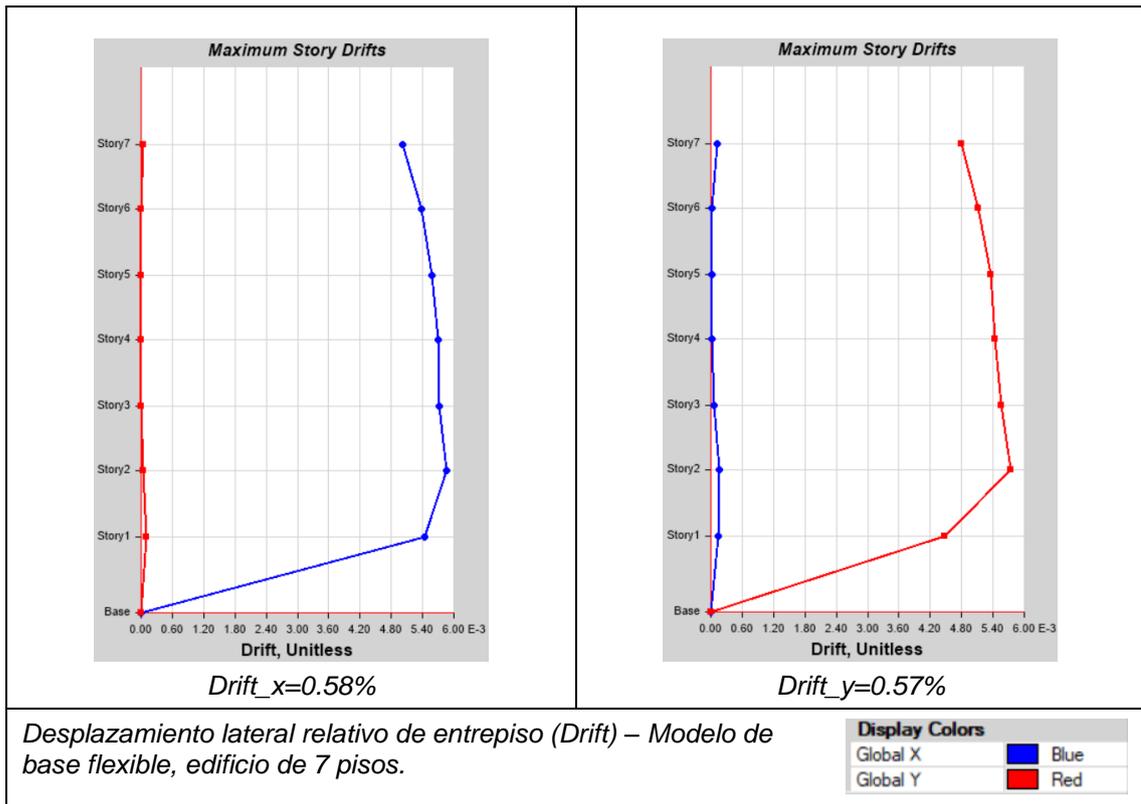
Comparativo de desplazamientos laterales entre Modelo de base fija vs Modelo de base flexible de edificio de 14 pisos

Para el edificio de 14 pisos, se observa que el modelo de base flexible ha incrementado la respuesta de desplazamiento lateral máximo en el techo de la estructura, en comparación con el modelo de base fija, en un 89% y 88% para la dirección X e Y, respectivamente.

Desplazamientos laterales relativos de entrepiso (DRIFT)

En este apartado, se muestra la variación en los desplazamientos relativos de entrepiso, como cauda de considerar la flexibilidad del suelo, según las propiedades mecánicas del suelo definidas en este trabajo de investigación. En los siguientes gráficos, se plotea el drift para cada nivel de piso.





Fuente: Elaboración propia (2021)

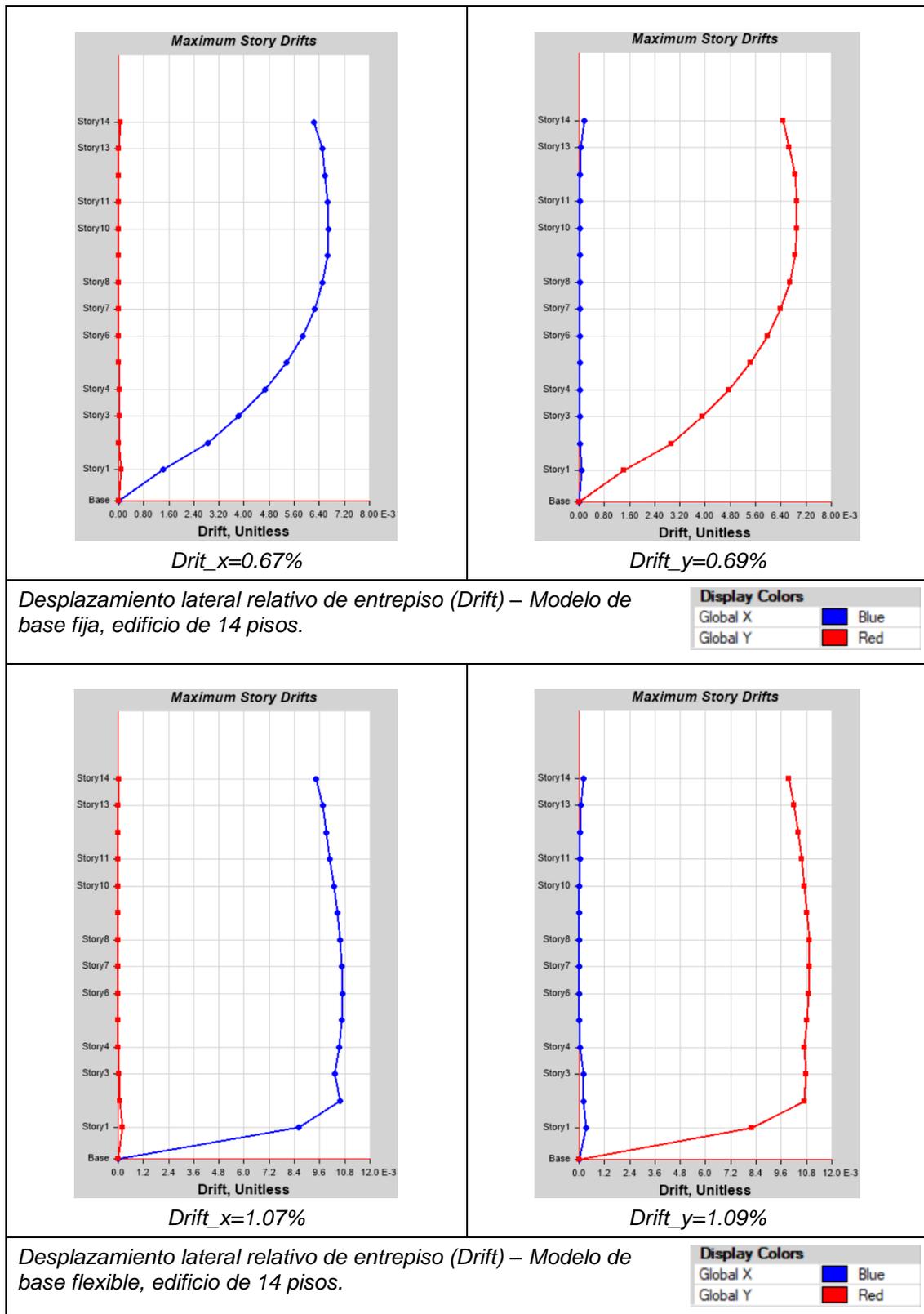
Figura 78.4

Comparativo de desplazamientos laterales relativos de entrepiso entre Modelo de base fija vs Modelo de base flexible de edificio de 7 pisos

Para el edificio de 7 pisos, se observa que en el modelo de base fija el desplazamiento relativo de entrepiso es de 0.25% para ambas direcciones (X e Y) que sería menor al límite máximo permisible por la Norma E.030. Sin embargo, para el modelo de base flexible, se observa que este drift ha incrementado a un 0.58% y 0.57% en la dirección X e Y, respectivamente; y se observa que estos valores son mayores en 2.32 veces los resultados del modelo de base fija. Además, se observa que no se estaría cumpliendo con el requisito de la Norma E.030, que exige el drift máximo no deberá ser mayor a 0.50%.

Por otro lado, lo que se puede resaltar es que el drift mayor o máximo se presenta en el primer piso y eso se remarca en el modelo de fase flexible. También, se observa que los drift en los pisos superiores, para el modelo de base flexible, son menores a las del modelo de base fija. Donde, sería lógico considerar, que se podría reforzar solamente el primer piso, con secciones mayores para las columnas o placas y los pisos superiores requerirán menor rigidez.

En las figuras siguientes, se muestra los desplazamientos relativos de entrepiso para el edificio de 14 pisos, tanto para el modelo de base fija como para el modelo con ISE.



Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 79.4

Comparativo de desplazamientos laterales relativos de entrepiso entre Modelo de base fija vs Modelo de base flexible de edificio de 14 pisos

Para el edificio de 14 pisos, se puede observar que la considerar la interacción suelo estructura en el análisis, los desplazamientos relativos de entrepiso se han amplificado en el primer piso y se ha reducido en los pisos superiores. Esta amplificación del drift en el primer piso es en un 60% y 58%, para la dirección X e Y, respectivamente.

Por otro lado, lo que se puede resaltar es que bajo la exigencia de la Norma de diseño sismorresistente (E.030), no se estaría cumpliendo con el drift máximo permisible (0.70%). Por tanto, sería necesario rigidizar la estructura en el primer piso hasta cumplir con esta exigencia por la Normativa.

Tabla 26.4

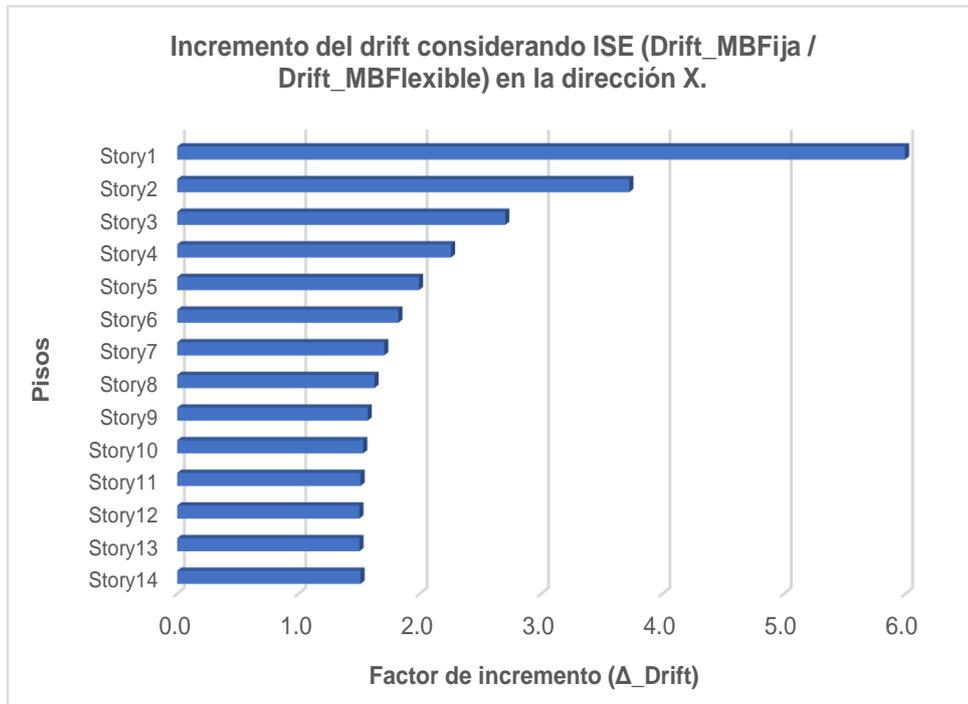
Variación del drift entre el modelo de base fija y el de base flexible, en la dirección X – Edificio de 14 pisos

TABLE: Story Drifts			Base Fija	Base Flexible	
Story	Load Case	Direction	Drift	Drift	Δ _Drift
Story14	DDX Max	X	0.62%	0.94%	1.51
Story13	DDX Max	X	0.65%	0.97%	1.50
Story12	DDX Max	X	0.66%	0.99%	1.50
Story11	DDX Max	X	0.67%	1.01%	1.51
Story10	DDX Max	X	0.67%	1.03%	1.53
Story9	DDX Max	X	0.67%	1.04%	1.57
Story8	DDX Max	X	0.65%	1.06%	1.62
Story7	DDX Max	X	0.63%	1.07%	1.71
Story6	DDX Max	X	0.59%	1.07%	1.82
Story5	DDX Max	X	0.53%	1.06%	1.99
Story4	DDX Max	X	0.47%	1.05%	2.26
Story3	DDX Max	X	0.38%	1.03%	2.70
Story2	DDX Max	X	0.28%	1.06%	3.73
Story1	DDX Max	X	0.14%	0.86%	6.00

Fuente: Elaboración propia (2021)

En la Tabla 26.4 se puede observar un comparativo entre los drift de cada entrepiso y su incremento debido a considerar la interacción suelo-estructura en el modelo numérico. Como se definió líneas arriba, los primeros pisos han sufrido un incremento mayor (del 1er al 4to piso) en comparación a los pisos superiores. Siendo el 1er piso el que ha sufrido el mayor incremento en 6 veces su valor inicial (modelo de base fija).

Este mismo efecto se puede observar o representar por un gráfico de barras como el de la Fig. 80.4, donde los 5 primeros pisos son los que han sufrido un mayor incremento, en comparación que los pisos superiores. Con factores de amplitud mayores a 2.0 hasta un valor máximo de 6.0, que es el caso de primer piso.



Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 80.4

Incremento de los drift por piso debido al ISE, en la dirección X – Edificio de 14 pisos

De manera similar, se realizó el análisis en la dirección Y-Y. En la Tabla 27.4 se observa el mismo patrón de respuesta que en la dirección X-X. Donde, son los 4 primeros pisos los que sufren un mayor incremento en los drift debido a considerar la flexibilidad del suelo en el modelo de análisis.

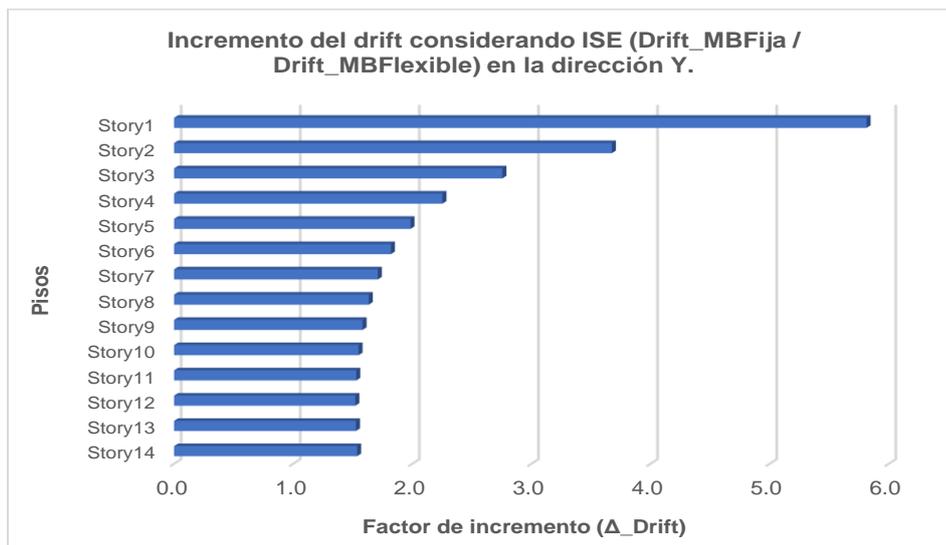
Tabla 27.4

Variación del drift entre el modelo de base fija y el de base flexible, en la dirección Y – Edificio de 14 pisos

TABLE: Story Drifts			Base Fija	Base Flexible	
Story	Load Case	Direction	Drift	Drift	Δ _Drift
Story14	DDY Max	Y	0.65%	1.00%	1.54
Story13	DDY Max	Y	0.67%	1.02%	1.53
Story12	DDY Max	Y	0.68%	1.04%	1.52
Story11	DDY Max	Y	0.69%	1.06%	1.53
Story10	DDY Max	Y	0.69%	1.07%	1.55
Story9	DDY Max	Y	0.68%	1.08%	1.58
Story8	DDY Max	Y	0.67%	1.09%	1.63
Story7	DDY Max	Y	0.64%	1.09%	1.71
Story6	DDY Max	Y	0.60%	1.09%	1.82
Story5	DDY Max	Y	0.54%	1.08%	1.99
Story4	DDY Max	Y	0.47%	1.07%	2.25
Story3	DDY Max	Y	0.39%	1.08%	2.76
Story2	DDY Max	Y	0.29%	1.07%	3.68
Story1	DDY Max	Y	0.14%	0.82%	5.81

Fuente: Elaboración propia (2021)

En la Fig. 81.4 se muestra con un gráfico de barras la relación de incremento en los drift de los modelos con base flexible en comparación con los modelos de base fija. Se verifica que son los 4 primeros pisos los que han presentado un mayor incremento mayores a 2 y hasta 6 veces los drift del modelo de base fija. Este incremento se produce con mayor intensidad en el primer entrespiso.



Fuente: Elaboración propia (2021)

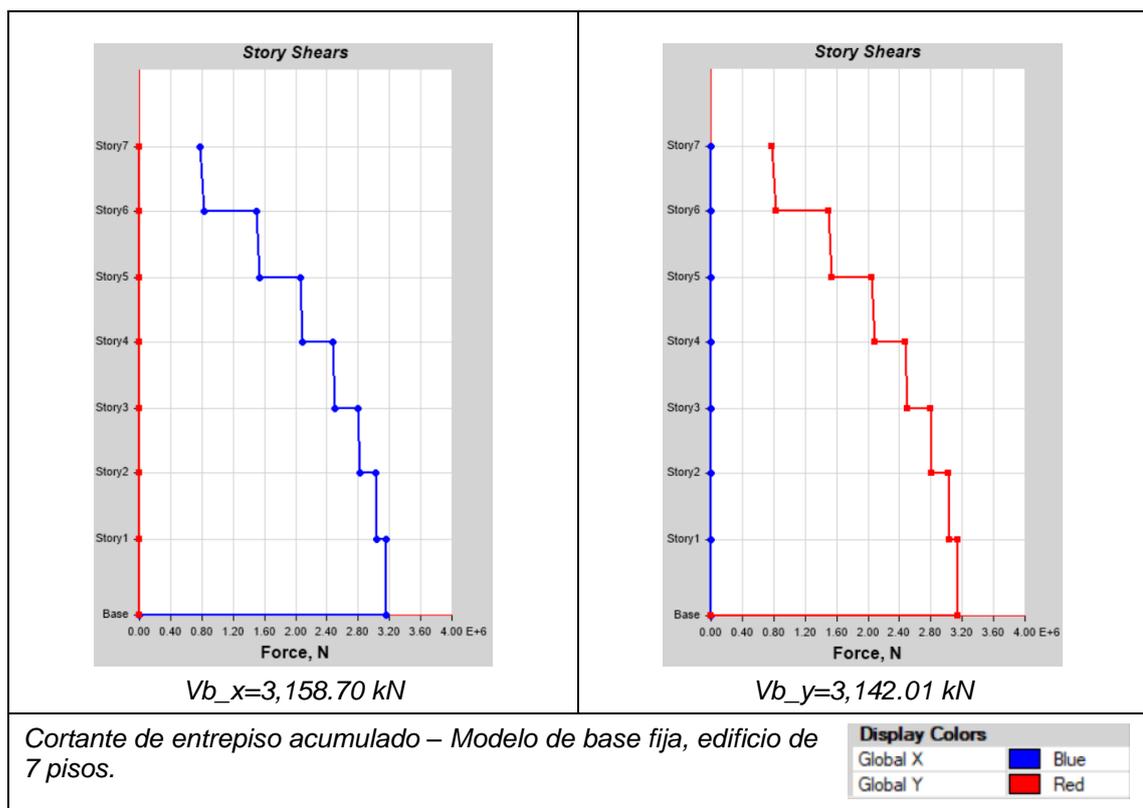
Figura 81.4

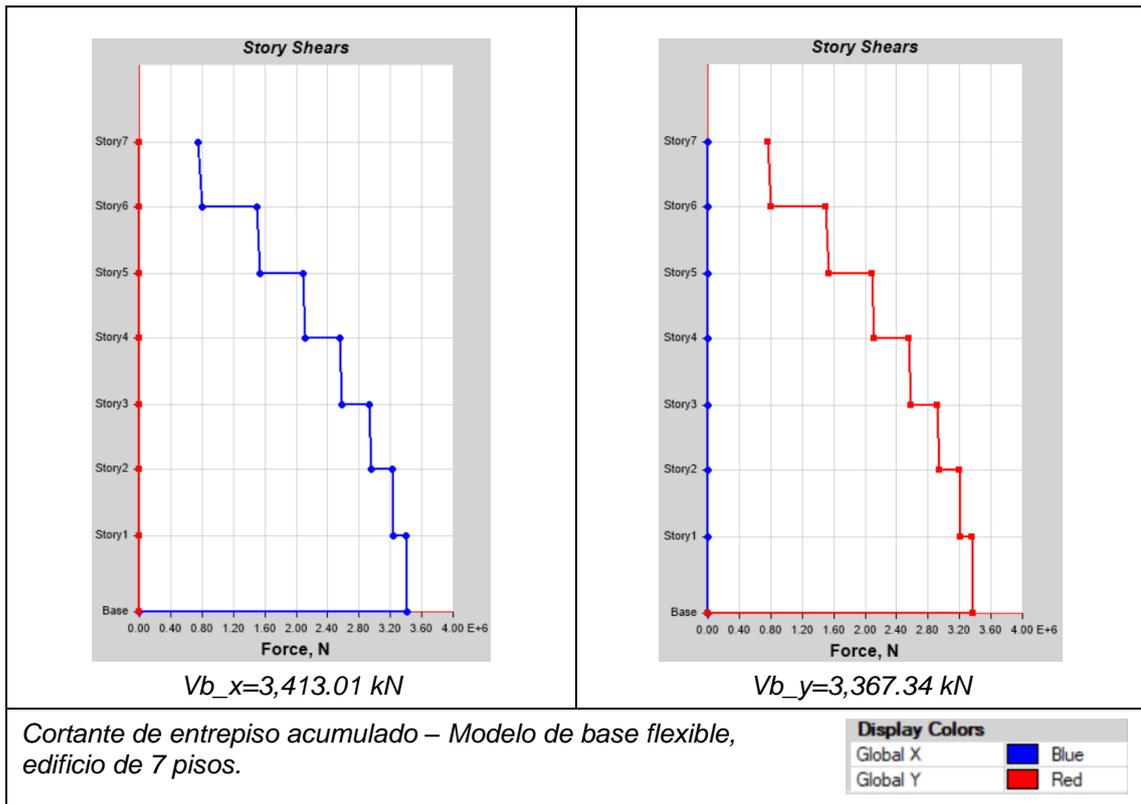
Incremento de los drift por piso debido al ISE, en la dirección Y – Edificio de 14 pisos

Cortante lateral de entrepiso y cortante basal

En este apartado se presenta el análisis sobre la cortante sísmica de entrepiso y la cortante en la base de la edificación. Este parámetro es la que se usa para los diseños de los distintos elementos estructurales, pues el enfoque actual para el diseño, es el diseño por fuerzas.

En la siguiente figura se muestra la distribución de las fuerzas cortantes por piso, de forma acumulada hasta llegar a la cortante total en la base o cortante basal para el edificio de 7 pisos. Donde se puede observar que el incremento en la cortante basal, debido a considerar la interacción suelo-estructura, ha sufrido un incremento, sin embargo, este incremento es de 8% y 7%, para la dirección X-X e Y-Y respectivamente. Por tanto, la variación o la influencia del ISE en la cortante basal no es tan relevante para una estructura de este número de pisos y las condiciones geotécnicas empleadas en este trabajo de investigación.





Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 82.4

Comparativo de cortantes laterales de entrepiso y cortante basal entre Modelo de base fija vs Modelo de base flexible de edificio de 7 pisos

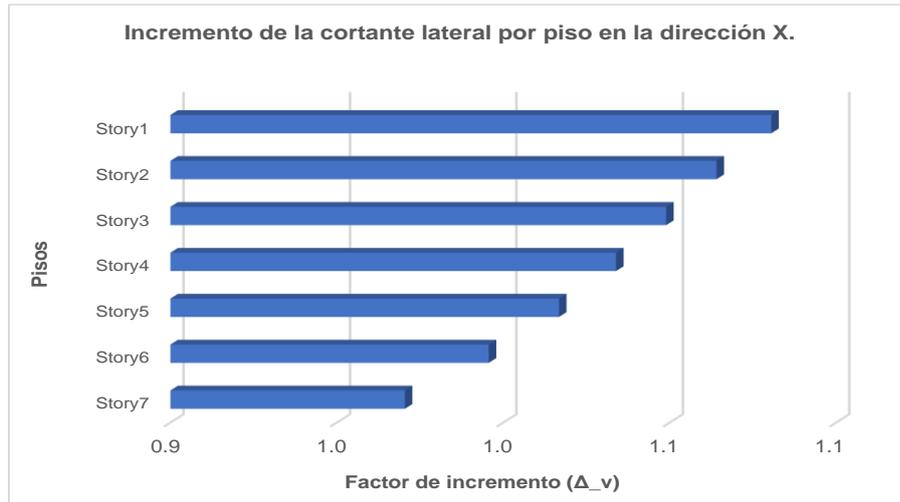
Esta distribución de la fuerza cortante por piso se muestra en la Fig. 83.4. Y 84.4 donde se puede ver que el incremento en la cortante lateral por piso es mínima y constante, en ambas direcciones de análisis.

Tabla 28.4

Variación de la cortante lateral por piso modelo de base fija y el de base flexible, en la dirección X – Edificio de 7 pisos

TABLE: Cortante Lateral			Base Fija	Base Flexible	
Story	Load Case	Location	V _x [N]	V _x [N]	Δ _V
Story7	EQX Max	Bottom	827806.8	803329.68	0.97
Story6	EQX Max	Bottom	1540320.5	1533599.23	1.00
Story5	EQX Max	Bottom	2084496.21	2119387.93	1.02
Story4	EQX Max	Bottom	2502481.98	2587286.52	1.03
Story3	EQX Max	Bottom	2818233.11	2956161.86	1.05
Story2	EQX Max	Bottom	3038668.15	3233377.96	1.06
Story1	EQX Max	Bottom	3158702.79	3413012.66	1.08

Fuente: Elaboración propia (2021)



Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 83.4

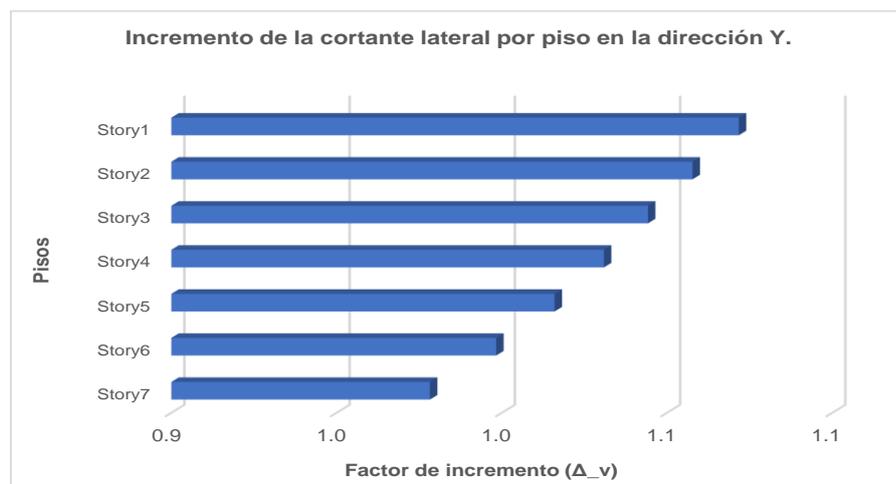
Incremento de la cortante lateral por piso en la dirección X-X, debido al ISE – Edificio de 7 pisos

Tabla 29.4

Variación de la cortante lateral por piso modelo de base fija y el de base flexible, en la dirección Y – Edificio de 7 pisos

TABLE: Cortante Lateral			Base Fija	Base Flexible	
Story	Load Case	Location	V _y [N]	V _y [N]	Δ_V
Story7	EQY Max	Bottom	824472.41	806544.83	0.98
Story6	EQY Max	Bottom	1536429.29	1533824.13	1.00
Story5	EQY Max	Bottom	2081116.11	2114357.83	1.02
Story4	EQY Max	Bottom	2498240.74	2575428.67	1.03
Story3	EQY Max	Bottom	2812771.69	2937159.75	1.04
Story2	EQY Max	Bottom	3030205.38	3205067.35	1.06
Story1	EQY Max	Bottom	3142009.69	3367344.47	1.07

Fuente: Elaboración propia (2021)



Fuente: Elaboración propia (2021)

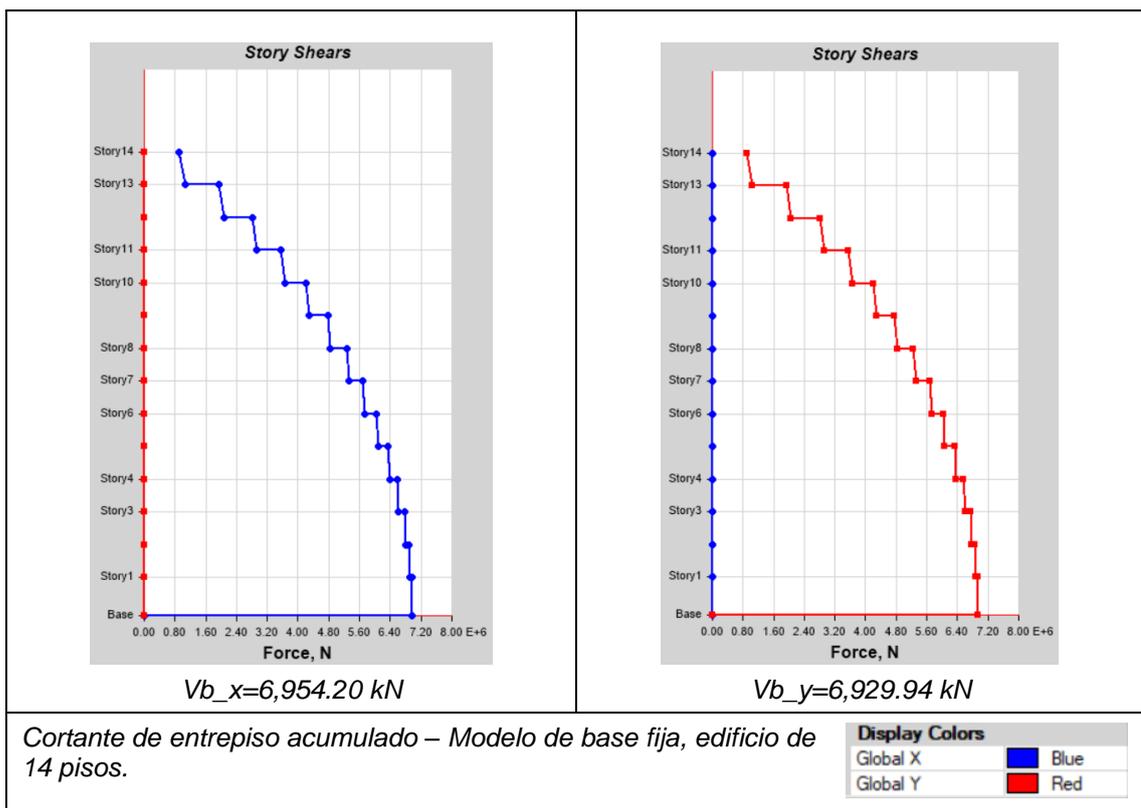
Figura 84.4

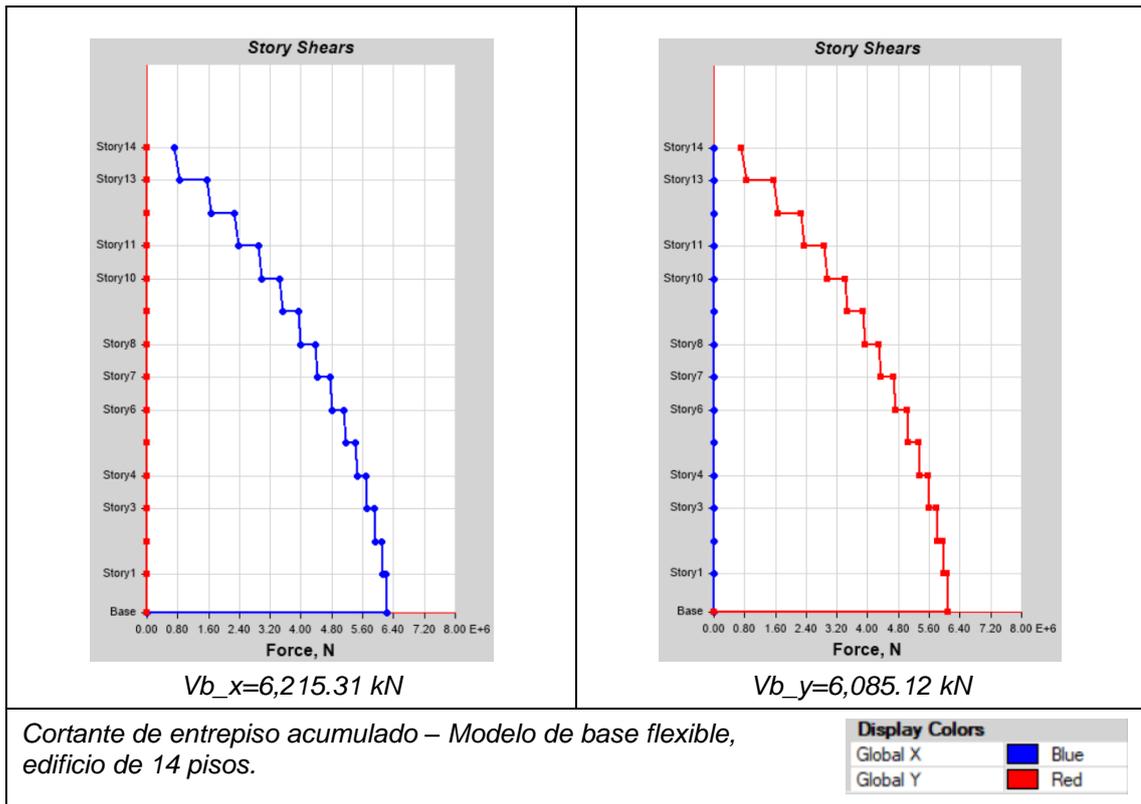
Incremento de la cortante lateral por piso en la dirección Y-Y, debido al ISE – Edificio de 7 pisos

De manera similar se analizó el caso del edificio de 14 pisos, es necesario resaltar que, a diferencia de la estructura de 7 pisos, donde el cortante basal incremento ligeramente su magnitud, para este caso la cortante basal ha sufrido una reducción de 11% y 12%, para la dirección X-X e Y-Y, respectivamente.

Para el caso del edificio de 14 pisos, la reducción en la demanda de cortante basal se debe a que al considerar el ISE en el modelo numérico, el periodo de vibración ha crecido y por tanto a periodos largos la demanda de cortante sísmica disminuye.

Esto es importante tener en cuenta que una reducción en las fuerzas laterales de entrepiso implicaría una reducción en las fuerzas de diseño en los elementos estructurales, como vigas, columnas y placas. Por tanto, se observa que la influencia de considerar ISE en edificios altos sobre suelos flexibles, reducen las fuerzas cortantes de entrepiso.





Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 85.4

Comparativo de cortantes laterales de entrepiso y cortante basal entre Modelo de base fija vs Modelo de base flexible de edificio de 14 pisos

Para una mejor comprensión de esta figura, se muestra un análisis comparativo por barras, mostrando el incremento por piso que ha sufrido cada entrepiso, tanto en la dirección X, como en la dirección Y.

Lo que se puede apreciar que, a diferencia del caso del edificio de 7 pisos, se muestra una reducción en las fuerzas laterales por piso y esta reducción va desde un 11% hasta un 20% en ambas direcciones de análisis.

Tabla 30.4

Variación de la cortante lateral por piso modelo de base fija y el de base flexible, en la dirección X – Edificio de 14 pisos

TABLE: Cortante Lateral			Base Fija	Base Flexible	
Story	Load Case	Location	V_x [N]	V_x [N]	Δ_v
Story14	EQX Max	Bottom	1051580.86	841750.48	0.80
Story13	EQX Max	Bottom	2063307.72	1664940.91	0.81
Story12	EQX Max	Bottom	2919435.03	2370177.01	0.81
Story11	EQX Max	Bottom	3653300.02	2980290.13	0.82
Story10	EQX Max	Bottom	4288699.8	3516123.85	0.82
Story9	EQX Max	Bottom	4841146.11	3992939.48	0.82
Story8	EQX Max	Bottom	5321052.98	4420714.92	0.83
Story7	EQX Max	Bottom	5735167.5	4805416.32	0.84
Story6	EQX Max	Bottom	6087407.31	5149992.96	0.85
Story5	EQX Max	Bottom	6379579.33	5454869.43	0.86
Story4	EQX Max	Bottom	6612139.17	5718240.24	0.86
Story3	EQX Max	Bottom	6784983.66	5936503.47	0.87
Story2	EQX Max	Bottom	6898314.05	6104860.9	0.88
Story1	EQX Max	Bottom	6954200.46	6215305.94	0.89

Fuente: Elaboración propia (2021)



Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 86.4

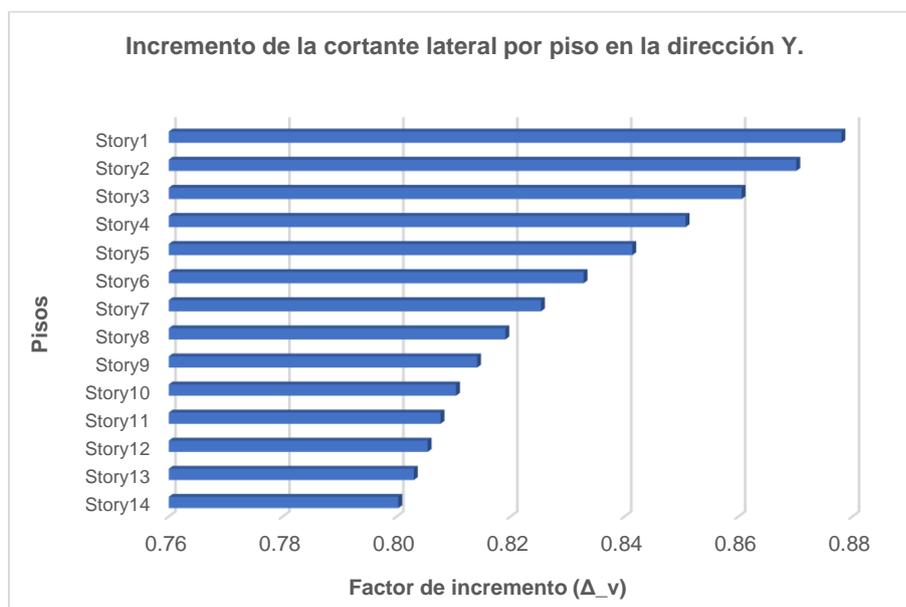
Incremento de la cortante lateral por piso en la dirección X-X, debido al ISE – Edificio de 14 pisos

Tabla 31.4

Variación de la cortante lateral por piso modelo de base fija y el de base flexible, en la dirección Y – Edificio de 14 pisos

TABLE: Cortante Lateral			Base Fija	Base Flexible	
Story	Load Case	Location	V _y [N]	V _y [N]	Δ _v
Story14	EQY Max	Bottom	1047180.64	838068.71	0.80
Story13	EQY Max	Bottom	2059884.6	1654166.32	0.80
Story12	EQY Max	Bottom	2918136.4	2350441.3	0.81
Story11	EQY Max	Bottom	3650790.28	2948805.5	0.81
Story10	EQY Max	Bottom	4283505.33	3471514.79	0.81
Story9	EQY Max	Bottom	4833419.22	3935077.13	0.81
Story8	EQY Max	Bottom	5310978.91	4350219.41	0.82
Story7	EQY Max	Bottom	5722987.2	4723432.57	0.83
Story6	EQY Max	Bottom	6073249.55	5057978.19	0.83
Story5	EQY Max	Bottom	6363791.98	5354350.28	0.84
Story4	EQY Max	Bottom	6595049.82	5610692.13	0.85
Story3	EQY Max	Bottom	6766670.49	5823209.65	0.86
Story2	EQY Max	Bottom	6877862.07	5984909.66	0.87
Story1	EQY Max	Bottom	6929939.47	6085120.63	0.88

Fuente: Elaboración propia (2021)



Fuente: Elaboración propia (2021)

Figura 87.4

Incremento de la cortante lateral por piso en la dirección Y-Y, debido al ISE – Edificio de 14 pisos

V. DISCUSIÓN

Luego de haber descrito los resultados de esta investigación referente a la influencia de la interacción suelo – estructura en la respuesta dinámica estructural de edificios de 7 y 14 pisos, sobre la base de un exhaustivo proceso investigativo de los resultados arrojados del programa Etabs, como su interpretación, el presente capítulo comprende la discusión de los hallazgos y observaciones.

Objetivo general: Evaluar la variación en la respuesta dinámica estructural de una edificación de altura media y alta con y sin ISE, Ica - Perú, 2021.

Huanca (2018), en su trabajo indica que al considerar la interacción suelo – estructura, descubre que la flexibilidad en la base interviene directamente en la resolución de la respuesta dinámica estructural, obteniendo precisión en los mismos y como consecuencia obtener resultados más realistas a la demanda sísmica, en base a modelos dinámicos rusos, que al final de su investigación muestra en sus resultados un incremento en el periodo de vibración del 9.69% para el primer modo con el modelo D.D. Barkan O.A. Savinov, y un 15.4% utilizando el modelo de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87, asimismo también muestra un incremento en los desplazamientos máximos de 10.60%, 3.95% para los ejes “x” e “y”, respectivamente utilizando el modelo de D.D. Barkan O.A. Savinov, y un 23.01%, 8.77% para los ejes “x” e “y” respectivamente utilizando el modelo de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87, una reducción de las fuerzas internas del 29%.

En comparación con este trabajo de investigación su desarrollo fue en base a la normatividad norteamericana (NIST GCR 12-917-21), la cual nos da pautas para considerar la interacción suelo – estructura, considerando la flexibilidad del suelo, habiendo una variación en la respuesta estructural de las edificaciones modeladas, como el incremento en los periodos de vibración del 49%, 57%, 19% para los modos 1, 2, 3 respectivamente del modelo de 7 pisos, y del 57%, 57%, 22% para los modos 1, 2, 3, respectivamente del modelo de 14 pisos, un incremento en los desplazamientos máximos del 161%, 149% en ejes “x” e “y” respectivamente, para el modelo de 7 pisos, y del 89%, 88% en ejes “x” e “y” respectivamente para el modelo de 14 pisos, un incremento de la cortante basal del 8%, 7% para los ejes “x” e “y” respectivamente, para el modelo de 7 pisos, sin embargo se observó que para el

modelo de 14 pisos hubo una reducción de misma de un 11%, 12% en ejes “x” e “y” respectivamente.

Por tanto, podemos decir que, para evaluar la variación en la respuesta dinámica estructural, de similar forma que Huanca (2018), se basó en modelos dinámicos, para considerar la ISE, con la diferencia de que en esta investigación se consideró modelos más actuales como el NIST (2012); por otra parte en comparación a los resultados de Huanca (2018), respecto a los periodos de vibración se tiene una similitud, dado que hay un incremento en los modelos analizados, una similitud también en el incremento de los desplazamientos máximos, que, si bien es cierto son menores, pudiéndose considerar debido a la altura de los edificios analizados, el sistema estructural, como también el modelo dinámico utilizado para el análisis de ISE, descrito por **Huanca (2018)**.

Objetivo específico 01: Realizar una caracterización de las propiedades mecánicas del suelo, para su implementación en un modelo numérico considerando la ISE.

Curioso y Castillo (2020), en su trabajo para la caracterización del suelo de fundación, recolecta datos de la Norma técnica E.030 (tabla N°2), como la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte S1 (500m/s), S2 (180m/s), S3 (90m/s), eligiendo el menor valor para cada tipo de suelo; por otro lado, para considerar el peso específico de los tipos de suelos, empleo tablas según Rodríguez William S1 (21KN/cm³), S2 (18KN/cm³), S3 (15KN/cm³), para el coeficiente de poisson tomo los valores que indica la Norma NIST (2012) de acuerdo al tipo de suelo S1 (0.27), S2 (0.30), S3 (0.45), datos que fueron utilizados para caracterizar la rigidez del suelo.

En comparación con este trabajo de investigación se vio la relevancia de considerar resultados de ensayos, como son los estudios geofísicos de refracción sísmica, para saber de manera más exacta la respuesta sísmica del sitio en estudio, es así que se utilizó para la velocidad promedio de propagación de ondas de corte S3 (181.371m/s), para el peso específico S3 (19KN/cm³), para el coeficiente de poisson S3 (0.40), datos que permiten caracterizar la rigidez del suelo, en coeficientes de rigidez traslacional y rotacional, siguiendo las pautas del NIST (2012).

Por tanto, podemos decir que la forma de caracterizar es similar a la realizada por **Curioso y Castillo (2020)**, pero la aproximación real de los datos diferente, por la cual hay una discrepancia en la exactitud de los resultados.

Objetivo específico 02: Implementar una estrategia de modelamiento numérico, basado en el FEM, para considerar la ISE en el análisis sísmico de edificaciones.

En contraste con el trabajo desarrollado por **Dueñas (2016)**, donde su objetivo principal fue determinar las variaciones en el diseño estructural considerando modelos numéricos que incluyan interacción suelo - estructura, donde se analizó un edificio de 15 pisos y un edificio de 7 pisos, ambas con sistema estructural en base a pórticos, y para ello se utilizó el software de análisis y diseño ECOgcw Ver.2.32, el cual trabaja con el método de elementos finitos, siguiendo su normatividad para considerar ISE el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 2004.

En comparación con este trabajo de investigación para la determinación de las variaciones de los valores de periodo vibración, desplazamientos y cortante basal, de los modelos de 7 y 14 pisos, con sistema dual. Se empleó el software de análisis estructural Etabs v.16; que permite modelar como un elemento link, como un coeficiente de rigidez.

De manera similar a este trabajo se realizó un análisis dinámico modal espectral, tener en cuenta que los espectros de diseño sísmico varían de país a país. El método numérico empleado fue el método de elementos finitos, el mismo método que fue utilizado en trabajo de investigación de **Dueñas (2016)**.

Objetivo específico 03: Determinar la variación del periodo fundamental vibración en una estructura de altura media y alta con y sin ISE, Ica - Perú. Empleando el método de elementos finitos.

Dueñas (2016) indica que los periodos de vibración fundamental de la estructura crecieron en un 93%, donde concluyó que es favorable o conveniente considerar ISE para estructuras cimentadas en suelos blandos, pues es en estos casos donde le ISE toma mayor relevancia.

Esto comparado con nuestros resultados, los periodos de vibración de los edificios analizados en este trabajo fueron alargados. Para el caso del edificio de 7 pisos, los periodos de vibración incrementaron en un 49%, 57% y 19% en el Modo 1, Modo 2 y Modo 3, respectivamente. Para el caso del edificio de 14 pisos, los periodos de vibración incrementaron en un 57%, 57% y 22% en el Modo 1, Modo 2 y Modo 3, respectivamente.

Que, si bien es cierto, son menores a lo encontrado por Dueñas, consideramos que esto se debe a que en este trabajo nuestros edificios de análisis son del tipo dual y no del tipo aporticado como es el caso de nuestro antecedente, pues los edificios aporticados son más flexibles que los del tipo dual. Por tanto, podemos indicar que los resultados de este trabajo siguen siendo similares con los resultados de **Dueñas (2016)**.

Objetivo específico 04: Determinar la variación en la cortante basal en una estructura de altura media y alta con y sin ISE, Ica - Perú. Empleando el método de elementos finitos.

García et al. (2018), como resultado presento una reducción de la cortante basal del 25% en eje "x", y un 25% en el eje "y", para su edificio de análisis El Centro 1 (4 pisos)

Comparando con nuestros resultados, se muestra una variación pues para el edificio de 7 pisos se mostró un ligero incremento del 8% en la cortante basal, esto a diferencia de García que encontró una reducción de la cortante basal para una estructura de 4 pisos. Se podría atribuir que los perfiles de suelos son diferentes. Por otro lado, donde si hay una correlación con García, es en los resultados del edificio de 14 pisos donde se apreciamos una reducción del 11% en la cortante basal en comparación de los 25% encontrado por **García et al. (2018)**.

Finalmente, se puede decir que los resultados obtenidos en este trabajo de investigación muestran ser similares en caso del modelo de 7 pisos, por guardar una relación coherente con los resultados de **García et al. (2018)**, pero con respecto al modelo de 14 pisos hay una discrepancia con los resultados de **García et al. (2018)**.

VI. CONCLUSIONES

En base a los análisis realizados en este trabajo de investigación se pueden dar las siguientes conclusiones:

1. En resumen, los efectos de un suelo flexible o blando (tipo S3) influyen favorablemente en edificios altos, pues permiten reducir las fuerzas cortantes de diseño, lo cual permitirá una reducción en las fuerzas de diseño de vigas, columnas, placas y cimentación. Esto en contraste con lo sucedido en el edificio de 7 pisos, donde se observó una ligera amplificación de la cortante basal (en un 8%), lo cual no es tan relevante y se podría justificar en seguir usando un modelo de base fija, por su practicidad en su aplicación en comparación con los modelos de base flexible. Por lo tanto, podemos decir que no siempre un análisis estructural considerando la base infinitamente rígida, puede concebir diseños estructurales más conservadores, puesto que, al considerar la flexibilidad del suelo, es posible optimizar el diseño.
2. La forma de caracterizar y expresar la flexibilidad del suelo, es mediante el cálculo de los coeficientes de rigidez traslacional (K_{z-din} , K_{y-din} , K_{x-din}) y rotacional (K_{zz-din} , K_{yy-din} , K_{xx-din}), siendo importante para un análisis más refinado, contar con estudios geofísicos de refracción sísmica, el cual nos ayuda a saber de manera más real la respuesta sísmica de sitio.
3. La forma de modelar llevando la rigidez del suelo a elementos link, como un coeficiente de rigidez dinámica con 6 grados de libertad (3 traslacionales y 3 rotacionales), es mediante el modelamiento numérico en el software Etabs v.16, en el comando point spring property data, modelo numérico basado en elementos finitos, representados en el software como resortes.
4. En relación a los periodos de vibración y formas modales, donde se encontró:
 - En el edificio de 7 pisos, se observó que los modos sufrieron un incremento en un 49%, 57% y 19% en el Modo 1, Modo 2 y Modo 3, respectivamente para el caso del modelo con ISE. Además, se observó que en el modelo de base fija el

primer modo tiene una forma torsional (desplazamiento en X-X e Y-Y); mientras que en modelo con ISE este efecto torsional se presenta en el Modo 3.

- En el edificio de 14 pisos, se observó que los modos sufrieron un incremento en un 57%, 57% y 22% en el Modo 1, Modo 2 y Modo 3, respectivamente para el caso del modelo con ISE. Además, se observó que, para ambos casos, modelo de base fija y base flexible, muestran las dos primeras formas modales traslacionales, traslación en X-X y traslación en Y-Y, para el Modo 1 y Modo 2, respectivamente. También, se observa la forma modal (1 y 2) del modelo de base fija, tienen una forma no-lineal, con desplazamientos remarcados en los últimos pisos, en comparación a los dos primeros modos, del modelo de base fija, donde las formas modales son casi lineales, con desplazamientos laterales casi uniformes en toda la altura del edificio. Con respecto al 3er Modo, se observa que es del tipo rotacional, con traslación en ambas direcciones (X e Y), manteniendo, prácticamente, la misma forma modal.

5. Referente a la cortante basal, donde se encontró:

- En la distribución de las fuerzas cortantes por piso, de forma acumulada hasta llegar a la cortante total en la base o cortante basal para el edificio de 7 pisos. Donde se puede observar que el incremento en la cortante basal, debido a considerar la interacción suelo-estructura, ha sufrido un incremento, sin embargo, este incremento es de 8% y 7%, para la dirección X-X e Y-Y respectivamente. Por tanto, la variación o la influencia del ISE en la cortante basal no es tan relevante para una estructura de este número de pisos y las condiciones geotécnicas empleadas en este trabajo de investigación.
- De manera similar se analizó el caso del edificio de 14 pisos, es necesario resaltar que, a diferencia de la estructura de 7 pisos, donde el cortante basal incremento ligeramente su magnitud, para este caso la cortante basal ha sufrido una reducción de 11% y 12%, para la dirección X-X e Y-Y, respectivamente. Para el caso del edificio de 14 pisos, la reducción en la demanda de cortante basal se debe a que al considerar el ISE en el modelo numérico, el periodo de vibración ha crecido y por tanto a periodos largos la demanda de cortante sísmica disminuye.

Esto es importante tener en cuenta que una reducción en las fuerzas laterales de entrepiso implicaría una reducción en las fuerzas de diseño en los elementos estructurales, como vigas, columnas y placas. Por tanto, se observa que la influencia de considerar ISE en edificios altos sobre suelos flexibles, reducen las fuerzas cortantes de entrepiso.

VII. RECOMENDACIONES

Se considera que, para mejorar en el análisis de estructuras sometidas a sismo, hoy en la actualidad con la evolución de los programas de análisis, asistidos por computador, sea práctica común realizar procesos de análisis completos, como es el caso de considerar la interacción suelo - estructura en los modelos numéricos. Pues, con las herramientas computacionales en la actualidad es procesos de análisis y diseño son más prácticos de realizar.

Es sumamente necesario que los códigos de cada país se actualicen, pues nuestra Norma de diseño sismorresistente, la E.030, no contempla este procedimiento de ISE, que la mayoría de los códigos internacionales si las consideran dentro de sus procesos de análisis.

Considerar ISE en todos los modelos numéricos, pues en algunos casos favorece en la reducción de las fuerzas de diseño y dejamos de ser tan conservadores en los cálculos y logramos reducción en los costos de ejecución. Mientras que, por otro lado, puede suceder el caso inverso y tener un incremento en las cargas de diseño, que si usamos un modelo tradicional de base fija, se estaría por el lado de la inseguridad.

Ampliar investigaciones que ayuden a contar con más precedentes y pautas para implementar la interacción suelo – estructura, en diferentes tipos de cimentación, como en sistemas estructurales.

Considerar estudios geofísicos, para caracterizar de manera más exacta la zona de estudio, y obtener una respuesta de sitio más real, para los diseños estructurales.

Incentivar este tipo de trabajos de investigación, pues contribuyen a mostrar la importancia de recurrir y buscar siempre la mejora continua en los procesos de la ingeniería civil. Como es en este caso en la ingeniería estructural.

REFERENCIAS

- American Concrete Institute (2002). Suggested Analysis and Design Procedures for Combined Footings and Mats. Comité 336.2R-88 Journal of the ACI.
- Baker A.L.L. (1957). Raft foundations the soil-line method of design. Concrete Publications Limited. London.
- Berrocal Canchari, J., (2013) "Métodos analíticos y numéricos aplicados al diseño de cimentaciones superficiales considerando su interacción con el suelo". Tesis para obtención el grado de maestro. Universidad Nacional de Ingeniería.
- Berry, P. L. and Reid, D. (1993). Mecánica de suelo. Santa Fé de Bogotá: McGraw-Hill.
- Blanco, A. (2012). "Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado". Capítulo de Ingeniería Civil. Consejo Departamental de Lima.
- BOWLES, JOSEPH (1968). Foundation analysis and design. New York: The McGraw-Hill.
- Bolaños M., Bolaños M. (2004) "Espectros de Peligro Sísmico Uniforme". Tesis de maestría. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- Borzi B., Crowley H., Pinho R. (2007). Simplified Pushover-Based Vulnerability Analysis for Large-Scale Assessment of RC buildings.
- CODUTO, D. P. (2001). Foundation design principles and practices. 2da Edición. New Jersey: Prentice Hall.
- Computers and Structures Inc. (2013). Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems. Nonlinear Version 16.1.
- DUNCAN, J.M. & CHANG, C.M. (1970) Nonlinear analysis of stress and strain in soils. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 96(SM5), 1629-1653.
- Elnashai, L. (2008). "Fundamentals of Earthquake Engineering: An Innovative Approach". Editor: Wiley, John & Sons, Incorporated (3 de diciembre de 2008) ASIN: B0088OTQGE.

FEMA (2012). Seismic Performance Assessment of Buildings. FEMA P-58.

Mander J.B., Priestley M.J.N., and Park R. (1998). "Observed Stress-Strain Model for Confined Concrete" ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 114 (8), pp 1827-1849.

Miranda E. (1997). Estimation of Maximum Interstory Drift Demands in Displacement-Based Design. Seismic design Methodologies for the Next Generation of Codes, H. Krawinkler and P. Fajfar editor, Balkema.

Moehle, J. (2014). "Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings". McGraw-Hill Education – Europe. ISBN13 9780071839440.

Murty, C. (2012). "Some Concepts in Earthquake Behaviour of Buildings". Publisher: Gujarat State Disaster Management Authority, Gandhinagar.

Muñoz A, Blondet M. (2007). "Reducción de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares peruanas en alto riesgo." Informe DAI-PUCP.

Muñoz A., Tinman M. and Quiun D. (2013). Riesgo sísmico de edificaciones peruanos. Prima Ingenieros. Lima, Perú

Naeem Khan A. y Javed M. (2013). "Response of inelastic SDOF systems to earthquake loading". Introduction to Structural Dynamics and Earthquake Engineering. University of Engineering & Technology. Peshawar, Pakistan.

Ottazzi, G. (2004). "Material de apoyo para la enseñanza de los cursos de diseño y comportamiento del concreto armado". Tesis para optar el Grado de Magister en Ingeniería Civil. Pontificia Universidad Católica del Perú.

Paulay y Priestley (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Building. John Wiley and Sons. USA.

PECK, R. B., HANSON, W. E., & THORNBURN, T. H. (1988). Ingeniería de cimentaciones. México: Limusa.

Priestley M.J.N., Calvi G., and Kowalsy M. (2007), "Displacement-based seismic design of structures.", IUSS Press, Pavia, Italy.

Priestley M. J., Calvi G.M., (1991). Towards a Capacity-Design Assessment procedure for reinforced concrete frames. *Earthquake Spectra*. 7(3), 413-437.

Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma Técnica de Edificación E-060 Concreto Armado.

Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma Técnica de Edificación E-050 Suelos y Cimentaciones.

Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma Técnica de Edificación E-030 Diseño Sismo Resistente.

Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma Técnica de Edificación E-020 Cargas.

Kerem C., and Whittaker A. (2009). Performance-Based Assessment and Design of Squat Reinforced Concrete Shear Walls. Technical Report MCEER-09-001 0. USA.

Kuroiwa J. 2002. "Reducción de desastres – Viviendo en armonía con la naturaleza". Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo (PNUD). Lima, Perú.

Yang T. Y., Moehle J., Stojadinovic B., and Der Kiureghian A., (2009) "Performance evaluation of structural systems: theory and implementation". *Journal of Structural Engineering*, vol. ASCE. 135(10), pp. 1146-1154.

Oz I., Senel S., Palanci M. and Kalkan A., (2020) "Effect of soil – structure interaction on the seismic response of existing low and mid – rise RC buildings". Publisher: Creative Commons Attribution (CC BY).

O. C. Marques, L. A. Feitosa, K. V. Bicalho, and E. C. Alves., (2020) "Analysis of constructive effect and soil-structure interaction in tall building projects with shallow foundations on sandy soils," *Rev. IBRACON Estrut. Mater.*, vol. 14, no. 1, e14103.

Lasowicz N. and Falborski T., (2018) "Soil-structure interaction effects on modal parameters of office buildings with different number of stories". *MATEC of conferences* 219, 03001.

Dueñas H.F., (2016) "Análisis comparativo de dos edificios considerando los efectos de interacción dinámica suelo estructura según el código reglamentario para el

Municipio de Puebla”, Tesis de maestría. Benemérita Universidad Autónoma de Puebla. México.

Márquez A., Ríos A. y Zamora G., (2018) “Efectos de interacción dinámica suelo-estructura en un edificio en la ciudad de managua”. Tesis. Universidad Nacional de Ingeniería. Managua Nicaragua.

Buitrago Goyez, Luis Gerardo, (2017) "Soil-Structure Interaction Effects on the Seismic Response of Low-Rise Eccentrically Braced Frames". Theses and Dissertations. 2398.

Jines R., (2017) “Interacción sísmica suelo – estructura en edificaciones de sistema dual en la Ciudad de Moquegua”. Tesis de maestría. Universidad Privada de Tacna. Perú.

Curioso R., y Torres A., (2020) “Influencia de la interacción suelo-estructura en edificaciones aporticadas (oficinas) de 4,8 y 12 pisos en perfiles de suelo S1, S2 y S3 de Lima – Perú bajo la normativa americana NIST GCR 12-917-21”. Tesis. Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas. Lima, Perú.

Huanca J., (2018) “Análisis de la interacción suelo-estructura frente a eventos sísmicos en viviendas cercanas a la bahía de la Ciudad de Puno”. Tesis. Universidad Andina “Néstor Cáceres Velásquez”. Lima, Perú.

Araca F., Gomez L., Cahui A., y Marin G., (2020) “Influencia de la interacción suelo-estructura en el comportamiento de las viviendas aporticadas con zapatas aisladas en la ciudad de Juliaca”. Revista Científica de la UCSA, Vol.7 N.o2 agosto, 2020: 70-81.

Aguiar R., Ortiz D., (2017) “Análisis sísmico de un edificio de doce pisos de la ciudad de Manta considerando interacción suelo estructura”. Revista internacional de ingeniería de estructuras, Vol. 22, 3, 251-279.

Raghunath R., y Nagendra M., (2020) “Study of soil structure interaction on framed structure using etabs”. Artículo de Revista International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET), VOL. 7 Agosto, 2020.

ANEXOS

ANEXO N°01: MATRIZ DE CONSISTENCIA

TITULO: Influencia de la interacción suelo – estructura en respuesta dinámica estructural de edificaciones de 7 y 14 pisos en Ica, Perú – 2021

AUTOR: Hinostroza Rosales Luis Miguel

PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES		INSTRUMENTOS
PROBLEMA GENERAL	OBJETIVO GENERAL	HIPÓTESIS GENERAL	VARIABLE INDEPENDIENTE	Interacción suelo - estructura	Fichas de recolección de datos
¿Cuál es la variación en la respuesta dinámica estructural de una edificación de altura media y alta con y sin ISE, Ica - Perú, 2021?	Evaluar la variación en la respuesta dinámica estructural de una edificación de altura media y alta con y sin ISE, Ica - Perú, 2021.	la variación en la respuesta dinámica estructural para edificaciones de altura media y alta considerando ISE, Ica - Perú, 2021, serán mayores a las de base fija (típicamente empleadas en la práctica común), en orden de magnitud.	DIMENSIONES	INDICADORES	
			Modelos Dinámicos (NIST GCR 12 - 917 - 21)	Rigidez traslacional en los ejes X, Y, y Z. Rigidez rotacional en los ejes X, Y, y Z.	
PROBLEMAS ESPECÍFICOS	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	HIPÓTESIS ESPECÍFICAS	Propiedades Mecánicas del Suelo	Modulo dinámico al esfuerzo cortante	
¿Cómo se caracteriza las propiedades mecánicas del suelo para su implementación en el modelo de ISE?	Realizar una caracterización de las propiedades mecánicas del suelo, para su implementación en un modelo numérico considerando la ISE.	Las propiedades mecánicas del suelo podrán ser caracterizadas por ensayos y métodos semi - empíricos que permitirán caracterizar la rigidez del suelo y podrán ser expresado como un coeficiente de rigidez.		Coeficiente de Poisson	
				Velocidad promedio de propagación de las ondas de corte	
¿Cómo se realiza el modelo numérico de una edificación del tipo dual considerando la ISE?	Implementar una estrategia de modelamiento numérico, basado en el FEM, para considerar la ISE en el análisis sísmico de edificaciones.	Las propiedades mecánicas del suelo, la rigidez del suelo, se pueden caracterizar o modelar como un elemento link con un coeficiente de rigidez, para ser implementados en los modelos numéricos basados en elementos finitos.	VARIABLE DEPENDIENTE	Respuesta dinámica estructural	Fichas de recolección de datos
¿Cuál es la variación en la respuesta de los periodos de vibración fundamental en una estructura de altura media y alta con y sin ISE, Ica - Perú, 2021?	Determinar la variación en los periodos de vibración fundamental en una estructura de altura media y alta con y sin ISE, Ica - Perú. Empleando el método de elementos finitos.	Sera cierto que los periodos de vibración fundamental, producto del sismo, considerando ISE, serán mayores a los resultados obtenidos considerando el caso práctico de empotramiento en la base.	DIMENSIONES	INDICADORES	
			Propiedades Dinámicas	Periodo fundamental Modos de vibración Porcentaje de masa participativa	
¿Cuál es la variación en la cortante basal en una estructura de altura media y alta con y sin ISE, Ica - Perú, 2021?	Determinar la variación en la cortante basal en una estructura de altura media y alta con y sin ISE, Ica - Perú. Empleando el método de elementos finitos.	Sera cierto que la cortante basal, producto del sismo, considerando ISE, serán menores a los resultados obtenidos considerando el caso práctico de empotramiento en la base.	Método de Análisis (Modal Espectral)	Desplazamientos laterales	
				Desplazamientos relativos de entrepiso Cortante basal	

ANEXO N°02: MATRIZ DE OPERACIONALIZACIÓN DE LA VARIABLE

TITULO: Influencia de la interacción suelo – estructura en respuesta dinámica estructural de edificaciones de 7 y 14 pisos en Ica, Perú – 2021

AUTOR: Hinostroza Rosales Luis Miguel

VARIABLES	DEFINICION CONCEPTUAL	DEFINICION OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA	METODOLOGÍA
VARIABLE INDEPENDIENTE						
Interacción suelo – estructura	Se puede entender como el proceso en el cual el suelo influye en el comportamiento de la estructura y esta a su vez en el suelo (Blanca, 2019)	La variable interacción suelo – estructura será evaluado mediante modelos dinámicos (NIST GCR 12 – 917 -21), determinando sus coeficientes de rigidez, considerando las propiedades mecánicas del suelo	Modelos Dinámicos (NIST GCR 12 - 917 – 21) Propiedades Mecánicas del Suelo	Rigidez traslacional en los ejes X, Y, y Z. Rigidez rotacional en los ejes X, Y, y Z. Modulo dinámico al esfuerzo cortante Coeficiente de Poisson Velocidad promedio de propagación de las ondas de corte	Razón/Intervalo	<p>Enfoque de investigación Cuantitativo</p> <p>Diseño de investigación No experimental</p> <p>Nivel de investigación Explicativo</p> <p>Tipo de investigación Aplicada</p>
VARIABLE DEPENDIENTE						
Respuesta dinámica estructural	Se puede entender como la vibración de las estructuras, cuando están sujetas a cargas laterales, como es el caso de las acciones sísmicas (Chopra, N., 2018).	La variable respuesta dinámica estructural será evaluada en función de las propiedades dinámicas y estructurales por el método de análisis modal espectral	Propiedades Dinámicas Método de Análisis (Modal Espectral)	Periodo fundamental Modos de vibración Porcentaje de masa participativa Desplazamientos laterales Desplazamientos relativos de entrepiso Cortante basal	Razón/Intervalo	<p>Población Todas las edificaciones de concreto armado de sistema dual, de altura media y alta, ubicadas en la Región Ica, Ica - Cercado</p> <p>Muestra Dos edificaciones de concreto armado de sistema dual, la primera de 7 pisos y la segunda de 14 pisos</p> <p>Técnica Observación directa</p> <p>Instrumentos Fichas de recolección de datos, herramientas de laboratorio, software Etabs</p>

ANEXO N°03: VALIDACIÓN DE LOS INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

I. DATOS GENERALES

Apellidos y nombres del experto: Juan Alfredo Manchego Meza
Institución donde labora: Gerente General en INICYT SAC
Especialidad: Mag. Ingeniería Estructural
Instrumento de evaluación: Predimensionamiento, modelamiento numérico, periodo fundamental, modos de vibración, porcentaje de masa participativa, desplazamientos laterales como de entrepiso, cortante basal
Autor del instrumento: Br. Hinostroza Rosales, Luis Miguel

II. ASPECTOS DE VALIDACION

MUY DEFICIENTE (1) DEFICIENTE (2) ACEPTABLE (3) BUENA (4) EXCELENTE (5)

CRITERIOS	INDICADORES	1	2	3	4	5
CLARIDAD	Los ítems están redactados con lenguaje apropiado y libre de ambigüedades acorde con los sujetos muestrales.					X
OBJETIVIDAD	Las instrucciones y los ítems del instrumento permiten recoger la información objetiva sobre la variable: RESPUESTA DINAMICA ESTRUCTURAL , en todas sus dimensiones en indicadores conceptuales y operacionales.					X
ACTUALIDAD	El instrumento demuestra vigencia acorde con el conocimiento científico, tecnológico, innovación y legal inherente a la variable: RESPUESTA DINAMICA ESTRUCTURAL .				X	
ORGANIZACIÓN	Los ítems del instrumento reflejan organicidad lógica entre la definición operacional y conceptual respecto a la variable, de manera que permiten hacer inferencias en función a las hipótesis, problema y objetivos de la investigación.				X	
SUFICIENCIA	Los ítems del instrumento son suficientes en cantidad y calidad acorde con la variable, dimensiones e indicadores.					X
INTENCIONALIDAD	Los ítems del instrumento son coherentes con el tipo de investigación y responden a los objetivos, hipótesis y variable de estudio.					X
CONSISTENCIA	La información que se recoja a través de los ítems del instrumento, permitirá analizar, describir y explicar la realidad, motivo de la investigación.					X
COHERENCIA	Los ítems del instrumento expresan relación con los indicadores de cada dimensión de la variable: RESPUESTA DINAMICA ESTRUCTURAL .					X
METODOLOGÍA	La relación entre la técnica y el instrumento propuestos responden al propósito de la investigación, desarrollo tecnológico e innovación.				X	
PERTINENCIA	La redacción de los ítems concuerda con la escala valorativa del instrumento.				X	
PUNTAJE TOTAL						

(Nota: Tener en cuenta que el instrumento es válido cuando se tiene un puntaje mínimo de 41; sin embargo, un puntaje menor al anterior se considera al instrumento no válido ni aplicable)

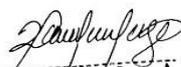
III. OPINIÓN DE APLICABILIDAD

considero que esta ficha cumple con los requisitos necesarios para los fines que se le pretende dar

PROMEDIO DE VALORACIÓN:

46

18....de 06 de 2021


 Manchego Meza Juan A
 Mag. ING. CIVIL
 C.I.P. N° 200816

I. DATOS GENERALES

Apellidos y nombres del experto: Ruben German CCallo Cusi
Institución donde labora: Consultor Independiente y Docente Universitario
Especialidad: Mag. Ingeniería Estructural
Instrumento de evaluación: Predimensionamiento, modelamiento numérico, periodo fundamental, modos de vibración, porcentaje de masa participativa, desplazamientos laterales como de entrepiso, cortante basal
Autor del instrumento: Br. Hinostroza Rosales, Luis Miguel

II. ASPECTOS DE VALIDACION

MUY DEFICIENTE (1) DEFICIENTE (2) ACEPTABLE (3) BUENA (4) EXCELENTE (5)

CRITERIOS	INDICADORES	1	2	3	4	5
CLARIDAD	Los ítems están redactados con lenguaje apropiado y libre de ambigüedades acorde con los sujetos muestrales.				X	
OBJETIVIDAD	Las instrucciones y los ítems del instrumento permiten recoger la información objetiva sobre la variable: RESPUESTA DINAMICA ESTRUCTURAL , en todas sus dimensiones en indicadores conceptuales y operacionales.				X	
ACTUALIDAD	El instrumento demuestra vigencia acorde con el conocimiento científico, tecnológico, innovación y legal inherente a la variable: RESPUESTA DINAMICA ESTRUCTURAL .					X
ORGANIZACIÓN	Los ítems del instrumento reflejan organicidad lógica entre la definición operacional y conceptual respecto a la variable, de manera que permiten hacer inferencias en función a las hipótesis, problema y objetivos de la investigación.					X
SUFICIENCIA	Los ítems del instrumento son suficientes en cantidad y calidad acorde con la variable, dimensiones e indicadores.					X
INTENCIONALIDAD	Los ítems del instrumento son coherentes con el tipo de investigación y responden a los objetivos, hipótesis y variable de estudio.				X	
CONSISTENCIA	La información que se recoja a través de los ítems del instrumento, permitirá analizar, describir y explicar la realidad, motivo de la investigación.					X
COHERENCIA	Los ítems del instrumento expresan relación con los indicadores de cada dimensión de la variable: RESPUESTA DINAMICA ESTRUCTURAL .				X	
METODOLOGÍA	La relación entre la técnica y el instrumento propuestos responden al propósito de la investigación, desarrollo tecnológico e innovación.					X
PERTINENCIA	La redacción de los ítems concuerda con la escala valorativa del instrumento.					X
PUNTAJE TOTAL						

(Nota: Tener en cuenta que el instrumento es válido cuando se tiene un puntaje mínimo de 41; sin embargo, un puntaje menor al anterior se considera al instrumento no válido ni aplicable)

III. OPINIÓN DE APLICABILIDAD

_____ cumple con las características requeridas para el fin que se le pretende dar _____

PROMEDIO DE VALORACIÓN:

46

17.....de 06 de 2021


 RUBÉN GERMAN C CALLO CUSI
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 127071

I. DATOS GENERALES

Apellidos y nombres del experto: Huamani Cervantes Iván Roger
Institución donde labora: Consultor independiente y docente capacitador
Especialidad: Ing. Civil
Instrumento de evaluación: Predimensionamiento, modelamiento numérico, periodo fundamental, modos de vibración, porcentaje de masa participativa, desplazamientos laterales como de entrepiso, cortante basal
Autor del instrumento: Br. Hinostroza Rosales, Luis Miguel

II. ASPECTOS DE VALIDACION

MUY DEFICIENTE (1) DEFICIENTE (2) ACEPTABLE (3) BUENA (4) EXCELENTE (5)

CRITERIOS	INDICADORES	1	2	3	4	5
CLARIDAD	Los ítems están redactados con lenguaje apropiado y libre de ambigüedades acorde con los sujetos muestrales.				X	
OBJETIVIDAD	Las instrucciones y los ítems del instrumento permiten recoger la información objetiva sobre la variable: RESPUESTA DINAMICA ESTRUCTURAL , en todas sus dimensiones en indicadores conceptuales y operacionales.					X
ACTUALIDAD	El instrumento demuestra vigencia acorde con el conocimiento científico, tecnológico, innovación y legal inherente a la variable: RESPUESTA DINAMICA ESTRUCTURAL .					X
ORGANIZACIÓN	Los ítems del instrumento reflejan organicidad lógica entre la definición operacional y conceptual respecto a la variable, de manera que permiten hacer inferencias en función a las hipótesis, problema y objetivos de la investigación.					X
SUFICIENCIA	Los ítems del instrumento son suficientes en cantidad y calidad acorde con la variable, dimensiones e indicadores.				X	
INTENCIONALIDAD	Los ítems del instrumento son coherentes con el tipo de investigación y responden a los objetivos, hipótesis y variable de estudio.				X	
CONSISTENCIA	La información que se recoja a través de los ítems del instrumento, permitirá analizar, describir y explicar la realidad, motivo de la investigación.					X
COHERENCIA	Los ítems del instrumento expresan relación con los indicadores de cada dimensión de la variable: RESPUESTA DINAMICA ESTRUCTURAL .				X	
METODOLOGÍA	La relación entre la técnica y el instrumento propuestos responden al propósito de la investigación, desarrollo tecnológico e innovación.					X
PERTINENCIA	La redacción de los ítems concuerda con la escala valorativa del instrumento.					X
PUNTAJE TOTAL						

(Nota: Tener en cuenta que el instrumento es válido cuando se tiene un puntaje mínimo de 41; sin embargo, un puntaje menor al anterior se considera al instrumento no válido ni aplicable)

III. OPINIÓN DE APLICABILIDAD

El presente instrumento es valido

PROMEDIO DE VALORACIÓN: 46 ..20..de 06 de 2021

IVAN ROGER HUAMANI CERVANTES
 INGENIERO CIVIL
 CIP 136761

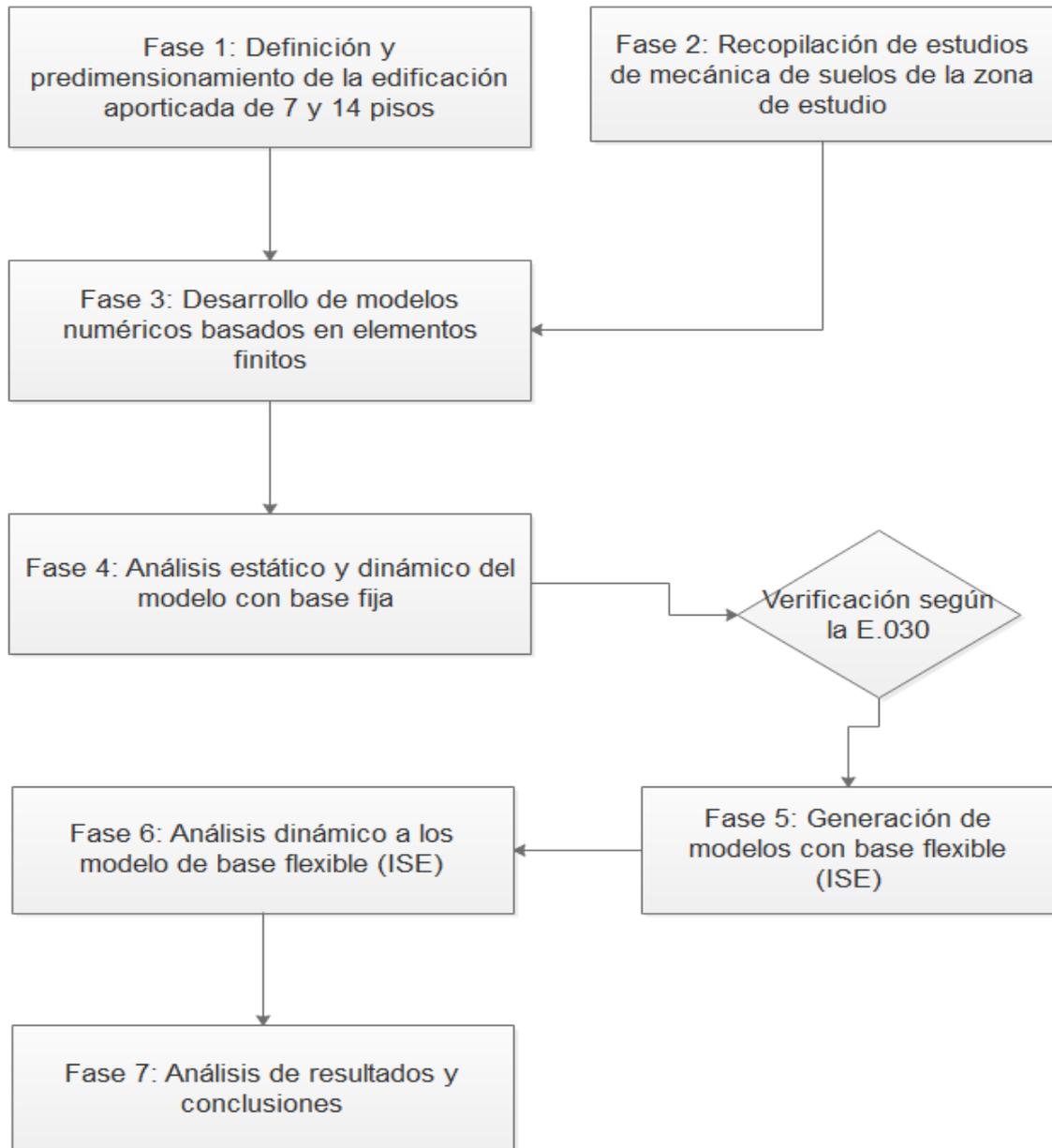
ANEXO N°04: PORCENTAJE DE MUESTRAS DE ANTECEDENTES

TITULO: Influencia de la interacción suelo – estructura en respuesta dinámica estructural de edificaciones de 7 y 14 pisos en Ica, Perú – 2021

AUTOR: Hinostroza Rosales Luis Miguel

AUTOR	TITULO	AÑO	TIPO DE SUELO	SISTEMA ESTRUCTURAL	DESPLAZAMIENTO	CORTANTE BASAL	PERIODO FUNDAMENTAL	FUERZAS INTERNAS
García Márquez, A.; Ríos Ruiz A. J. y Zamora Ramírez, G. A.	Efectos de interacción dinámica suelo – estructura en un edificio en la Ciudad de Managua	2018	S3	Dual		-25%		
Dueñas Fomperosa, H. F.	Análisis comparativo de dos edificios considerando los efectos de interacción dinámica suelo – estructura según el código reglamentario para el Municipio de Puebla	2016	S3	Pórtico		-17%	+93%	
Buitrago Goyez, L. G.	Soil – structure interaction effects on the seismic response of low – rise eccentrically braced frames	2017	S3	Pórtico	-19%	-26%	+12.5%	
Jines Cabezas, R. M.	Interacción sísmica suelo - estructura en edificaciones de sistema dual en la ciudad de Moquegua	2017	S1	Dual	+42%		+35.56%	-43.14%
Curioso Ccanto, R. C. y Torres Castillo, A. J.	Influencia de la interacción suelo – estructura en edificaciones aporricadas (oficinas) de 4, 8 y 12 pisos en perfiles de suelo S1, S2 y S3 de Lima – Perú bajo la normativa americana NIST GCR 12 – 917 - 21	2020	S3	Pórtico	+24.48%	-26.95%	+39.13%	-47.55%
Huanca Sihuayro, J. C.	Análisis de la interacción suelo estructura frente a eventos sísmicos en viviendas cercanas a la bahía de la Ciudad de Puno	2018	S2	Pórtico			+15%	-29%
Araca Llanos, F.H.; Gómez Catacora, L.; Cahui Galarza, A. y Marín Mamani, G.	Influencia de la interacción suelo – estructura en el comportamiento de las viviendas aporricadas con zapatas aisladas en la ciudad de Juliaca	2020	S2	Pórtico		+1%		
Raghunath R. y Nagedra, M.	Study of soil structure interaction on framed structure using Etabs	2020	S3	Dual	+ 5 - 10%	+3%	+1 - 2%	
Aguiar, R. y Ortiz, D.	Análisis sísmico de un edificio de doce pisos de la Ciudad de Manta considerando interacción suelo estructura	2017	S1	Pórtico	+ 3%	- 2%	+ 5%	
Oz, I.; Senel, S.M.; Palanci, M. y Kalkan, A.	Effect of soil -structure interaction on the seismic response of existing low and mid – rise RC buildings	2020	S3	Pórtico	+ 98%			
Marqués, O.; Almeida, L.; Bicalho, K. y Alves, E.	Analysis of constructive effect and soil-structure interaction in tall building projects with shallow foundations on sandy soils	2020	S3	Dual	+ 19.82%			
Lasowicz, N. y Falborski, T.	Soil – structure interaction effects on modal parameters of office buildings with different number of stories	2018	S3	Dual			+ 104.17%	

ANEXO N°05: PROCEDIMIENTO



ROAD TECH SAC

RESOLUCIÓN N° 012387-2018/DSD - INDECOPI

**ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS
INFORME TECNICO N° 153-2020/RT SAC**

**ESTUDIO DE MECANICA DE SUELO PARA EL "MEJORAMIENTO Y
AMPLIACIÓN DEL SERVICIO EDUCATIVO DE LA FACULTAD DE
INGENIERÍA CIVIL DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL SAN LUIS
GONZAGA DE ICA, EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA, DISTRITO DE
ICA, PROVINCIA DE ICA, REGIÓN ICA." CODIGO 2380749**



2020

SOLICITA: CONSORCIO CIVILES FIC



ROAD TECH SAC

RESOLUCIÓN N°012387-2018/DSD-INDECOPI



← 36

ANEXO II
ANÁLISIS FÍSICO – MECÁNICO



ROAD TECH SAC

RESOLUCIÓN N°012387-2018/DSD-INDECOPI



PERFIL ESTRATIGRAFICO

39

ROAD TECH SAC	Solicita	CONSORCIO CIVILES FIC		
	Proyecto	ESTUDIO DE MECANICA DE SUELO PARA EL "MEJORAMIENTO Y AMPLIACIÓN DEL SERVICIO EDUCATIVO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL SAN LUIS GONZAGA DE ICA EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA, DISTRITO DE ICA PROVINCIA DE ICA, REGIÓN ICA" CODIGO 2380749		
	Departamento	ICA	Distrito	ICA
	Provincia	ICA	Ubicación	FACULTAD DE ING CIVIL
	Calicata	SPT-1	Fecha	DICIEMBRE, 2020

Escala 1:50	Profundidad (m)	Estratigrafía	Descripción	ENSAYO SPT	SPT, PROMEDIO	Nivel Freatico	% Humedad	Limite Liquido	Limite Plastico	CLASIFICACION SUCS Y ASSHTO
1	2,00-3,00	[Soil Column]	LIMO ARENOSO	6	19		7.78	0.00	0.00	ML
				9						A-4 (8)
				10						
2	3,00-4,00	[Soil Column]	LIMO ARENOSO	11	30		1.07	0.00	0.00	ML
				15						A-4 (8)
				15						
3	4,00-5,00	[Soil Column]	LIMO ARENOSO	13	65		7.02	0.00	0.00	ML
				27						A-4 (8)
				38						
4	5,00-6,00	[Soil Column]	LIMO ARENOSO	15	28		17.72	0.00	0.00	ML
				12						A-4 (8)
				16						
5	6,00-7,00	[Soil Column]	LIMO ARENOSO	12	37		17.81	0.00	0.00	ML
				15						A-4 (8)
				22						
6	7,00-8,00	[Soil Column]	LIMO ARCILLOSO	67	R		13.51	0.00	0.00	ML-CL
				70						A-4 (8)
				R						



ROAD TECH SAC

RESOLUCIÓN N°012387-2018/DSD-INDECOPI



ROAD TECH SAC

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO

ENSAYO DE DENSIDAD NATURAL

← 40

PROYECTO	ESTUDIO DE MECANICA DE SUELO PARA EL "MEJORAMIENTO Y AMPLIACIÓN DEL SERVICIO EDUCATIVO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL SAN LUIS GONZAGA DE ICA, EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA, DISTRITO DE ICA, PROVINCIA DE ICA, REGIÓN ICA." CODIGO 2380749				
UBICACIÓN	DISTRITO DE ICA				
SOLICITADO	CONSORCIO CIVILES FIC				
REALIZADO POR	Tecnico. Antonio Carbajal				
FECHA	sábado, 5 de Diciembre de 2020				
	SPT-01				

CAÑA PARTIDA DEL SPT	PROFUNDIDAD (m)				
	2,00-3,00	4,00-5,00	5,00-6,00	6,00-7,00	7,00-8,00
	SPT1	SPT1	SPT1	SPT1	SPT1
PESO DEL SUELO HUMEDO	1,070.00	1,125.00	925.00	590.00	215.00
DIAMETRO	3.96	3.96	3.96	3.96	3.96
ALTURA	56.00	58.00	48.00	28.00	11.00
VOLUMEN DE LA MUESTRA	689.71	714.35	591.18	344.86	135.48
DENSIDAD DEL SUELO (Tn/m ³)	1.55	1.57	1.56	1.71	1.59
% HUMEDAD	7.78	7.02	17.72	17.81	13.51
DENSIDAD DEL SUELO SECO(Tn/m ³)	1.44	1.47	1.33	1.45	1.40

DENSIDAD NATURAL PROMEDIO (Tn/m ³) =	1.42
--	------

PERFIL ESTRATIGRAFICO

43 ←

	Solicita	CONSORCIO CIVILES FIC					
	Proyecto	ESTUDIO DE MECANICA DE SUELO PARA EL "MEJORAMIENTO Y AMPLIACIÓN DEL SERVICIO EDUCATIVO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL SAN LUIS GONZAGA DE ICA, EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA, DISTRITO DE ICA, PROVINCIA DE ICA, REGIÓN ICA" CODIGO 2380749					
	Departamento	ICA		Distribo	ICA		
	Provincia	ICA		Ubicación	FACULTAD DE ING CIVIL		
	Calicata	SPT-2		Fecha	DICIEMBRE, 2020		

Escala 1:50	Profundidad (m)	Estratigrafia	Descripcion	ENSAYO SPT	SPT, PROMEDIO	Nivel Freatico	% Humedad	Limite Liquido	Limite Plastico	CLASIFICACION SUCS Y ASSHTO
1	2,00-3,00		LIMO ARENOSO				8.05	0.00	0.00	ML
				5						A-4 (7)
				6	17					
2	3,00-4,00		LIMO ARENOSO	11			7.38	0.00	0.00	ML
				12						A-4 (5)
				17	29					
3	4,00-5,00	LIMO ARENOSO	12			10.71	0.00	0.00	ML	
			17						A-4 (6)	
			27	44						
4	5,00-6,00	LIMO ARENOSO	13			18.07	0.00	0.00	ML	
			18						A-4 (6)	
			18	36						
5	6,00-7,00	LIMO ARENOSO	9			10.47	0.00	0.00	ML	
			17						A-4 (4)	
			25	42						
6	7,00-8,00	LIMO ARCILLOSO	68			20.51	0.00	0.00	ML-CL	
			76						A-4 (6)	
			R	R						

ROAD TECH SAC						
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO						
ENSAYO DE DENSIDAD NATURAL						
PROYECTO	ESTUDIO DE MECANICA DE SUELO PARA EL "MEJORAMIENTO Y AMPLIACIÓN DEL SERVICIO EDUCATIVO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL SAN LUIS GONZAGA DE ICA, EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA, DISTRITO DE ICA, PROVINCIA DE ICA, REGIÓN ICA." CODIGO 2380749					
UBICACIÓN	DISTRITO DE ICA					
SOLICITADO	CONSORCIO CIVILES FIC					
REALIZADO POR	Tecnico. Antonio Carbajal					
FECHA	sábado, 5 de Diciembre de 2020					SPT-02
CAÑA PARTIDA DEL SPT	PROFUNDIDAD (m)					
	2,00-3,00	3,00-4,00	4,00-5,00	5,00-6,00	6,00-7,00	7,00-8,00
	SPT1	SPT1	SPT1	SPT1	SPT1	SPT1
PESO DEL SUELO HUMEDO	870.00	990.00	960.00	1080.00	825.00	245.00
DIAMETRO	3.96	3.96	3.96	3.96	3.96	3.96
ALTURA	46.00	53.00	49.00	52.00	42.00	12.00
VOLUMEN DE LA MUESTRA	566.55	652.77	603.50	640.45	517.29	147.80
DENSIDAD DEL SUELO (Tn/m ³)	1.54	1.52	1.59	1.69	1.59	1.66
% HUMEDAD	8.05	7.38	10.71	18.07	10.47	20.51
DENSIDAD DEL SUELO SECO(Tn/m ³)	1.42	1.41	1.44	1.43	1.44	1.38
DENSIDAD NATURAL PROMEDIO (Tn/m ³) =	1.42					

ESTUDIO GEOFÍSICO DE REFRACCIÓN SÍSMICA



II. ESTUDIO GEOFÍSICO DE REFRACCIÓN SÍSMICA

La prospección por refracción sísmica permite interpretar la estratigrafía del subsuelo gracias al uso del principio físico del fenómeno de la refracción total de una onda sísmica que incide sobre una interfase localizada entre dos cuerpos con diferentes propiedades mecánicas, (horizonte de refracción). La condición fundamental para llevar a cabo estudios de sísmica por refracción es que la sucesión de los estratos a investigar se caracterice por velocidades sísmicas crecientes al aumentar la profundidad. De este modo se pueden evaluar hasta 4 ó 5 horizontes de refracción diferentes.

Los ensayos se basan en la medición de los tiempos de recorrido de las ondas elásticas para las cuales - suponiendo amplias superficies de separación con respecto a la longitud de onda o en todo caso con una débil curvatura- los frentes de onda se representan por medio de los relativos rayos sísmicos. El análisis se basa en el principio de Fermat y en la ley de Snell.

El principio de Fermat establece que el rayo sísmico recorre la distancia entre la fuente y el receptor siguiendo el trayecto para el cual el tiempo empleado de recorrido es mínimo. En este principio, dado un plano que separa dos medios con diferentes características mecánicas, el rayo sísmico es el que se extiende a lo largo de un plano perpendicular a la interfase que contiene tanto la fuente como el receptor.

La ley de Snell es una fórmula que describe los tipos de refracción de un rayo sísmico en la transición entre dos medios caracterizados por diferentes velocidades de propagación de las ondas o, equivalentemente, por diferentes índices de refracción. El ángulo formado entre la interfase y el rayo se denomina ángulo de incidencia θ_i , mientras que el formado entre el rayo refractado y la superficie normal se denomina ángulo de refracción θ_r . La fórmula matemática es:

$$v_2 \sin \theta_i = v_1 \sin \theta_r$$

Donde v_1 y v_2 son las velocidades de los dos medios separados por la interfase.

Cuando $v_1 > v_2$ se tiene que $\theta_i > \theta_r$ y por lo tanto la sísmica por refracción nos es factible ya que el rayo refractado se inclinaría hacia abajo. Cuando $v_1 < v_2$ se tiene que $\theta_i < \theta_r$ y existe un ángulo crítico de incidencia por lo que $\theta_r = 90^\circ$ y el rayo refractado viaja paralelamente a la interfase. La expresión que define el ángulo crítico es:

$$\theta_i = \arcsin(v_1 / v_2)$$

La forma más sencilla de analizar los datos de refracción es construyendo un gráfico tiempo-distancia cuyo origen corresponda a la fuente de generación de las ondas elásticas. En el eje de las abscisas se representan

las posiciones de los geófonos y en las ordenadas los tiempos de primera llegada. A los geófonos más cercanos a la fuente llegan primero los impulsos que han seguido el recorrido directo en un tiempo T dado por la relación

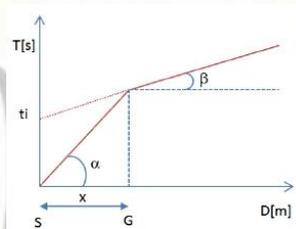
$$T = x_i / V_1$$

Donde x_i es la distancia entre el punto de disparo y el punto de detección.

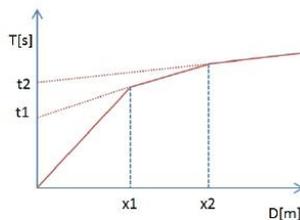
La ecuación anterior representa una recta que pasa por el origen de los ejes tiempos-distancias y su coeficiente angular permite calcular la velocidad V_1 del primer medio como

$$V_1 = 1 / \tan \alpha$$

Los tiempos de llegada de los rayos refractados en el diagrama tiempos-distancias se disponen según una recta que tendrá una inclinación menor a la de las ondas directas.



La curva tiempos-distancias tiende a un comportamiento regular según una polilínea cuyos vértices se denominan codos, los cuales representan, físicamente, la condición donde se da la llegada contemporánea de las ondas directas y la refractadas. Por lo tanto para cada uno de los segmentos se determina el tiempo de retraso t_i que representa la diferencia entre el tiempo que el rayo sísmico emplea en recorrer un tramo a la velocidad propia del estrato en el cual se transmite y el tiempo que emplearía para viajar a lo largo del componente horizontal de ese tramo a la máxima velocidad alcanzada en toda la trayectoria de refracción. Gráficamente el tiempo de retraso está dado por la intersección de la recta que comprende un segmento de la curva tiempo-distancia con el eje de los tiempos.



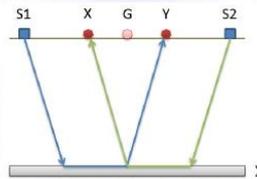
Entonces, conociendo los tiempos t_i es posible obtener los espesores de los refractores mediante la relación:

← 49

$$h_{(i-1)} = \frac{V_{(i-1)}V_i}{2\sqrt{V_i^2 - V_{(i-1)}^2}} \left(t_i - \frac{2h_1\sqrt{V_i^2 - V_1^2}}{V_1V_i} - \dots - \frac{2h_{(i-2)}\sqrt{V_i^2 - V_{(i-2)}^2}}{V_1V_{(i-2)}} \right)$$

En situaciones morfológicamente complejas, como método de elaboración se puede utilizar el Método de reciprocidad generalizada (Generalized Reciprocal Method) examinado por Palmer en 1980.

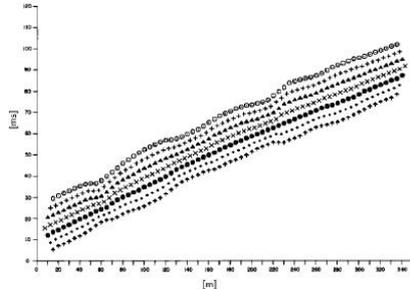
Este método se basa en la búsqueda de una distancia virtual XY entre geófonos tal que los rayos sísmicos que parten de puntos de disparo simétricos respecto al tendido, lleguen al geófono colocado en la posición X y al colocado en la posición Y, proviniendo desde un mismo punto del refractor



El primer paso operativo es construir un diagrama tiempos-distancias identificando en los sismogramas obtenidos con los datos de campo, las primeras llegadas de las ondas sísmicas. Para determinar la distancia óptima XY es necesario considerar varios puntos de disparo, tanto de los extremos como del interior del tendido. Esto hace posible identificar con más precisión los tiempos relativos de un mismo refractor que sirven para caracterizar las dromocronas, las cuales son fundamentales para la interpretación. En las interpretaciones multi estratos, para generar las dromocronas se puede aprovechar las técnicas de phantoming y así superar la falta de datos de algunos refractores.

Partiendo de la construcción de las dromocronas es posible determinar **la función velocidad** según la ecuación

$$T_v = \frac{T_{S_1Y} - T_{S_2X} + T_{S_1S_2}}{2}$$



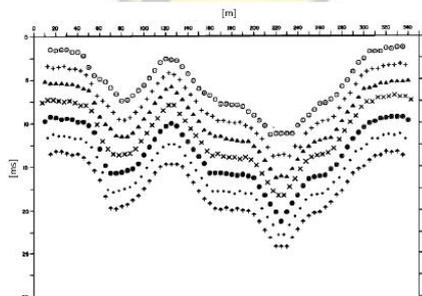
50

Donde T_{S1Y} y T_{S2X} son los tiempos de recorrido de los rayos sísmicos para llegar, respectivamente, de la fuente $S1$ a X y de la fuente $S2$ a Y , mientras que T_{S1S2} es el tiempo de recorrido entre dos puntos de disparo $S1$ y $S2$, externamente simétricos con respecto al tendido. T_V es el tiempo calculado en un geófono G puesto entre X y Y , no necesariamente coincidente con la posición de un geófono del tendido. El cálculo de la función T_V se lleva a cabo para cada valor de XY comprendido entre cero y la mitad del tendido con variación igual a la distancia real entre los geófonos del tendido. La mejor recta de regresión de las funciones de velocidad obtenidas, permite determinar el XY óptimo y la velocidad del refractor que se obtiene del coeficiente angular.

Mediante la **función tiempo-profundidad** es posible encontrar la profundidad del refractor expresada en unidad de tiempo. Dicha función se expresa con:

$$T_G = \frac{T_{S_1Y} + T_{S_2X} - \left(T_{S_1S_2} + \frac{XY}{V_n} \right)}{2}$$

Donde V_n es la velocidad del refractor.



De la misma manera que con la función velocidad, se determinan varias funciones tiempo-profundidad para el conjunto de los valores XY en estudio. Entre las funciones encontradas, la que presente la mayor articulación compete al valor óptimo de XY.

Finalmente, es posible determinar el espesor del refractor en las correspondientes posiciones de los geófonos G mediante la relación:

51

$$h = T_G \sqrt{\frac{V_n XY}{2T_G}}$$

h representa la profundidad mínima desde el geófono G por lo tanto la morfología del refractor se define con la envolvente de las semicircunferencias de rayo h.

Una de las principales ventajas del G.R.M. es que el factor de conversión de la profundidad es relativamente insensible a las pendientes hasta aproximadamente 20°

14.1 SONDAJE N°01

14.1.1 DATOS GENERALES

Descripción FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 Cliente CONSORCIO CIVILES FIC
 Zona CIUDAD UNIVERSITARIA
 Operador ING. LAOF
 Responsable ING. LAOF
 Fecha 03/12/2020
 Calle AV. LOS MAESTROS
 Latitud -14.08844277591683[°]
 Longitud -75.7330437889172[°]
 Altitud 376.41[m]

14.1.2 GEOMETRÍA GEÓFONOS

	Posición X [m]	Posición Z [m]
1	-2.0	0.0
2	0.0	0.0
3	2.0	0.0
4	4.0	0.0
5	6.0	0.0
6	8.0	0.0
7	10.0	0.0

8	12.0	0.0
9	14.0	0.0
10	16.0	0.0
11	18.0	0.0
12	20.0	0.0
13	22.0	0.0
14	24.0	0.0
15	26.0	0.0
16	28.0	0.0
17	30.0	0.0
18	32.0	0.0
19	34.0	0.0
20	36.0	0.0
21	38.0	0.0
22	40.0	0.0
23	42.0	0.0
24	44.0	0.0

52

14.1.3 DATOS IMPACTOS

Impacto I

Posición fuente X -2 [m]
 Posición fuente Z 76 [m]

Posición geófono [m]	Tiempo [ms]
-2.0	6.8571
0.0	11.4286
2.0	17.1429
4.0	22.8571
6.0	28.5714
8.0	35.4286
10.0	41.1429
12.0	49.1429
14.0	51.4286
16.0	57.1429
18.0	63.7500
20.0	67.4286
22.0	74.2500
24.0	79.5000
26.0	83.7500
28.0	86.8571
30.0	94.7500
32.0	98.5000
34.0	103.5000
36.0	107.7500



ROAD TECH SAC

RESOLUCIÓN N°012387-2018/DSD-INDECOPI



38.0	112.0000
40.0	117.7500
42.0	122.2857
44.0	126.8571

53

Impacto 2

Posición fuente X 23 [m]
Posición fuente Z 376 [m]

Posición geófono [m]	Tiempo [ms]
-2.0	73.1429
0.0	69.7143
2.0	63.5000
4.0	58.2857
6.0	54.7500
8.0	47.5000
10.0	43.4286
12.0	38.8571
14.0	33.1429
16.0	27.4286
18.0	22.8571
20.0	17.1429
22.0	10.2857
24.0	4.5714
26.0	11.4286
28.0	18.2857
30.0	23.0000
32.0	27.4286
34.0	33.0000
36.0	39.7500
38.0	45.2500
40.0	53.0000
42.0	57.0000
44.0	62.7500

Impacto 3

Posición fuente X 48 [m]
Posición fuente Z 376 [m]

Posición geófono [m]	Tiempo [ms]
-2.0	129.1429
0.0	125.7143



ROAD TECH SAC

RESOLUCIÓN N°012387-2018/DSD-INDECOPI



54

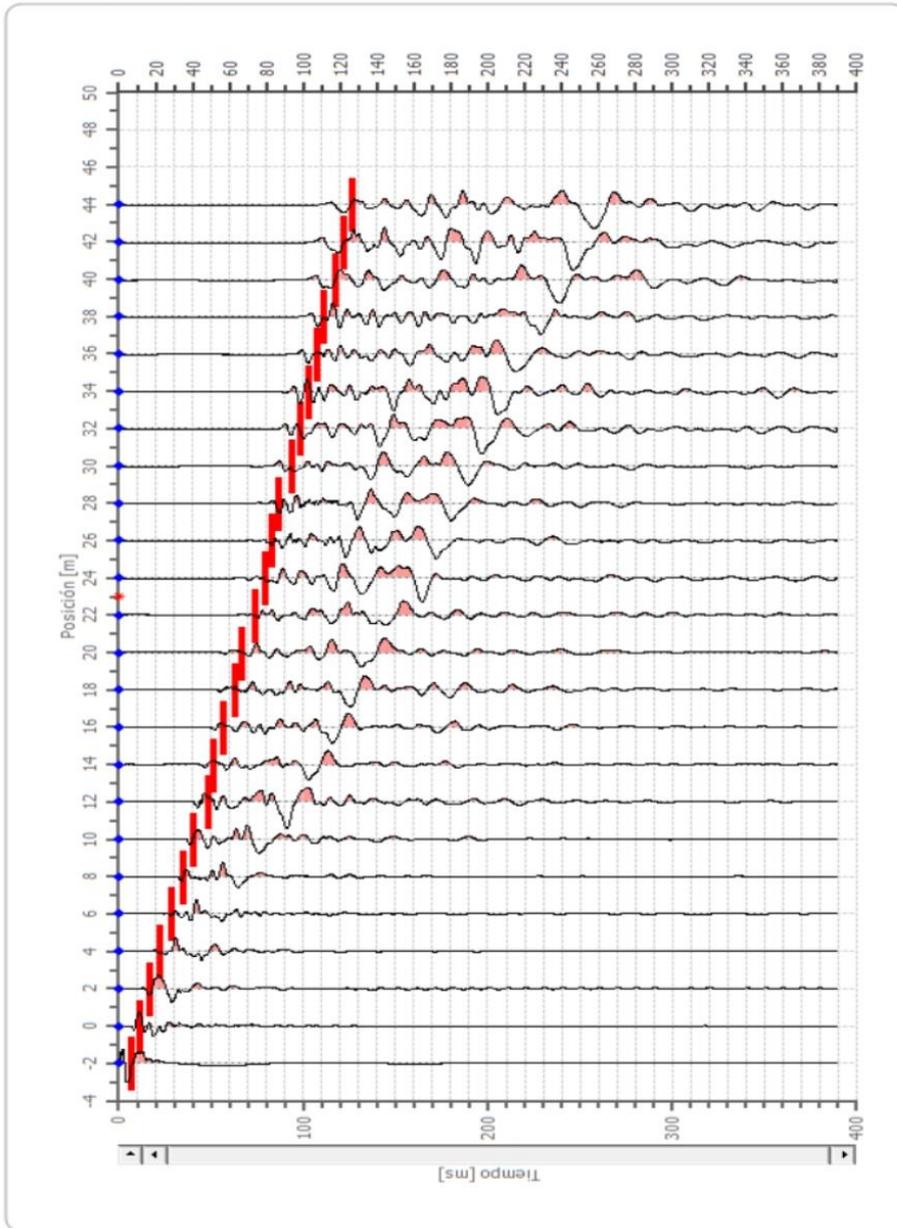
2.0	121.2500
4.0	117.2500
6.0	112.5000
8.0	108.2500
10.0	104.7500
12.0	100.5714
14.0	94.8571
16.0	88.0000
18.0	85.0000
20.0	80.2500
22.0	75.2500
24.0	69.7143
26.0	64.0000
28.0	58.2857
30.0	54.0000
32.0	49.5000
34.0	46.0000
36.0	40.5000
38.0	35.2500
40.0	29.7500
42.0	25.5000
44.0	20.7500

ROAD TECH SAC

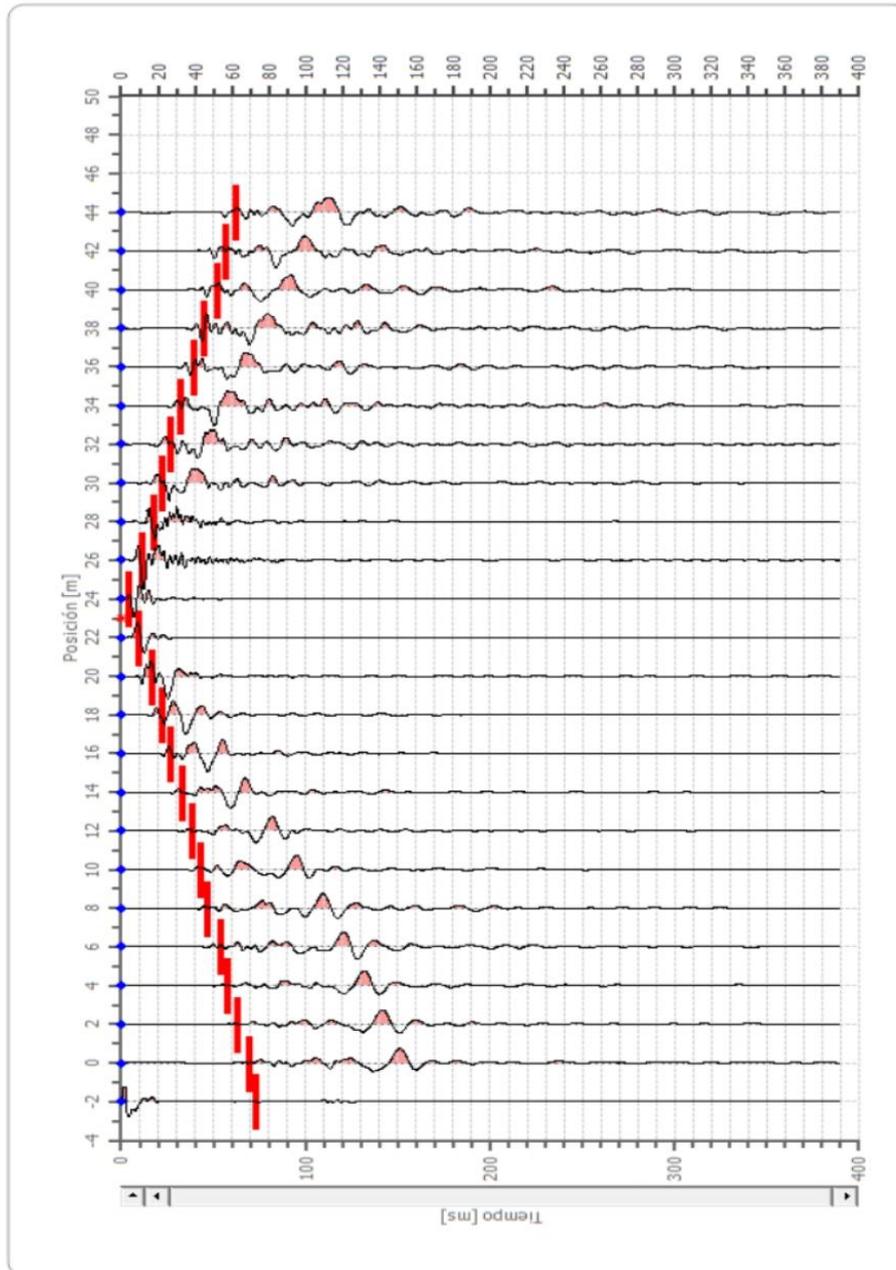
14.1.4 DROMOCRONAS

IMPACTO 1

55



IMPACTO 2



56

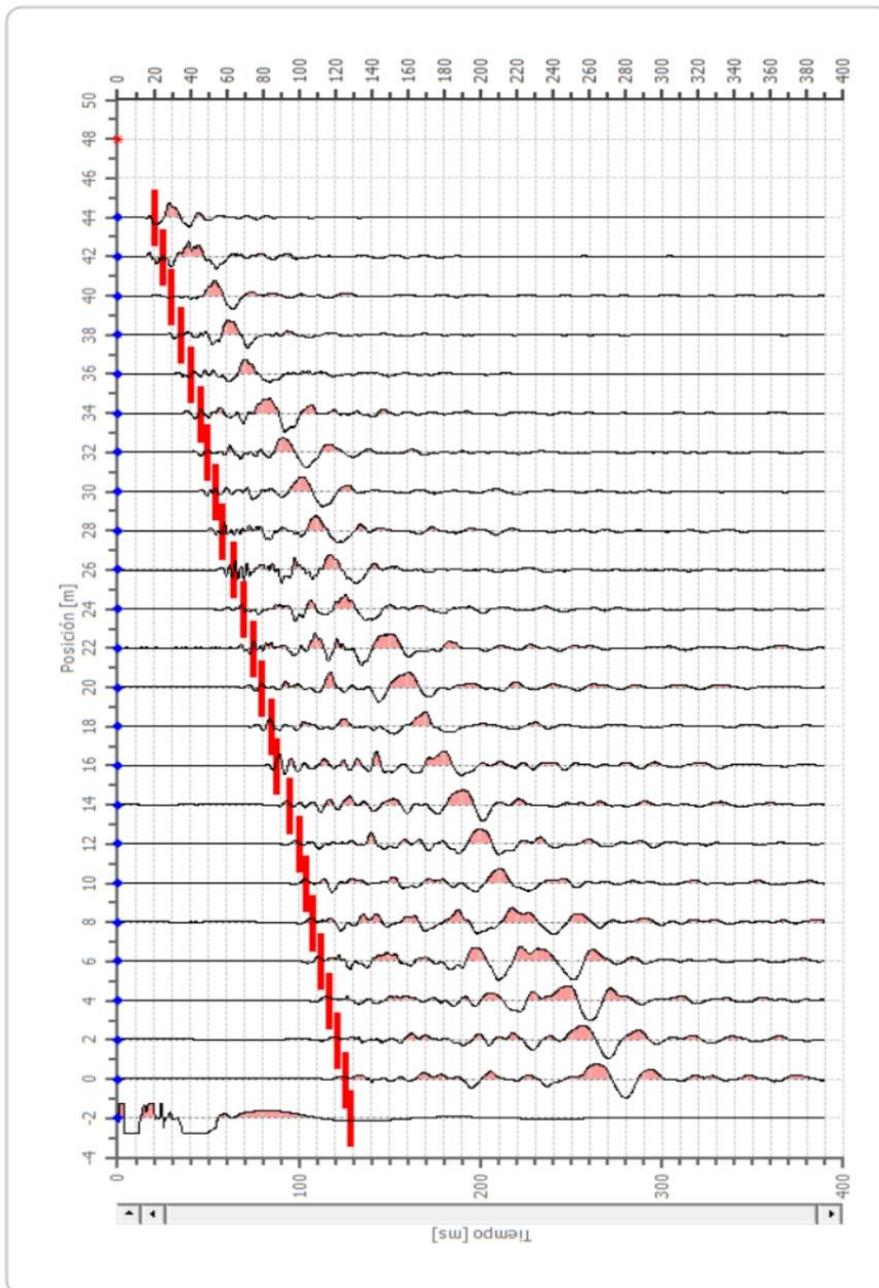


ROAD TECH SAC

RESOLUCIÓN N°012387-2018/DSD-INDECOPI



IMPACTO 3



57

14.1.6 INTERPRETACIÓN CON EL MÉTODO G.R.M.

XY: 0

59

	Estrato n. 1	Estrato n. 2	Estrato n. 3
G= -2.0 [m]	3.9	3.9	--
G= 0.0 [m]	4.0	4.0	--
G= 2.0 [m]	4.1	4.1	--
G= 4.0 [m]	4.2	4.3	--
G= 6.0 [m]	4.3	4.3	--
G= 8.0 [m]	4.4	4.4	--
G= 10.0 [m]	4.5	4.9	--
G= 12.0 [m]	4.7	5.1	--
G= 14.0 [m]	3.2	5.8	--
G= 16.0 [m]	2.7	6.2	--
G= 18.0 [m]	4.3	6.0	--
G= 20.0 [m]	3.8	6.4	--
G= 22.0 [m]	4.6	6.4	--
G= 24.0 [m]	4.5	6.7	--
G= 26.0 [m]	3.8	7.1	--
G= 28.0 [m]	3.6	6.8	--
G= 30.0 [m]	3.7	8.2	--
G= 32.0 [m]	3.7	8.1	--
G= 34.0 [m]	3.7	8.4	--
G= 36.0 [m]	3.7	8.4	--
G= 38.0 [m]	3.7	8.5	--
G= 40.0 [m]	3.8	9.1	--
G= 42.0 [m]	3.8	9.2	--
G= 44.0 [m]	3.8	9.4	--
Velocidad [m/sec]	350.3	384.9	448.2
Descripción	ESTRATO 1	ESTRATO 2	ESTRATO 3

Otros parámetros geotécnicos

	Estrato n. 1	Estrato n. 2	Estrato n. 3
Coefficiente Poisson	0.25	0.25	0.25
Densidad [kg/m ³]	1550.00	1560.00	1710.00
Vp [m/s]	350.29	384.91	448.17
Vs [m/s]	168.27	184.90	215.29
G0 [MPa]	50.97	61.54	83.43
Ed [Mpa]	220.86	266.67	361.54
M0 [MPa]	169.89	205.13	278.10
Ey [Mpa]	137.61	166.16	225.27

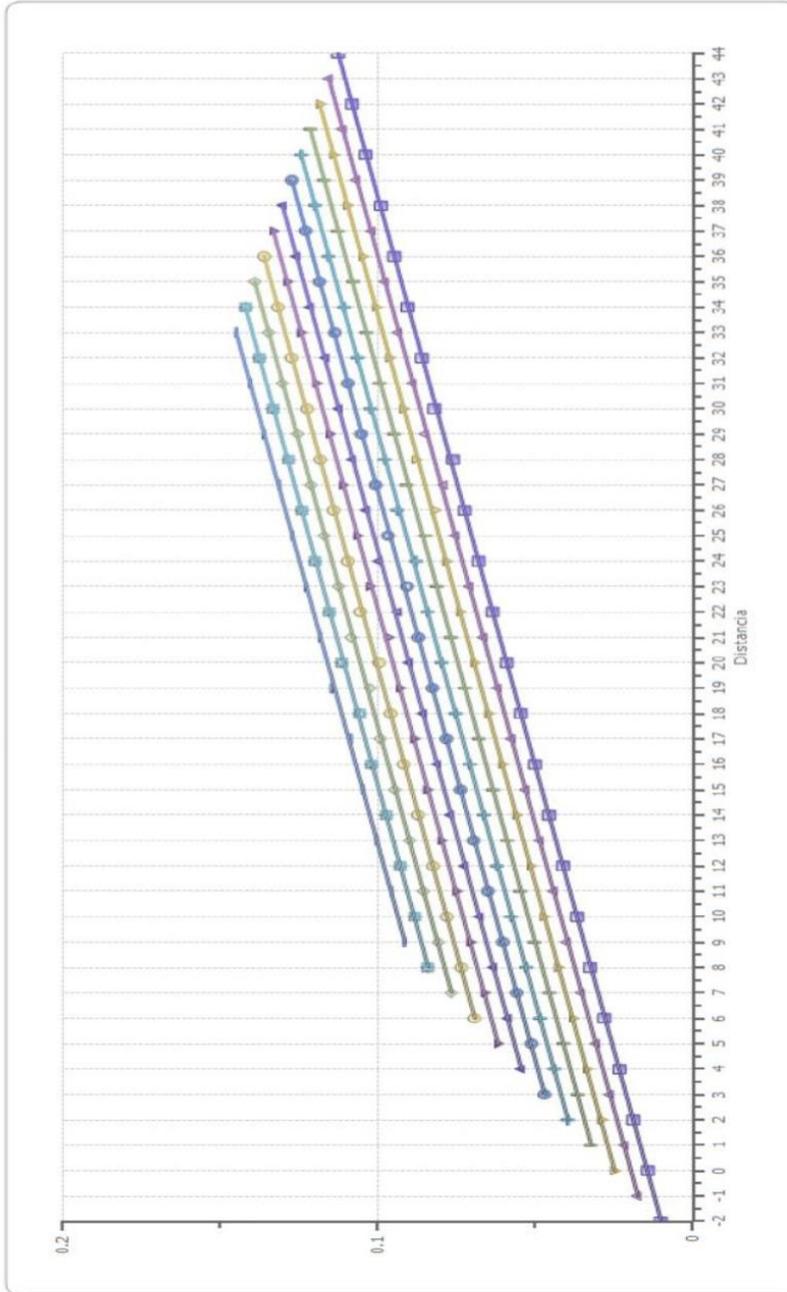
G0: Módulo de deformación al corte;

Ed: Módulo edométrico;

M0: Módulo de compresibilidad volumétrica;

Ey: Módulo de Young.

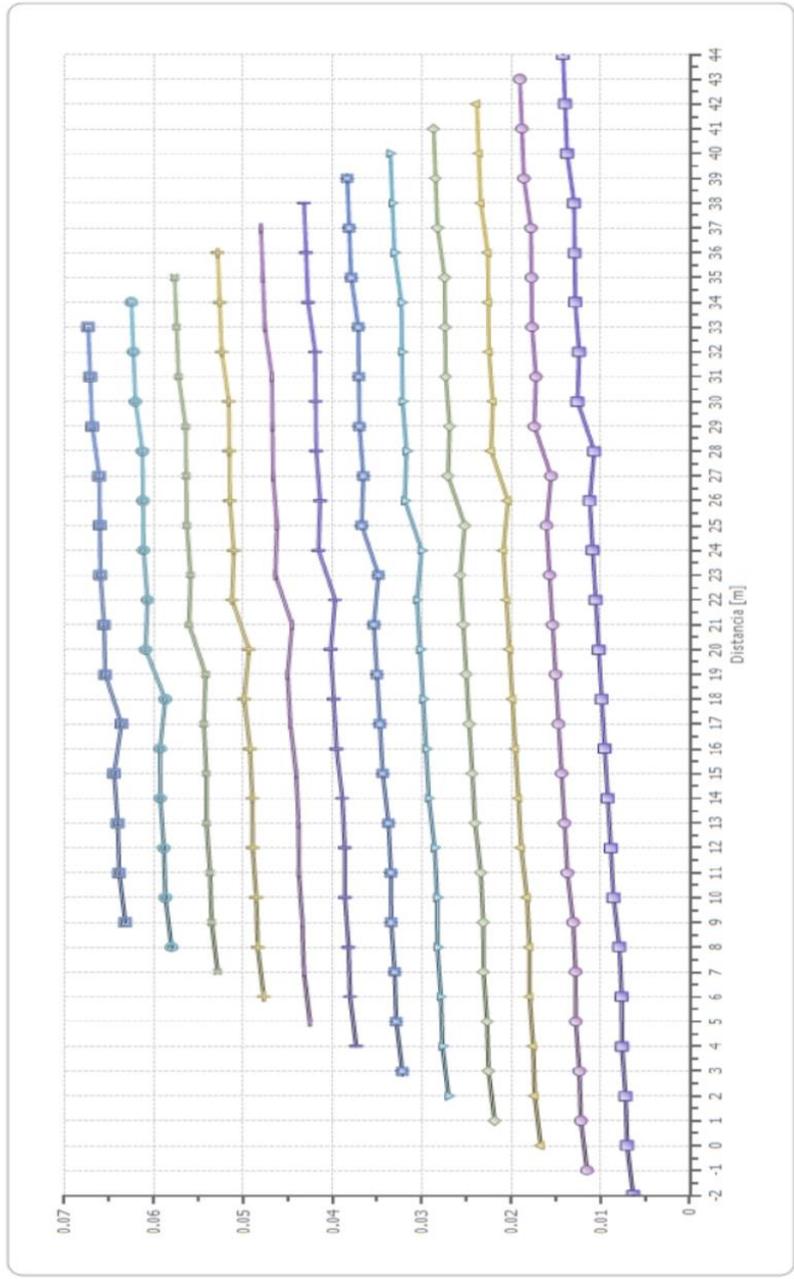
FUNCION VELOCIDAD



- XY = 0, Desviación estándar = 0.03089
- ▲ XY = 2, Desviación estándar = 0.0296
- ▼ XY = 4, Desviación estándar = 0.02831
- XY = 6, Desviación estándar = 0.02703
- ◆ XY = 8, Desviación estándar = 0.02574
- ▲ XY = 10, Desviación estándar = 0.02445
- ▲ XY = 12, Desviación estándar = 0.02316
- ▲ XY = 14, Desviación estándar = 0.02187
- ◆ XY = 15, Desviación estándar = 0.02058
- ◆ XY = 18, Desviación estándar = 0.01929
- XY = 20, Desviación estándar = 0.018
- XY = 22, Desviación estándar = 0.01672

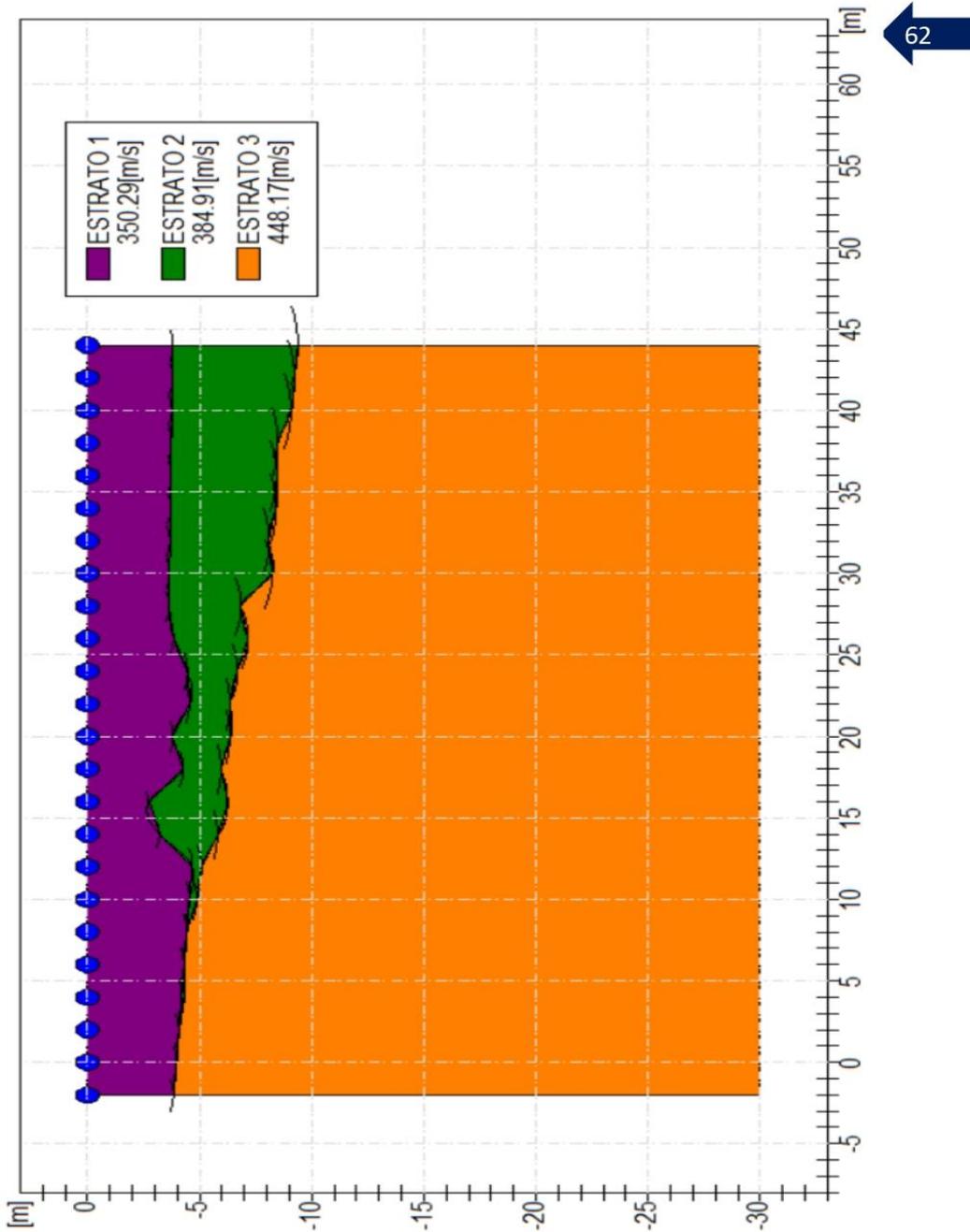


FUNCION TIEMPO-PROFUNDIDAD

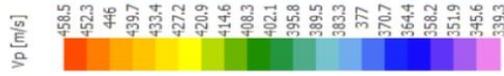


61

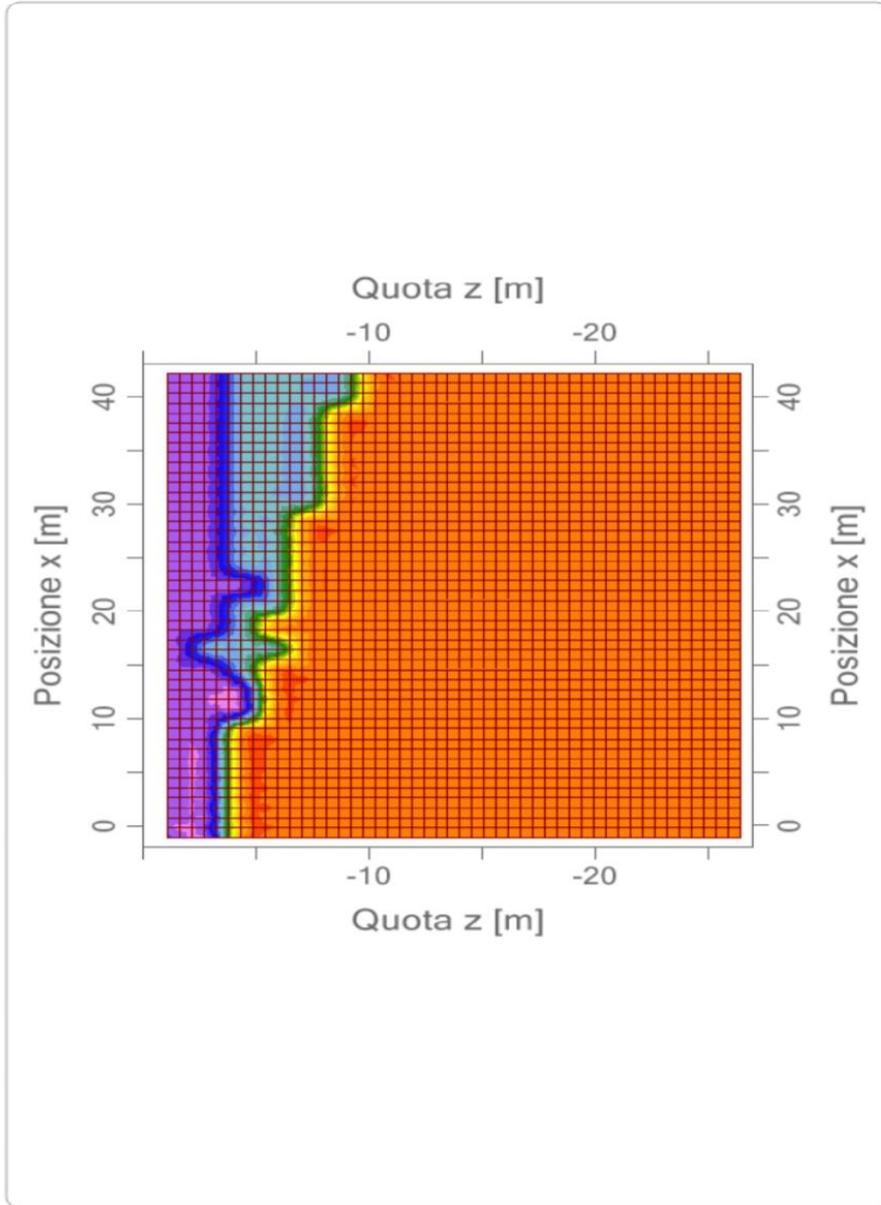
COMPORTAMIENTO MORFOLOGICO REFRACTORES



MAPA DE VELOCIDAD



63 ←



I4.2 SONDAJE N°02

I4.2.1 DATOS GENERALES

Descripción FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 Cliente CONSORCIO CIVILES FIC
 Zona CIUDAD UNIVERSITARIA
 Operador ING. LAOF
 Responsable ING. LAOF
 Fecha 03/12/2020
 Calle CIUDAD UNIVERSITARIA
 Latitud $-14.08839751[^{\circ}]$
 Longitud $-75.73468305[^{\circ}]$
 Altitud 424[m]

64

I4.2.2 GEOMETRÍA GEÓFONOS

	Posición X [m]	Posición Z [m]
1	-2.0	0.0
2	0.0	0.0
3	2.0	0.0
4	4.0	0.0
5	6.0	0.0
6	8.0	0.0
7	10.0	0.0
8	12.0	0.0
9	14.0	0.0
10	16.0	0.0
11	18.0	0.0
12	20.0	0.0
13	22.0	0.0
14	24.0	0.0
15	26.0	0.0
16	28.0	0.0
17	30.0	0.0
18	32.0	0.0
19	34.0	0.0
20	36.0	0.0
21	38.0	0.0
22	40.0	0.0
23	42.0	0.0
24	44.0	0.0

14.2.3 DATOS IMPACTOS

Impacto 1

Posición fuente X -2 [m]
 Posición fuente Z 395 [m]

← 65

Posición geófono [m]	Tiempo [ms]
-2.0	8.0000
0.0	14.8571
2.0	20.5714
4.0	26.2857
6.0	30.8571
8.0	36.5714
10.0	40.0000
12.0	44.5714
14.0	49.1429
16.0	54.8571
18.0	61.7143
20.0	66.2857
22.0	70.8571
24.0	76.5714
26.0	82.2857
28.0	90.2857
30.0	96.0000
32.0	99.5000
34.0	104.7500
36.0	110.8571
38.0	115.4286
40.0	123.4286
42.0	128.0000
44.0	132.5714

Impacto 2

Posición fuente X 23 [m]
 Posición fuente Z 395 [m]

Posición geófono [m]	Tiempo [ms]
-2.0	78.8571
0.0	74.2857
2.0	69.7143
4.0	64.0000
6.0	58.2857
8.0	50.2857
10.0	43.4286
12.0	40.0000

14.0	35.4286
16.0	29.7143
18.0	22.8571
20.0	16.0000
22.0	11.4286
24.0	8.0000
26.0	13.7143
28.0	20.5714
30.0	25.1429
32.0	33.5000
34.0	39.0000
36.0	44.7500
38.0	52.0000
40.0	57.5000
42.0	63.0000
44.0	70.8571

← 66

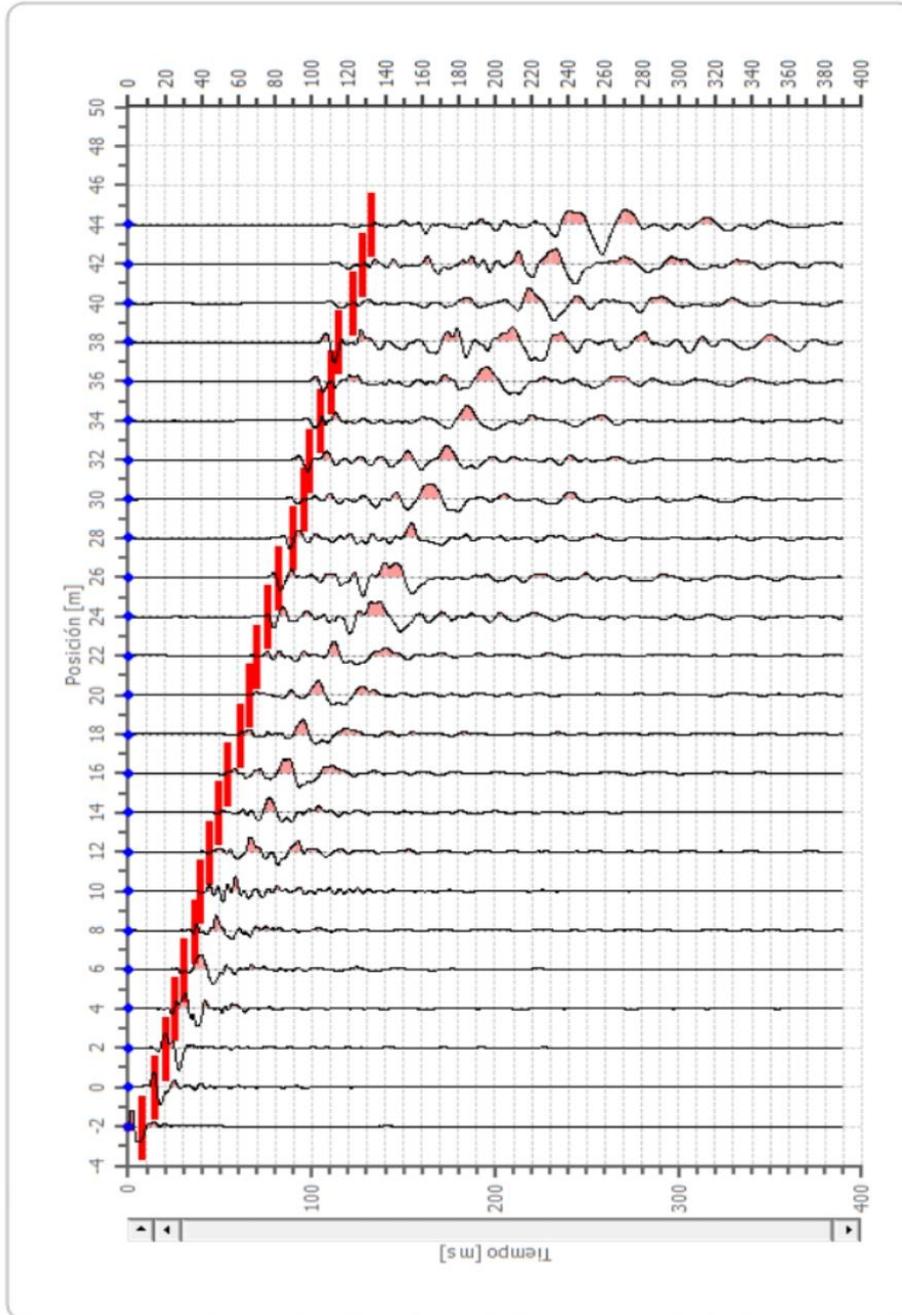
Impacto 3

Posición fuente X 48 [m]
Posición fuente Z 395 [m]

Posición geófono [m]	Tiempo [ms]
-2.0	78.8571
0.0	74.2857
2.0	69.7143
4.0	64.0000
6.0	58.2857
8.0	50.2857
10.0	43.4286
12.0	40.0000
14.0	35.4286
16.0	29.7143
18.0	22.8571
20.0	16.0000
22.0	11.4286
24.0	8.0000
26.0	13.7143
28.0	20.5714
30.0	25.1429
32.0	33.5000
34.0	39.0000
36.0	44.7500
38.0	52.0000
40.0	57.5000
42.0	63.0000
44.0	70.8571

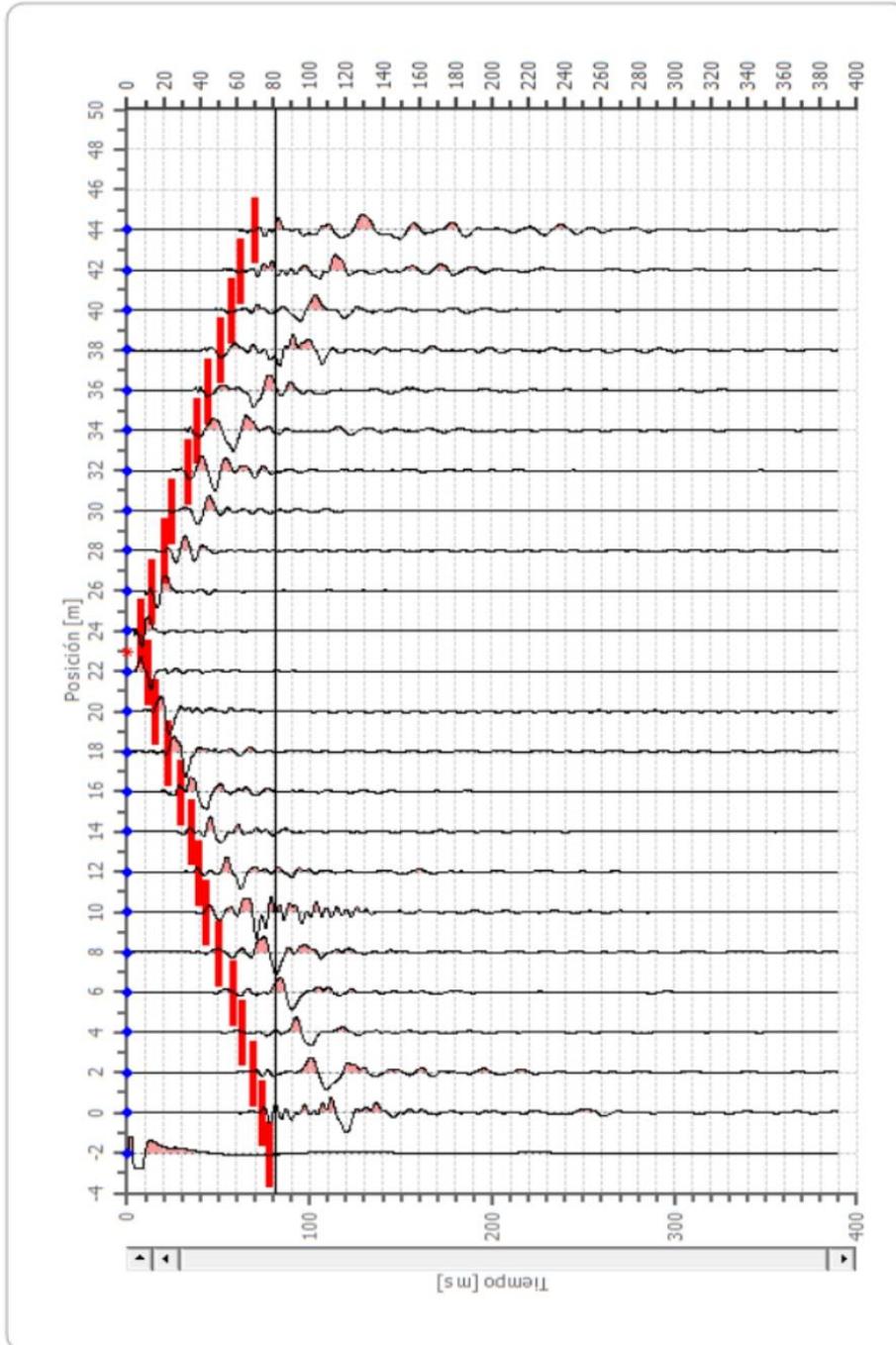
14.2.4 DROMOCRONAS

IMPACTO 1

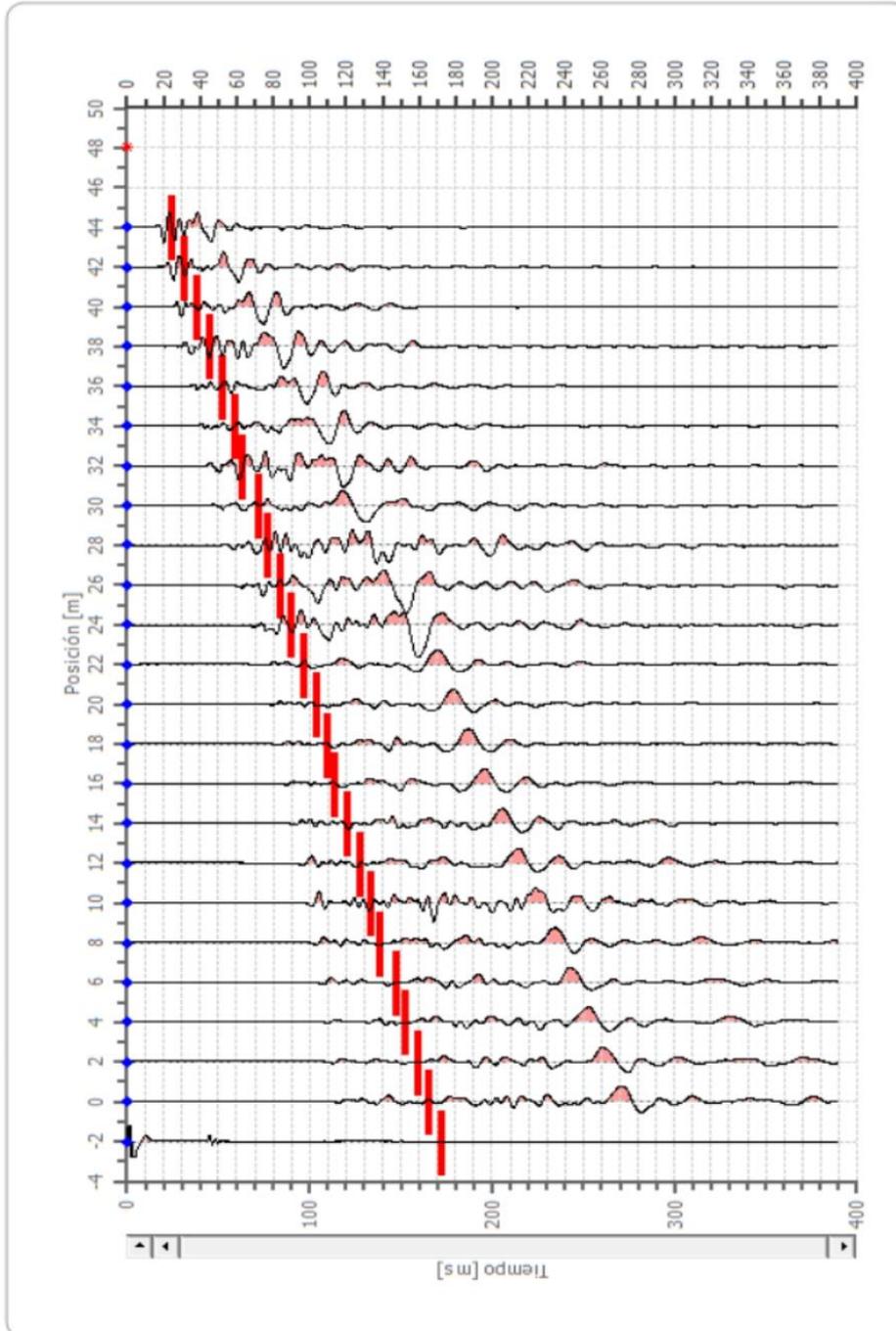


67

IMPACTO 2



IMPACTO 3

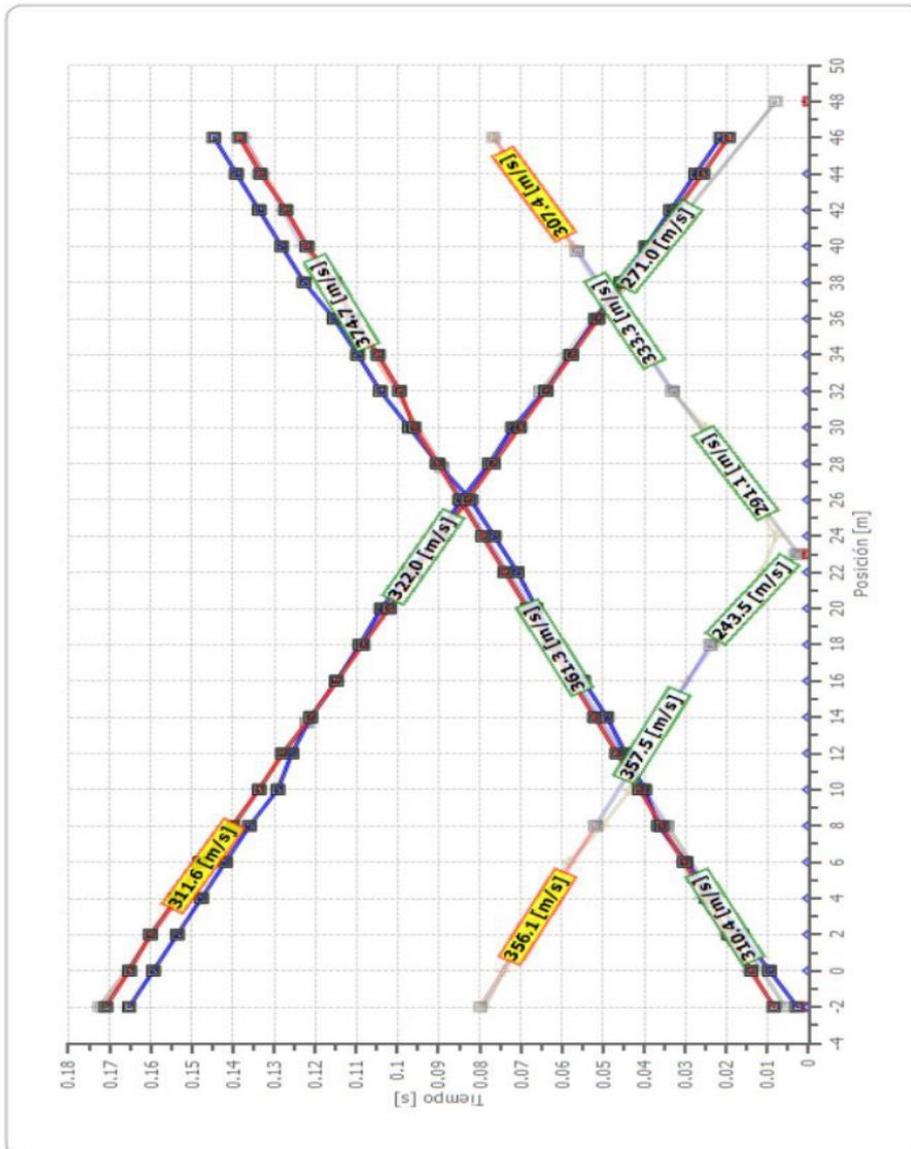


69

14.2.5 DROMOCRONAS ELABORADAS

- Estrato 1
- Estrato 2
- Estrato 3
- Posición fuentes
- ◆ Posición geófonos
- Impacto 1
- Impacto 2
- Impacto 3

70



14.2.6 INTERPRETACIÓN CON EL MÉTODO G.R.M.

XY: 22

71

	Estrato n. 1	Estrato n. 2	Estrato n. 3
G= -2.0 [m]	2.3	18.3	--
G= 0.0 [m]	2.5	17.0	--
G= 2.0 [m]	2.8	16.4	--
G= 4.0 [m]	3.0	14.4	--
G= 6.0 [m]	3.2	13.1	--
G= 8.0 [m]	3.4	8.8	--
G= 10.0 [m]	2.6	11.3	--
G= 12.0 [m]	2.9	9.7	--
G= 14.0 [m]	2.9	7.8	--
G= 16.0 [m]	2.7	7.3	--
G= 18.0 [m]	3.0	4.9	--
G= 20.0 [m]	2.9	4.3	--
G= 22.0 [m]	2.3	5.6	--
G= 24.0 [m]	2.0	5.6	--
G= 26.0 [m]	2.0	4.5	--
G= 28.0 [m]	2.3	2.3	--
G= 30.0 [m]	2.6	2.6	--
G= 32.0 [m]	2.4	2.4	--
G= 34.0 [m]	2.2	2.2	--
G= 36.0 [m]	2.1	2.1	--
G= 38.0 [m]	2.4	2.4	--
G= 40.0 [m]	2.3	2.3	--
G= 42.0 [m]	2.1	2.1	--
G= 44.0 [m]	2.0	2.0	--
Velocidad [m/sec]	279.0	337.7	340.5
Descripción	ESTRATO 1	ESTRATO 2	ESTRATO 3

Otros parámetros geotécnicos

	Estrato n. 1	Estrato n. 2	Estrato n. 3
Coefficiente Poisson	0.25	0.25	0.25
Densidad [kg/m ³]	1550.00	1560.00	1710.00
Vp [m/s]	279.01	337.67	340.53
Vs [m/s]	134.03	162.21	163.59
G0 [MPa]	32.34	47.36	48.17
Ed [Mpa]	140.12	205.23	208.73
M0 [MPa]	107.78	157.87	160.56
Ey [Mpa]	87.31	127.88	130.05

72

G0: Módulo de deformación al corte;

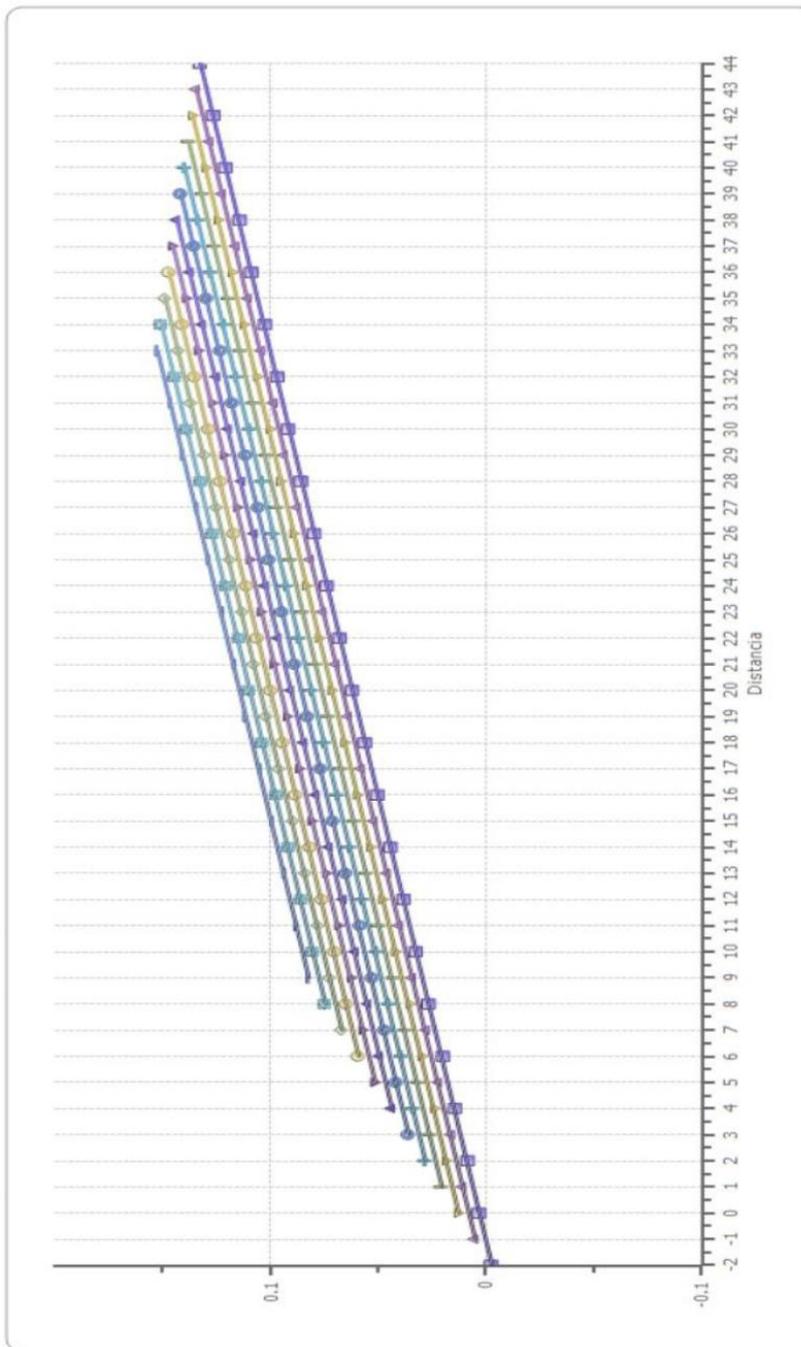
Ed: Módulo edométrico;

M0: Módulo de compresibilidad volumétrica;

Ey: Módulo de Young;

ROAD TECH SAC

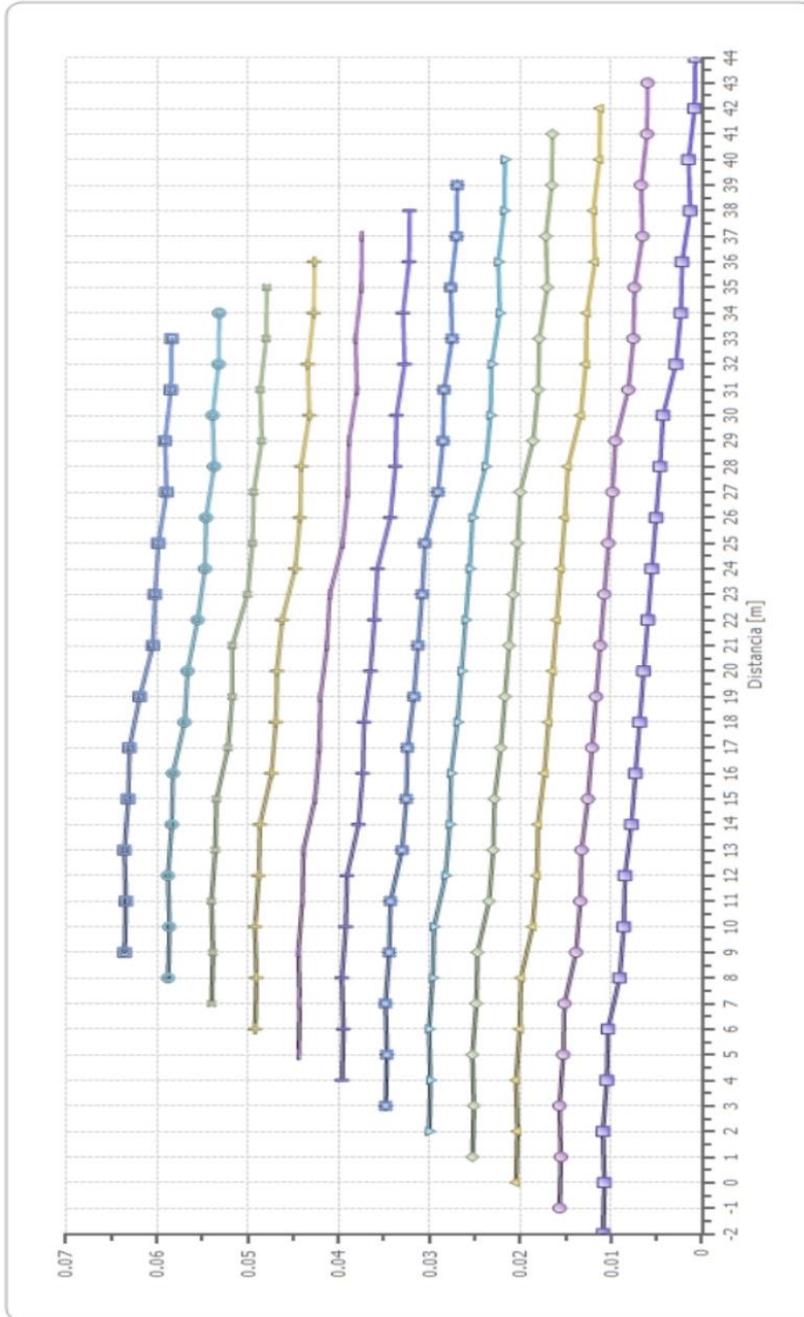
FUNCION VELOCIDAD



- XY = 0, Desviación estándar = 0.04066
- XY = 2, Desviación estándar = 0.03895
- XY = 4, Desviación estándar = 0.03724
- XY = 6, Desviación estándar = 0.03553
- XY = 8, Desviación estándar = 0.03381
- XY = 10, Desviación estándar = 0.0321
- XY = 12, Desviación estándar = 0.03039
- XY = 14, Desviación estándar = 0.02868
- XY = 16, Desviación estándar = 0.02697
- XY = 18, Desviación estándar = 0.02526
- XY = 20, Desviación estándar = 0.02355
- XY = 22, Desviación estándar = 0.02184

73

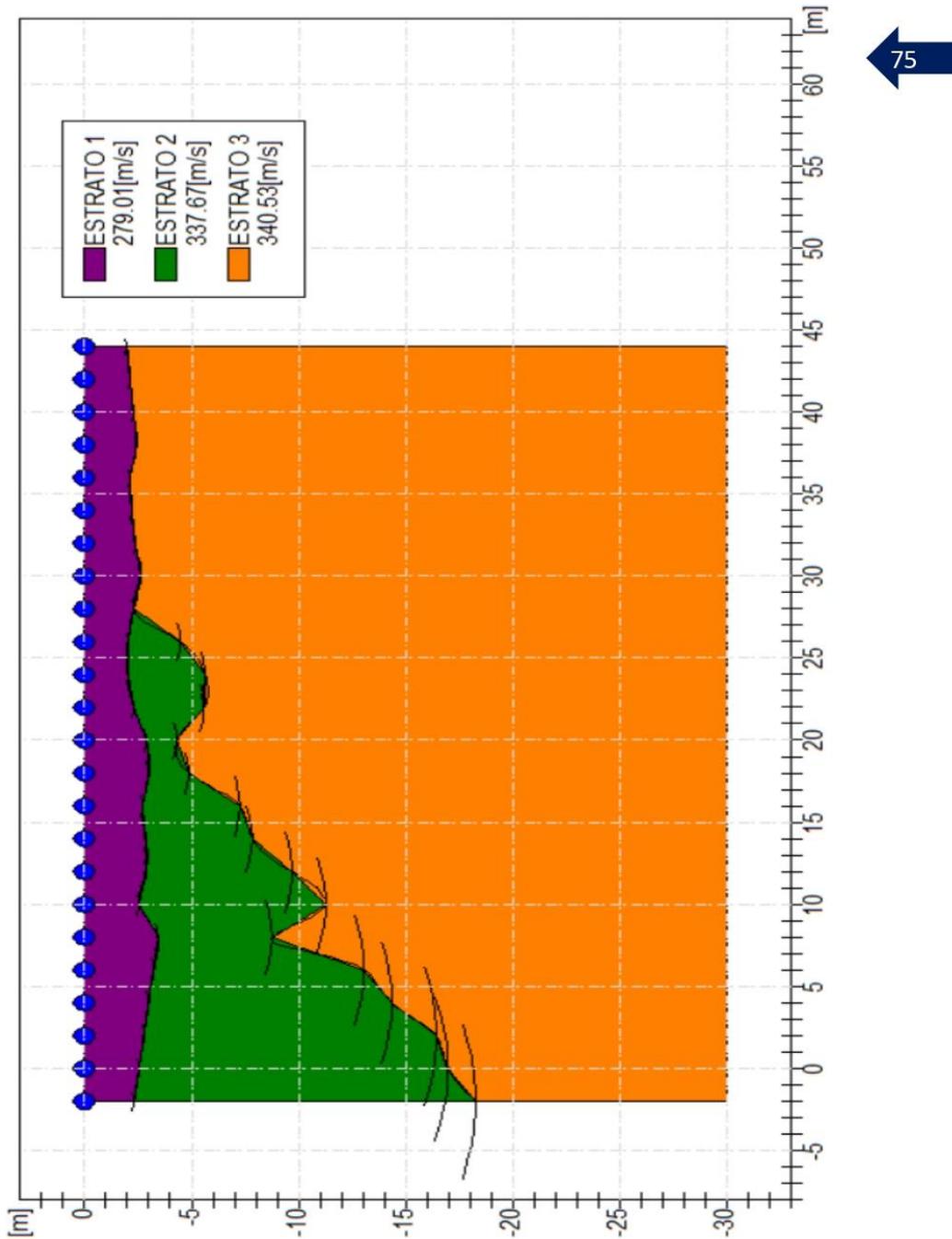
FUNCION TIEMPO-PROFUNDIDAD



- XY = 0, Rugosidad = 0.002948
- XY = 8, Rugosidad = 0.002544
- XY = 15, Rugosidad = 0.00218
- XY = 2, Rugosidad = 0.002847
- XY = 10, Rugosidad = 0.00245
- XY = 18, Rugosidad = 0.002101
- XY = 4, Rugosidad = 0.002744
- XY = 12, Rugosidad = 0.00235
- XY = 20, Rugosidad = 0.001973
- XY = 6, Rugosidad = 0.002646
- XY = 14, Rugosidad = 0.002262
- XY = 22, Rugosidad = 0.00187

74

COMPORTAMIENTO MORFOLOGICO REFRACTORES



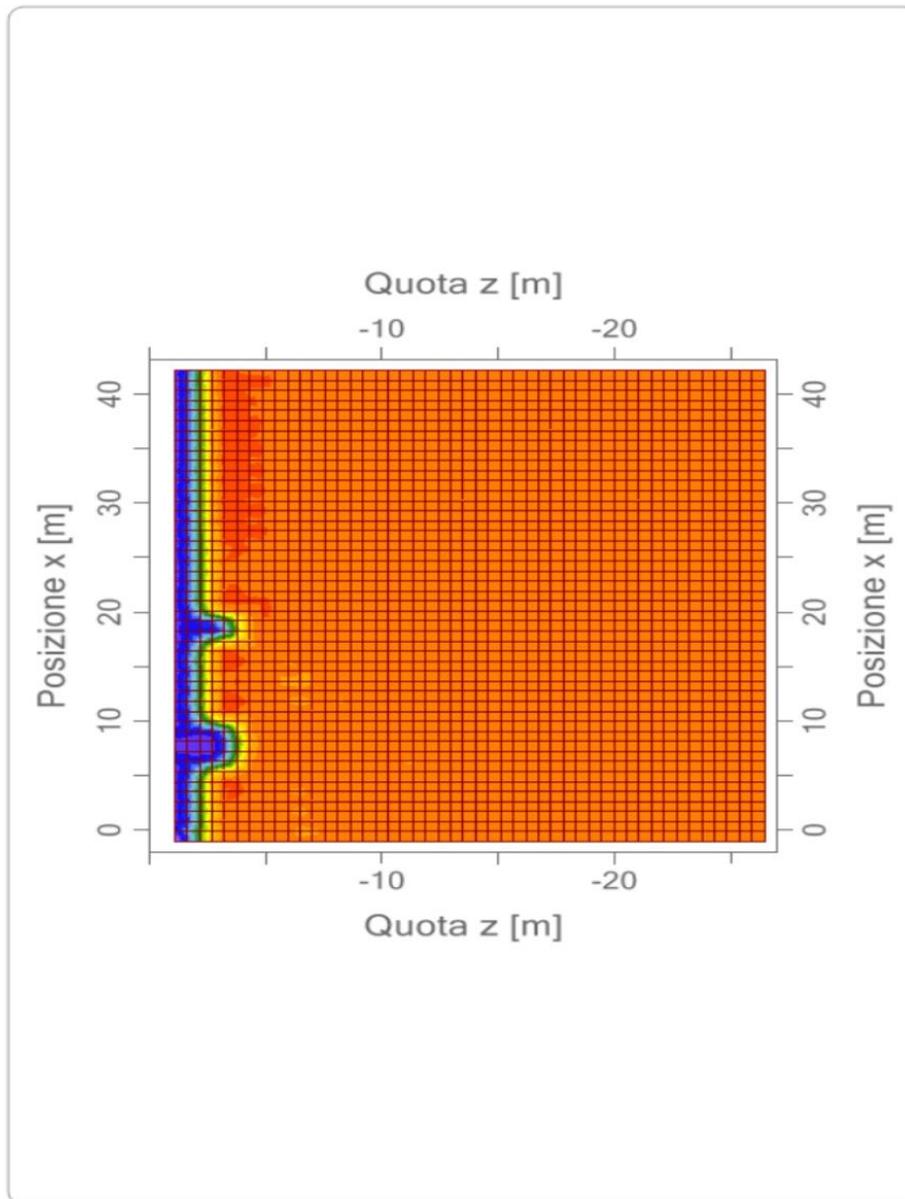


ROAD TECH SAC

RESOLUCIÓN N°012387-2018/DSD-INDECOPI



MAPA DE VELOCIDAD



ANEXO N°07: CERTIFICADO DE EQUIPOS GEA24 - PASI

1 Speditore - Expéditeur - Consigner - Expéditeur	Z / 0711865	ORIGINALE
P.A.S.I. SRL - Prodotti Apparecchi Scienze Industria VIA B. GALLIARI, 5/E 10125 TORINO - ITALY	N. Prog. 9697/2019 N. Prot. 44019/2019	
2 Destinataro - Destinataire - Consignee - Destinataro	UNIONE EUROPEA UNION EUROPÉENNE EUROPEAN UNION UNIÓN EUROPEA	
ROAD TECH SAC CALLE AYACUCHO N° 855 ICA- ICA- ICA PERU*	CERTIFICATO DI ORIGINE CERTIFICAT D'ORIGINE CERTIFICATE OF ORIGIN CERTIFICADO DE ORIGEN	
	3 Paese d'origine - Pays d'origine - Country of origin - Pais de origen	
	ITALIA	
4 Informazioni riguardanti il trasporto (indicazione facoltativa) Informations relatives au transport Transport details - Expedicion	5 Osservazioni - Remarques - Remarks - Observaciones	
	INVOICE N. 285 - DATE 18/04/2019	
6 N. d'ordine; marche, numeri, quantità e natura dei colli; denominazione delle merci N° d'ordre; marques, numéros, nombre et nature des colis; désignation des marchandises Item number; marks, numbers, number and kind of packages; description of goods N° de orden; marcas, numeros, nombre y naturaleza de los bultos; designacion de las mercancías	7 Quantità Quantité Quantity Cantidad	
N. 1 MEASURING INSTRUMENT GEA24 - S.N. 18291 - P.A.S.I. N. 2 SEISMIC CABLE, 12 channels, 130m - P.A.S.I. N. 24 GEOPHONES - 4,5 Hz VERTICAL - P.A.S.I. N. 24 HORIZONTAL GEOPHONE 10 Hz - P.A.S.I. N. 1 PIEZOELECTRIC STARTER - P.A.S.I. N. 2 SHIELDED CABLE FOR HAMMER SWITCH - P.A.S.I. N. 1 ALLUMINIUM STRIKING PLATE - P.A.S.I. N. 1 SOFTWARE INETRISM LITE RIF - S.N. T5N 31 17 - P.A.S.I. BOX: N. 4	GROSS WEIGHT Kg. 71,100 NET WEIGHT Kg. 68,100	
8 La sottoscritta Autorità certifica che le merci sopra elencate sono originarie del paese menzionato nel riquadro 3 L'Autorité soussignée certifie que les marchandises désignées ci-dessus sont originaires du pays figurant dans la case N° 3 The undersigned Authority certifies that the goods described above originate in the country shown in box 3 La Autoridad infrascrita certifica que las mercancías designadas son originarias del país indicado en la casilla N° 3		
		
Sviluppo competitività e internazionalizzazione Business Development & Internationalization		
Mara Vernetti Rosina 		TORINO, 02/05/2019
Luogo e data del rilascio; denominazione, firma e timbro dell'Autorità competente Lieu et date de délivrance; désignation, signature et cachet de l'Autorité compétente Place and date of issue; name, signature and stamp of competent Authority Lugar y fecha de expedición; designación, firma y sello de la Autoridad competente		
<small>stampati a cura dell'UNIONCAMERE e distribuiti dalle Camere di Commercio</small>		



I, the undersigned, declare that Eng. Luis Alberto Ordonez Fuentes followed a training course in geophysics held by our personnel at our office in Turin, Italy.

Turin, 26/03/2019

Sincerely,


P.A.S.I. srl.
L'AMMINISTRATORE UNICO
DAVIDE DEL CARLO

Davide Del Carlo
Amministratore Unico P.A.S.I. SRL
P.A.S.I. SRL General Manager

P.A.S.I. srl - Via Galliari, 5/E - 10125 TORINO - ITALY
Tel.+39 011 650.70.33 (r.a.) Fax +39 011 658.646 E-MAIL sales@pasisrl.it
V.A.T. IT 00737320010 - C.C.I.A.A. Torino N. 269051
Web: <http://www.pasisrl.it>

P.A.S.I. S.r.l. — Via Gallinari, 5/E — 10125 TORINO TO — ITALY

Instrument Operating Training

Name: Eng. Luis Alberto Ordonez Fuentes

Company: Estudio Ingeniero Ordonez Fuentes

Training: 3-days instruction training on GEA24 SEISMOGRAPH
and seismic theory (Torino, 23-25-26 March 2019)

Trainer: Eng. Osvaldo Pirchio



Data: 26/03/2019



ANEXO N°08: TURNITIN

Tesis Turnitin

INFORME DE ORIGINALIDAD

19%

INDICE DE SIMILITUD

18%

FUENTES DE INTERNET

1%

PUBLICACIONES

8%

TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	Submitted to Universidad Cesar Vallejo Trabajo del estudiante	2%
2	hdl.handle.net Fuente de Internet	2%
3	repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet	2%
4	issuu.com Fuente de Internet	1%
5	repositorio.uancv.edu.pe Fuente de Internet	1%
6	repositorio.urp.edu.pe Fuente de Internet	1%
7	es.slideshare.net Fuente de Internet	1%
8	tesis.ucsm.edu.pe Fuente de Internet	1%
9	www.cingcivil.com Fuente de Internet	<1%

ANEXO N°09: ENSAYOS DE CAMPO

ENSAYO GEOFISICO DE REFRACCIÓN SÍSMICA



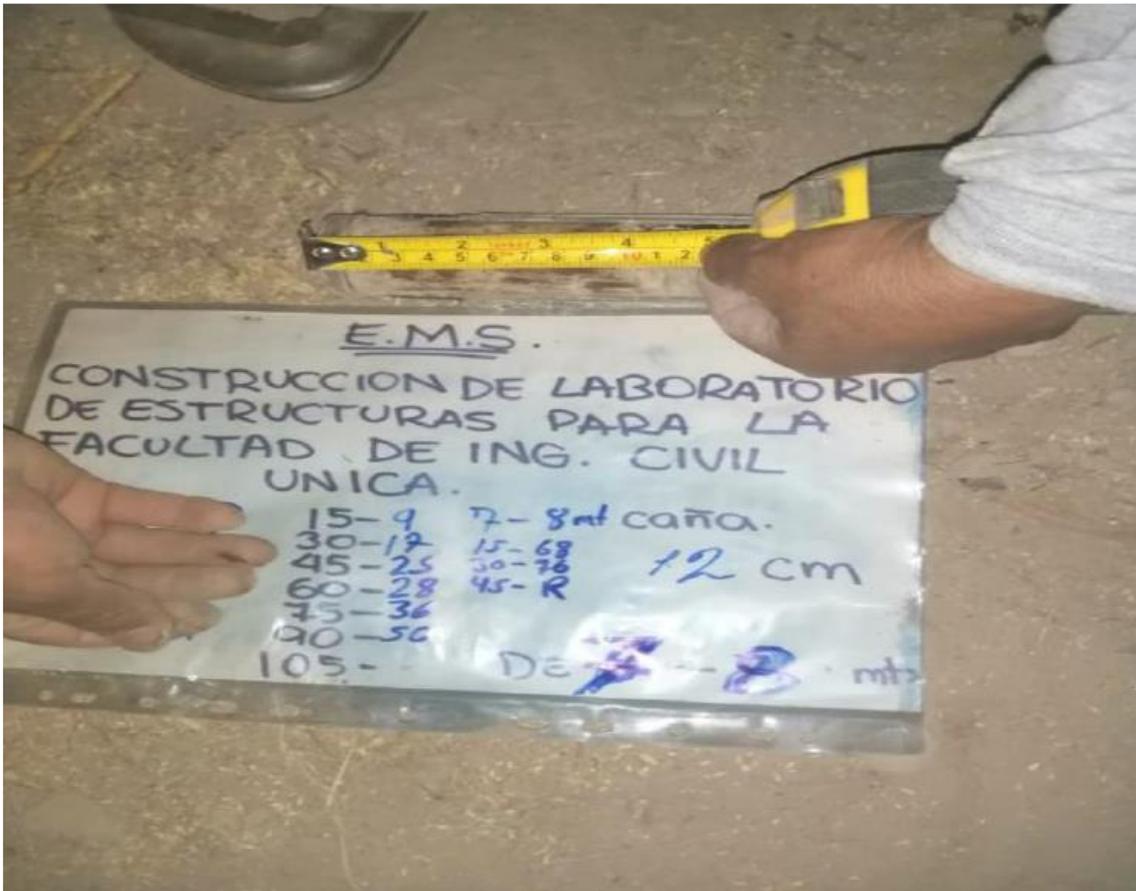
ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPT – 01





ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPT – 02



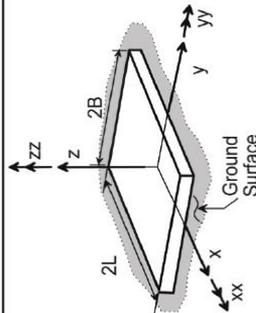


ANEXO N°10: NORMATIVIDAD NORTEAMERICANA (NIST GCR 12-917-21)

Para el cálculo de los coeficientes de rigidez, como el factor de corrección por empotramiento y de radiación por amortiguamiento están descritos en la presente normatividad en el capítulo 2 (11-14), 7-15 respectivamente.

Table 2-2a Elastic Solutions for Static Stiffness of Rigid Footings at the Ground Surface

Degree of Freedom	Pais and Kausel (1988)	Gazetas (1991); Mylonakis et al. (2006)
Translation along z-axis	$K_{z,surf} = \frac{GB}{1-\nu} \left[3.1 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right]$	$K_{z,surf} = \frac{2GL}{1-\nu} \left[0.73 + 1.54 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.75} \right]$
Translation along y-axis	$K_{y,surf} = \frac{GB}{2-\nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \left(\frac{L}{B} \right) + 1.6 \right]$	$K_{y,surf} = \frac{2GL}{2-\nu} \left[2 + 2.5 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.85} \right]$
Translation along x-axis	$K_{x,surf} = \frac{GB}{2-\nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right]$	$K_{x,surf} = K_{y,surf} - \frac{0.2}{0.75-\nu} GL \left(1 - \frac{B}{L} \right)$
Torsion about z-axis	$K_{zz,surf} = GB^3 \left[4.25 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 4.06 \right]$	$K_{zz,surf} = GJ_t^{0.75} \left[4 + 11 \left(1 - \frac{B}{L} \right)^{10} \right]$
Rocking about y-axis	$K_{yy,surf} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[3.73 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right]$	$K_{yy,surf} = \frac{G}{1-\nu} \left(I_y \right)^{0.75} \left[3 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.15} \right]$
Rocking about x-axis	$K_{xx,surf} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[3.2 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.8 \right]$	$K_{xx,surf} = \frac{G}{1-\nu} \left(I_x \right)^{0.75} \left(\frac{L}{B} \right)^{0.25} \left[2.4 + 0.5 \left(\frac{B}{L} \right) \right]$



Notes:
 Axes should be oriented such that $L \geq B$.
 I_i = area moment of inertia of soil-foundation contact,
 i denotes which axis to take the surface around.
 $J_t = I_x + I_y$, polar moment of inertia of soil-foundation contact surface.
 G = shear modulus (reduced for large strain effects, e.g., Table 2-1).

Table 2-2b Embedment Correction Factors for Static Stiffness of Rigid Footings

Degree of Freedom	Pais and Kausel (1988)	Gazetas (1991), Mylonakis et al. (2006)
Translation along z-axis	$\eta_z = \left[1.0 + \left(0.25 + \frac{0.25}{L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.8} \right]$	$\eta_z = \left[1 + \frac{D}{2.1B} \left(1 + 1.3 \frac{B}{L} \right) \right] \left[1 + 0.2 \left(\frac{A_w}{4BL} \right)^{2.3} \right]$
Translation along y-axis	$\eta_y = \left[1.0 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1 + L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.8} \right]$	$\eta_y = \left(1 + 0.15 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \left[1 + 0.52 \left(\frac{z_w A_w}{BL^2} \right)^{0.4} \right]$
Translation along x-axis	$\eta_x \approx \eta_y$	Same equation as for η_y , but A_w term changes for $B \neq L$
Torsion about z-axis	$\eta_{zz} = \left[1 + \left(1.3 + \frac{1.32}{L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.9} \right]$	$\eta_z = 1 + 1.4 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{d_w}{B} \right)^{0.9}$
Rocking about y-axis	$\eta_{yy} = \left[1.0 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + (L/B)^4} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right]$	$\eta_{yy} = 1 + 0.92 \left(\frac{d_w}{B} \right)^{0.6} \left[1.5 + \left(\frac{d_w}{D} \right)^{1.9} \left(\frac{B}{L} \right)^{-0.6} \right]$
Rocking about x-axis	$\eta_{xx} = \left[1.0 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right]$	$\eta_{xx} = 1 + 1.26 \frac{d_w}{B} \left[1 + \frac{d_w}{B} \left(\frac{d_w}{D} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right]$

Notes:

- d_w = height of effective side wall contact (may be less than total foundation height)
- z_w = depth to centroid of effective sidewall contact
- A_w = sidewall-solid contact area, for constant effective contact height, d_w , along perimeter.
- For each degree of freedom, calculate $K_{emb} = \eta K_{sur}$

Coupling Terms: $K_{emb,rx} = \left(\frac{D}{3} \right) K_{emb,x}$

$$K_{emb,ry} = \left(\frac{D}{3} \right) K_{emb,y}$$

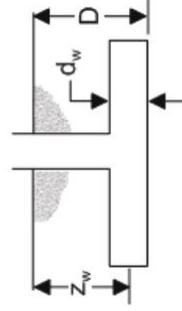


Table 2-3a Dynamic Stiffness Modifiers and Radiation Damping Ratios for Rigid Footings (adapted from Pais and Kausel, 1988)

Degree of Freedom	Surface Stiffness Modifiers	Radiation Damping
Translation along z-axis	$\alpha_z = 1.0 - \left[\frac{\left(0.4 + \frac{0.2}{L/B}\right) a_0^2}{\left(\frac{10}{1+3(L/B-1)}\right) + a_0^2} \right]$	$\beta_z = \left[\frac{4\psi(L/B)}{(K_{z,dir}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_z} \right]$
Translation along y-axis	$\alpha_y = 1.0$	$\beta_y = \left[\frac{4(L/B)}{(K_{y,dir}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_y} \right]$
Translation along x-axis	$\alpha_x = 1.0$	$\beta_x = \left[\frac{4(L/B)}{(K_{x,dir}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_x} \right]$
Torsion about z-axis	$\alpha_{zz} = 1.0 - \left[\frac{\left(0.33 - 0.03\sqrt{L/B-1}\right) a_0^2}{\left(\frac{0.8}{1+0.33(L/B-1)}\right) + a_0^2} \right]$	$\beta_{zz} = \left[\frac{(4/3)(L/B)^3 + (L/B) a_0^2}{(K_{zz,dir}/GB^3) \left[\frac{1.4}{1+3(L/B-1)^{0.7}} + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{zz}} \right]$
Rocking about y-axis	$\alpha_{yy} = 1.0 - \left[\frac{0.55a_0^2}{\left(0.6 + \frac{1.4}{(L/B)^3}\right) + a_0^2} \right]$	$\beta_{yy} = \left[\frac{(4\psi/3)(L/B)^3 a_0^2}{(K_{yy,dir}/GB^3) \left[\frac{1.8}{1+1.75(L/B-1)} + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{yy}} \right]$
Rocking about x-axis	$\alpha_{xx} = 1.0 - \left[\frac{\left(0.55 + 0.01\sqrt{L/B-1}\right) a_0^2}{\left(2.4 - \frac{0.4}{(L/B)^3}\right) + a_0^2} \right]$	$\beta_{xx} = \left[\frac{(4\psi/3)(L/B) a_0^2}{(K_{xx,dir}/GB^3) \left[\frac{2.2 - 0.4}{(L/B)^3} + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{xx}} \right]$
Notes:	Orient axes such that $L \geq B$. Soil hysteretic damping, β_s , is additive to foundation radiation damping, β_i . $a_0 = \omega B / V_s$; $\psi = \sqrt{2(1-\nu) / (1-2\nu)}$; $\psi \leq 2.5$	

Table 2-3b Dynamic Stiffness Modifiers and Radiation Damping Ratios for Embedded Footings (adapted from Pais and Kausel, 1988)

Degree of Freedom	Radiation Damping
Translation along z-axis	$\beta_z = \frac{4 \left[\frac{\psi(L/B) + (D/B)(1+L/B)}{(K_{z,emb}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_z} \right]}{1}$
Translation along y-axis	$\beta_y = \frac{4 \left[\frac{L/B + (D/B)(1+\psi L/B)}{(K_{y,emb}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_y} \right]}{1}$
Translation along x-axis	$\beta_x = \frac{4 \left[\frac{L/B + (D/B)(\psi + L/B)}{(K_{x,emb}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_x} \right]}{1}$
Torsion about z-axis	$\beta_{zz} = \frac{(4/3) \left[3(L/B)(D/B) + \psi(L/B)^3 + 3(L/B)^2(D/B) + \psi(D/B)^3 + (L/B)^3 \right] a_0^2 \left[\frac{a_0}{2\alpha_{zz}} \right]}{\left(\frac{K_{zz,emb}}{GB^3} \right) \left[\left(\frac{1.4}{1+3(L/B-1)^{0.7}} \right) + a_0^2 \right]}$
Rocking about y-axis	$\beta_{yy} = \frac{(4/3) \left[\left(\frac{L}{B} \right)^3 \left(\frac{D}{B} \right) + \psi \left(\frac{D}{B} \right) \left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right)^3 + 3 \left(\frac{D}{B} \right) \left(\frac{L}{B} \right)^2 + \psi \left(\frac{L}{B} \right)^3 \right] a_0^2 \left(\frac{4}{3} \right) \left(\frac{L}{B} + \psi \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3 \left[\frac{a_0}{2\alpha_{yy}} \right]}{\left(\frac{K_{yy,emb}}{GB^3} \right) \left[\left(\frac{1.8}{1+1.75(L/B-1)} \right) + a_0^2 \right] + \left(\frac{K_{yy,emb}}{GB^3} \right)}$
Rocking about x-axis	$\beta_{xx} = \frac{(4/3) \left[\left(\frac{D}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right)^3 + \psi \left(\frac{L}{B} \right) \left(\frac{D}{B} \right) + 3 \left(\frac{D}{B} \right) \left(\frac{L}{B} \right) + \psi \left(\frac{L}{B} \right)^3 \right] a_0^2 \left(\frac{4}{3} \right) \left(\frac{\psi L}{B} + 1 \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3 \left[\frac{a_0}{2\alpha_{xx}} \right]}{\left(\frac{K_{xx,emb}}{GB^3} \right) \left[\left(\frac{1.8}{1+1.75(L/B-1)} \right) + a_0^2 \right] + \left(\frac{K_{xx,emb}}{GB^3} \right)}$
Notes:	Soil hysteretic damping, β_h , is additive to foundation radiation damping, β . $\alpha_{emb} = \alpha_{sur}$; from Table 2-3a $a_0 = \omega B / V_z$; $\psi = \sqrt{2(1-\nu)} / (1-2\nu)$; $\nu \leq 2.5$

Table 7-4 Calculation of Shallow Foundation Stiffness and Damping Parameters for the Sherman Oaks Building

Spring/Dashpot	$G^{(1)}$ Eq. 2-9 (MPa)	$K_{sur}^{(2)}$ Table 2-2a (kN/m; kN-m/rad)	η Table 2-2b	$a_0^{(3)}$ Eq. 2-15	α Table 2-3a	β_{sur} Table 2-3a	β_{emb} Table 2-3b	Dynamic Stiffness Eq. 2-14a	Dashpot Coefficient Eq. 2-13a
Horizontal, overall									
x-direction ($k_{x,total}, C_{x,total}$)	65.2	6.48e6	1.45	0.13	1	0.076	0.114	$k_{x,total} = \alpha_x K_{x,sur} \eta_x$	$C_{x,total} = 2k_{x,total} \left(\frac{\beta_{emb} + \beta_s}{\omega} \right)$
Horizontal, overall									
y-direction ($k_{y,total}, C_{y,total}$)	65.2	7.04e6	1.45	0.13	1	0.070	0.106	$k_{y,total} = \alpha_y K_{y,sur} \eta_y$	$C_{y,total} = 2k_{y,total} \left(\frac{\beta_{emb} + \beta_s}{\omega} \right)$
Horizontal, base spring									
x-direction ($k_{x,base}, C_{x,base}$)	88.6	8.81e6	--	0.11	1	0.065	--	$k_{x,base} = \alpha_x K_{x,sur}$	$C_{x,base} = 2k_{x,base} \left(\frac{\beta_{sur} + \beta_s}{\omega} \right)$
Horizontal, base spring									
y-direction ($k_{y,base}, C_{y,base}$)	88.6	9.56e6	--	0.11	1	0.060	--	$k_{y,base} = \alpha_y K_{y,sur}$	$C_{y,base} = 2k_{y,base} \left(\frac{\beta_{sur} + \beta_s}{\omega} \right)$
Vertical, z (k_z, C_z)	65.2	8.55e6	1.22	0.13	1	--	0.132	$k_z = \alpha_z K_{z,sur} \eta_z$	$C_z = 2k_z \left(\frac{\beta_{emb} + \beta_s}{\omega} \right)$
Rocking about x-axis (k_{xx}, C_{xx})	58.0	1.05e9	1.74	0.14	1	--	0.010	$k_{xx} = \alpha_{xx} K_{xx,sur} \eta_{xx}$	$C_{xx} = 2k_{xx} \left(\frac{\beta_{emb} + \beta_s}{\omega} \right)$
Rocking about y-axis (k_{yy}, C_{yy})	73.9	5.55e9	1.58	0.12	0.99	--	0.003	$k_{yy} = \alpha_{yy} K_{yy,sur} \eta_{yy}$	$C_{yy} = 2k_{yy} \left(\frac{\beta_{emb} + \beta_s}{\omega} \right)$

Notes: (1) Calculated using a shear modulus reduction factor, $G/G_0=0.5$ for the Northridge earthquake; for other events $G/G_0=1.0$, and values would be doubled.

(2) Calculated using overall foundation half-width, $B=11$ m; half-length, $L=28.8$ m; and $\nu=0.33$.

(3) Calculated at a frequency corresponding to the first-mode period of the flexible-base structure.

ANEXO N°11: CALCULO DE LOS COEFICIENTES DE RIGIDEZ PARA LAS ZAPATAS DE LOS EDIFICIOS DE 7 Y 14 PISOS

EDIFICIO DE 7 PISOS

Z - 01

HOJA DE CÁLCULO PARA LA ESTIMACIÓN DE LA RIGIDEZ Y AMORTIGUAMIENTO DEL SUELO PARA UN ANÁLISIS INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA (NIST, 2012)

TESIS : Influencia de la interacción suelo – estructura en respuesta dinámica estructural de edificaciones de 7 y 14 pisos en Ica, Perú – 2021

PROYECTO : Edificio de 7 pisos

ZAPATA : Z-01

AUTOR : Hinostrza Rosales, Luis Miguel

1. DATOS DE INPUT:

$\gamma := 19 \frac{kN}{m^3}$: Peso específico del suelo

Sondeo 01:

$$V_{s,01} := \frac{3 + 6 + 21}{\frac{3}{168.27} + \frac{6}{184.90} + \frac{21}{215.29}} = 202.948$$

Sondeo 02:

$$V_{s,02} := \frac{3 + 9 + 18}{\frac{3}{134.03} + \frac{6}{162.21} + \frac{21}{163.59}} = 159.794$$

$$\bar{V}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{d_i}{V_{si}} \right)}$$

Formula para la estimación de la velocidad promedio de onda de corte (E.030)

$V_s := \left(\frac{V_{s,01} + V_{s,02}}{2} \right) \frac{m}{s}$: Velocidad promedio de ondas de propagación de corte

$b := 2.00 \text{ m}$: Ancho del zapata

$l := 2.30 \text{ m}$: Largo de la zapata

$\nu := 0.40$: Coeficiente de Poisson del suelo

$D_f := 2.0 \text{ m}$: Altura de desplante

Datos iniciales para calcular la rigidez

Módulo de corte:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho_s}} \quad : G \text{ es el módulo de corte}$$

$$G_{max} := \frac{\gamma}{g} \cdot V_s^2 = 63.733 \text{ MPa}$$

Calculamos el factor de reducción del módulo de corte.

como recomendación de la Norma ASCE / SEI 7-10 indica como factor de reducción del módulo de corte a 1/2.5 veces la aceleración espectral en el periodo más corto.



Pseudo aceleración para el periodo más corto:

$$S_a := 1.734$$

$$\frac{S_a}{2.5} = 0.694$$

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

Figura 2-9 S_{DS} es el parámetro de aceleración de respuesta espectral de periodo corto definido en ASCE / SEI 7-10; utilice la interpolación en línea recta para valores intermedios de $S_{DS} / 2.5$. El valor debe evaluarse a partir del análisis específico del sitio (Fuente: NIST GCR 12-917-21).

Interpolamos los resultados de la Tabla 2-1: para $S_a/2.5=0.4$ el factor es de 0.75 y para $S_a/2.5=0.8$ el factor es 0.60.

$$Fr := 0.675$$

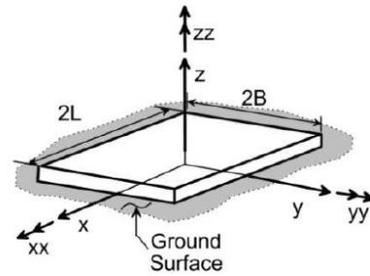
por lo que, el modulo de corte reducido es:

$$G := G_{max} \cdot 0.675 = 43.02 \text{ MPa}$$

Calculamos B

según el NIST (2012), el ancho de la zapata es $2B$

$$2 B = b \quad \text{entonces:} \quad B := \frac{b}{2} = 1 \text{ m}$$



Calculamos L

según el NIST (2012), el largo de la zapata es $2L$

$$2 L = l \quad \text{entonces:} \quad L := \frac{l}{2} = 1.15 \text{ m}$$

Frecuencia radial

" ω " es la frecuencia radial del modo predominante de la edificación

$T_s := 1.42 \text{ s}$: periodo de vibración fundamental de la estructura

$$\omega := \frac{2 \pi}{T_s} = 4.425 \frac{1}{\text{s}}$$

Calculamos el valor de a_0

$$a_0 := \frac{\omega \cdot B}{V_s} = 0.024$$

Calculamos el valor de ψ

$$\psi := \sqrt{\frac{2 \cdot (1 - \nu)}{1 - 2 \nu}} = 2.449$$

$$\psi := \text{if } \psi > 2.5 \text{ then } 2.5 \text{ else } \psi = 2.449$$

GRADO DE LIBERTAD

RIGIDEZ DE LA FUNDACIÓN EN LA SUPERFICIE

traslación en eje Z-Z:

$$K_{z_sur} := \frac{G \cdot B}{1 - \nu} \cdot \left(3.1 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right) = (3.616 \cdot 10^5) \frac{kN}{m}$$

$$\eta_z := 1 + \left(0.25 + \frac{0.25}{\frac{L}{B}} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^{0.8} = 1.814$$

$$\alpha_z := 1 - \frac{\left(0.4 + \frac{0.2}{\frac{L}{B}} \right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{10}{1 + 3 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2} = 0.99995$$

$$K_{z_din} := K_{z_sur} \cdot \alpha_z \cdot \eta_z = (6.557 \cdot 10^8) \frac{N}{m}$$

al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{z_sur} := \left(\frac{4 \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right)}{\frac{K_{z_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_z} \right) = 0.016$$

$$\beta_{z_emb} := \left(\frac{4 \left(\psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D_f}{B} \right) \cdot \left(1 + \frac{L}{B} \right) \right)}{\frac{\eta_z \cdot K_{z_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_z} \right) = 0.023$$

$$C_{z_amort} := 2 \cdot K_{z_din} \left(\frac{\beta_{z_emb} + \beta_{z_sur}}{\omega} \right) = (1.16 \cdot 10^4) \frac{kN \cdot s}{m}$$

traslación en eje Y-Y:

$$K_{y_sur} := \frac{G \cdot B}{2 - \nu} \cdot \left(6.8 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \left(\frac{L}{B} \right) + 1.6 \right) = (2.68 \cdot 10^5) \frac{kN}{m}$$

$$\eta_y := 1 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1 + \frac{L}{B}} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^{0.8} = 2.66$$

$$\alpha_y := 1$$

$$K_{y_din} := K_{y_sur} \cdot \alpha_y \cdot \eta_y = (7.127 \cdot 10^8) \frac{N}{m}$$

al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{y_sur} := \left(\frac{4 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)}{\frac{K_{y_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_y} \right) = 0.009$$

$$\beta_{y_emb} := \left(\frac{4 \cdot \left(\left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D_f}{B} \right) \cdot \left(1 + \psi \frac{L}{B} \right) \right)}{\frac{\eta_y \cdot K_{y_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_y} \right) = 0.026$$

$$C_{y_amort} := 2 \cdot K_{y_din} \left(\frac{\beta_{y_emb} + \beta_{y_sur}}{\omega} \right) = (1.124 \cdot 10^4) \frac{kN \cdot s}{m}$$

traslación en eje X-X:

$$K_{x_sur} := \frac{G \cdot B}{2 - \nu} \cdot \left(6.8 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right) = (2.648 \cdot 10^5) \frac{kN}{m}$$

$$\eta_x := 1 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1 + \frac{L}{B}} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^{0.8} = 2.66$$

$$\alpha_x := 1$$

$$K_{x_din} := K_{x_sur} \cdot \alpha_x \cdot \eta_x = (7.042 \cdot 10^8) \frac{N}{m}$$

al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{x_sur} := \left(\frac{4 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)}{\frac{K_{x_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_x} \right) = 0.009$$

$$\beta_{x_emb} := \left(\frac{4 \cdot \left(\left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D_f}{B} \right) \cdot \left(\psi + \frac{L}{B} \right) \right)}{\frac{\eta_x \cdot K_{x_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_x} \right) = 0.025$$

$$C_{x_amort} := 2 \cdot K_{x_din} \left(\frac{\beta_{x_emb} + \beta_{x_sur}}{\omega} \right) = (1.082 \cdot 10^4) \frac{\mathbf{kN} \cdot \mathbf{s}}{\mathbf{m}}$$

Giro en eje Z-Z:

$$K_{zz_sur} := G \cdot B^3 \cdot \left(4.25 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 4.06 \right) = (4.322 \cdot 10^5) \mathbf{kN} \cdot \mathbf{m}$$

$$\eta_{zz} := 1 + \left(1.3 + \frac{1.32}{\frac{L}{B}} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^{0.9} = 5.568$$

$$\alpha_{zz} := 1 - \left(\frac{\left(0.33 - 0.03 \cdot \sqrt{\frac{L}{B} - 1} \right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{0.8}{1 + 0.33 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2} \right) = 0.999752$$

$$K_{zz_din} := K_{zz_sur} \cdot \alpha_{zz} \cdot \eta_{zz} = (2.406 \cdot 10^6) \mathbf{kN} \cdot \mathbf{m}$$

al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{zz_sur} := \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\left(\frac{L}{B} \right)^3 + \left(\frac{L}{B} \right) \right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{K_{zz_sur}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\left(\frac{1.4}{1 + 3 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)^{0.7}} \right) + a_0^2 \right)} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{zz}} \right) = 3.298 \cdot 10^{-6}$$

$$\beta_{zz_emb} := \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\frac{3 \cdot L \cdot D_f}{B^2} + \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^3 \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) + 3 \left(\frac{L}{B} \right)^2 \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) + \psi \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) + \left(\frac{L}{B} \right)^3 + \left(\frac{L}{B} \right) \right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{\eta_{zz} \cdot K_{zz_sur}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\left(\frac{1.4}{1 + 3 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)^{0.7}} \right) + a_0^2 \right)} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{zz}} \right)$$

$$\beta_{zz_emb} = 6.622 \cdot 10^{-6}$$

$$C_{zz_amort} := 2 \cdot K_{zz_din} \left(\frac{\beta_{zz_emb} + \beta_{zz_sur}}{\omega} \right) = 10.786 \frac{\mathbf{kN} \cdot \mathbf{m}^2 \cdot \mathbf{s}}{\mathbf{m}}$$

Giro en eje Y-Y:

$$K_{yy_sur} := \frac{G \cdot B^3}{1 - \nu} \cdot \left(3.73 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right) = (3.934 \cdot 10^5) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\eta_{yy} := 1 + \frac{D_f}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + \left(\frac{L}{B} \right)^4} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^2 = 6.049$$

$$\alpha_{yy} := 1 - \left(\frac{0.55 \cdot a_0^2}{\left(\frac{0.8}{0.6 + \left(\frac{L}{B} \right)^3} \right) + a_0^2} \right) = 0.999379$$

$$K_{yy_din} := K_{yy_sur} \cdot \alpha_{yy} \cdot \eta_{yy} = (2.378 \cdot 10^6) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{yy_sur} := \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^3 \cdot a_0^2}{\left(\frac{K_{yy_sur}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\frac{1.8}{1 + 1.75 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{yy}} \right) = 2.767 \cdot 10^{-6}$$

$$\beta_{yy_emb} := \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^3 \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) + \psi \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^3 \cdot \left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D_f}{B} \right)^3 + 3 \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^2 + \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^3 \cdot a_0^2}{\left(\frac{\eta_{yy} \cdot K_{yy_sur}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\frac{1.8}{1 + 1.75 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2} + \frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\frac{L}{B} + \psi \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^3}{\left(\frac{\eta_{yy} \cdot K_{yy_sur}}{G \cdot B^3} \right)} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{yy}} \right)$$

$$\beta_{yy_emb} = 0.008$$

$$C_{yy_amort} := 2 \cdot K_{yy_din} \left(\frac{\beta_{yy_emb} + \beta_{yy_sur}}{\omega} \right) = (9.116 \cdot 10^3) \frac{\text{kN} \cdot \text{m}^2}{\text{m}} \cdot \text{s}$$

Giro en eje X-X:

$$K_{xx_sur} := \frac{G \cdot B^3}{1 - \nu} \cdot \left(3.2 \cdot \left(\frac{L}{B} \right) + 0.8 \right) = (3.212 \cdot 10^5) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\eta_{xx} := 1 + \frac{D_f}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + \left(\frac{L}{B} \right)} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^2 = 7.267$$

$$\alpha_{xx} := 1 - \frac{\left(\left(0.55 + 0.01 \cdot \sqrt{\frac{L}{B} - 1} \right) \cdot a_0^2 \right)}{\left(\frac{0.8}{2.4 + \frac{0.4}{\left(\frac{L}{B} \right)^3}} \right) + a_0^2} = 0.998905$$

$$K_{xx_din} := K_{xx_sur} \cdot \alpha_{xx} \cdot \eta_{xx} = (2.332 \cdot 10^6) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{xx_sur} := \frac{\left(\frac{4}{3} \cdot \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right) \cdot a_0^2 \right)}{\left(\frac{K_{xx_sur}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\left(2.2 - \frac{0.4}{\left(\frac{L}{B} \right)^3} \right) + a_0^2 \right)} \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{xx}} \right) = 1.887 \cdot 10^{-6}$$

$$\beta_{xx_emb} := \frac{\left(\frac{4}{3} \cdot \left(\left(\frac{D_f}{B} \right) + \left(\frac{D_f}{B} \right)^3 + \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^3 + 3 \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) \cdot \left(\frac{L}{B} \right) + \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right) \right) \cdot a_0^2 + \frac{4}{3} \cdot \left(\psi \cdot \frac{L}{B} + 1 \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^3}{\left(\frac{\eta_{xx} \cdot K_{xx_sur}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\left(\frac{1.8}{1 + 1.75 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2 \right) + \frac{\left(\eta_{xx} \cdot K_{xx_sur} \right)}{G \cdot B^3}} \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{xx}} \right)$$

$$\beta_{xx_emb} = 0.009$$

$$C_{xx_amort} := 2 \cdot K_{xx_din} \left(\frac{\beta_{xx_emb} + \beta_{xx_sur}}{\omega} \right) = (9.665 \cdot 10^3) \frac{\text{kN} \cdot \text{m}^2}{\text{m}} \cdot \text{s}$$

Z – 02

HOJA DE CÁLCULO PARA LA ESTIMACIÓN DE LA RIGIDEZ Y AMORTIGUAMIENTO DEL SUELO PARA UN ANÁLISIS INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA (NIST, 2012)

TESIS : Influencia de la interacción suelo – estructura en respuesta dinámica estructural de edificaciones de 7 y 14 pisos en Ica, Perú – 2021

PROYECTO : Edificio de 7 pisos

ZAPATA : Z-02

AUTOR : Hinostroza Rosales, Luis Miguel

1. DATOS DE INPUT:

$\gamma := 19 \frac{kN}{m^3}$: Peso específico del suelo

Sondeo 01:

$$V_{s,01} := \frac{3 + 6 + 21}{\frac{3}{168.27} + \frac{6}{184.90} + \frac{21}{215.29}} = 202.948$$

Sondeo 02:

$$V_{s,02} := \frac{3 + 9 + 18}{\frac{3}{134.03} + \frac{6}{162.21} + \frac{21}{163.59}} = 159.794$$

$$\bar{V}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{d_i}{V_{si}} \right)}$$

Formula para la estimación de la velocidad promedio de onda de corte (E.030)

$V_s := \left(\frac{V_{s,01} + V_{s,02}}{2} \right) \frac{m}{s}$: Velocidad promedio de ondas de propagación de corte

$b := 2.50 \text{ m}$: Ancho del zapata

$l := 2.80 \text{ m}$: Largo de la zapata

$\nu := 0.40$: Coeficiente de Poisson del suelo

$D_f := 2.0 \text{ m}$: Altura de desplante

Datos iniciales para calcular la rigidez

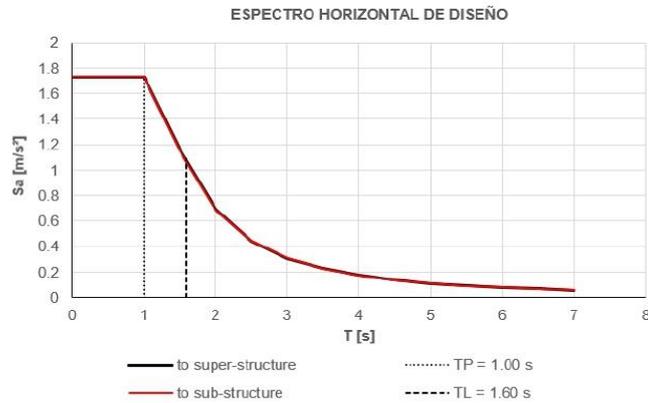
Módulo de corte:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho_s}} \quad : G \text{ es el módulo de corte}$$

$$G_{max} := \frac{\gamma}{g} \cdot V_s^2 = 63.733 \text{ MPa}$$

Calculamos el factor de reducción del módulo de corte.

como recomendación de la Norma ASCE / SEI 7-10 indica como factor de reducción del módulo de corte a 1/2.5 veces la aceleración espectral en el periodo más corto.



Pseudo aceleración para el periodo más corto:

$$S_a := 1.734$$

$$\frac{S_a}{2.5} = 0.694$$

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

Figura 2-9 S_{DS} es el parámetro de aceleración de respuesta espectral de periodo corto definido en ASCE / SEI 7-10; utilice la interpolación en línea recta para valores intermedios de $S_{DS} / 2.5$. El valor debe evaluarse a partir del análisis específico del sitio (Fuente: NIST GCR 12-917-21).

Interpolamos los resultados de la Tabla 2-1: para $S_a/2.5=0.4$ el factor es de 0.75 y para $S_a/2.5=0.8$ el factor es 0.60.

$$Fr := 0.675$$

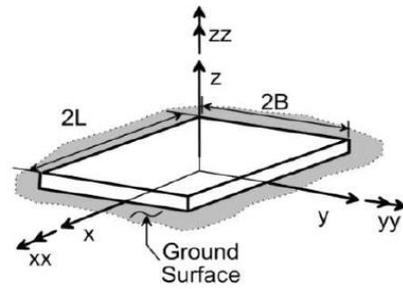
por lo que, el modulo de corte reducido es:

$$G := G_{max} \cdot 0.675 = 43.02 \text{ MPa}$$

Calculamos B

según el NIST (2012), el ancho de la zapata es $2B$

$$2 B = b \quad \text{entonces:} \quad B := \frac{b}{2} = 1.25 \text{ m}$$



Calculamos L

según el NIST (2012), el largo de la zapata es $2L$

$$2 L = l \quad \text{entonces:} \quad L := \frac{l}{2} = 1.4 \text{ m}$$

Frecuencia radial

" ω " es la frecuencia radial del modo predominante de la edificación

$T_s := 1.42 \text{ s}$: periodo de vibración fundamental de la estructura

$$\omega := \frac{2 \pi}{T_s} = 4.425 \frac{1}{\text{s}}$$

Calculamos el valor de a_0

$$a_0 := \frac{\omega \cdot B}{V_s} = 0.03$$

Calculamos el valor de ψ

$$\psi := \sqrt{\frac{2 \cdot (1 - \nu)}{1 - 2 \nu}} = 2.449$$

$$\psi := \text{if } \psi > 2.5 \left| \begin{array}{l} 2.5 \\ \text{else} \\ \psi \end{array} \right. = 2.449$$

GRADO DE LIBERTAD

RIGIDEZ DE LA FUNDACIÓN EN LA SUPERFICIE

traslación en eje Z-Z:

$$K_{z_sur} := \frac{G \cdot B}{1 - \nu} \cdot \left(3.1 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right) = (4.459 \cdot 10^5) \frac{kN}{m}$$

$$\eta_z := 1 + \left(0.25 + \frac{0.25}{\frac{L}{B}} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^{0.8} = 1.689$$

$$\alpha_z := 1 - \frac{\left(0.4 + \frac{0.2}{\frac{L}{B}} \right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{10}{1 + 3 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2} = 0.999927$$

$$K_{z_din} := K_{z_sur} \cdot \alpha_z \cdot \eta_z = (7.531 \cdot 10^8) \frac{N}{m}$$

al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{z_sur} := \left(\frac{4 \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right)}{\frac{K_{z_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_z} \right) = 0.02$$

$$\beta_{z_emb} := \left(\frac{4 \left(\psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D_f}{B} \right) \cdot \left(1 + \frac{L}{B} \right) \right)}{\frac{\eta_z \cdot K_{z_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_z} \right) = 0.027$$

$$C_{z_amort} := 2 \cdot K_{z_din} \left(\frac{\beta_{z_emb} + \beta_{z_sur}}{\omega} \right) = (1.597 \cdot 10^4) \frac{kN \cdot s}{m}$$

traslación en eje Y-Y:

$$K_{y_sur} := \frac{G \cdot B}{2 - \nu} \cdot \left(6.8 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \left(\frac{L}{B} \right) + 1.6 \right) = (3.299 \cdot 10^5) \frac{kN}{m}$$

$$\eta_y := 1 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1 + \frac{L}{B}} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^{0.8} = 2.401$$

$$\alpha_y := 1$$

$$K_{y_din} := K_{y_sur} \cdot \alpha_y \cdot \eta_y = (7.922 \cdot 10^8) \frac{N}{m}$$

al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{y_sur} := \left(\frac{4 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)}{\frac{K_{y_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_y} \right) = 0.011$$

$$\beta_{y_emb} := \left(\frac{4 \left(\left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D_f}{B} \right) \cdot \left(1 + \psi \frac{L}{B} \right) \right)}{\frac{\eta_y \cdot K_{y_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_y} \right) = 0.029$$

$$C_{y_amort} := 2 \cdot K_{y_din} \left(\frac{\beta_{y_emb} + \beta_{y_sur}}{\omega} \right) = (1.453 \cdot 10^4) \frac{kN \cdot s}{m}$$

traslación en eje X-X:

$$K_{x_sur} := \frac{G \cdot B}{2 - \nu} \cdot \left(6.8 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right) = (3.267 \cdot 10^5) \frac{kN}{m}$$

$$\eta_x := 1 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1 + \frac{L}{B}} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^{0.8} = 2.401$$

$$\alpha_x := 1$$

$$K_{x_din} := K_{x_sur} \cdot \alpha_x \cdot \eta_x = (7.844 \cdot 10^8) \frac{N}{m}$$

al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{x_sur} := \left(\frac{4 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)}{\frac{K_{x_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_x} \right) = 0.011$$

$$\beta_{x_emb} := \left(\frac{4 \left(\left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D_f}{B} \right) \cdot \left(\psi + \frac{L}{B} \right) \right)}{\frac{\eta_x \cdot K_{x_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_x} \right) = 0.029$$

$$C_{x_amort} := 2 \cdot K_{x_din} \left(\frac{\beta_{x_emb} + \beta_{x_sur}}{\omega} \right) = (1.411 \cdot 10^4) \frac{\mathbf{kN} \cdot \mathbf{s}}{\mathbf{m}}$$

Giro en eje Z-Z:

$$K_{zz_sur} := G \cdot B^3 \cdot \left(4.25 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 4.06 \right) = (8.125 \cdot 10^5) \mathbf{kN} \cdot \mathbf{m}$$

$$\eta_{zz} := 1 + \left(1.3 + \frac{1.32}{L} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^{0.9} = 4.784$$

$$\alpha_{zz} := 1 - \left(\frac{\left(0.33 - 0.03 \cdot \sqrt{\frac{L}{B} - 1} \right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{0.8}{1 + 0.33 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2} \right) = 0.999614$$

$$K_{zz_din} := K_{zz_sur} \cdot \alpha_{zz} \cdot \eta_{zz} = (3.885 \cdot 10^6) \mathbf{kN} \cdot \mathbf{m}$$

al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{zz_sur} := \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\left(\frac{L}{B} \right)^3 + \left(\frac{L}{B} \right) \right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{K_{zz_sur}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\left(\frac{1.4}{1 + 3 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)^{0.7}} \right) + a_0^2 \right)} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{zz}} \right) = 5.92 \cdot 10^{-6}$$

$$\beta_{zz_emb} := \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\frac{3 \cdot L \cdot D_f}{B^2} + \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^3 \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) + 3 \left(\frac{L}{B} \right)^2 \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) + \psi \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) + \left(\frac{L}{B} \right)^3 + \left(\frac{L}{B} \right) \right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{\eta_{zz} \cdot K_{zz_sur}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\left(\frac{1.4}{1 + 3 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)^{0.7}} \right) + a_0^2 \right)} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{zz}} \right)$$

$$\beta_{zz_emb} = 1.144 \cdot 10^{-5}$$

$$C_{zz_amort} := 2 \cdot K_{zz_din} \left(\frac{\beta_{zz_emb} + \beta_{zz_sur}}{\omega} \right) = 30.492 \frac{\mathbf{kN} \cdot \mathbf{m}^2}{\mathbf{m}} \cdot \mathbf{s}$$

Giro en eje Y-Y:

$$K_{yy_sur} := \frac{G \cdot B^3}{1 - \nu} \cdot \left(3.73 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right) = (7.234 \cdot 10^5) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\eta_{yy} := 1 + \frac{D_f}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + \left(\frac{L}{B} \right)^4} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^2 = 4.729$$

$$\alpha_{yy} := 1 - \left(\frac{0.55 \cdot a_0^2}{\left(\frac{0.8}{0.6 + \frac{1.4}{\left(\frac{L}{B} \right)^3}} \right) + a_0^2} \right) = 0.998981$$

$$K_{yy_din} := K_{yy_sur} \cdot \alpha_{yy} \cdot \eta_{yy} = (3.418 \cdot 10^6) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{yy_sur} := \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^3 \cdot a_0^2}{\left(\frac{K_{yy_sur}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\frac{1.8}{1 + 1.75 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{yy}} \right) = 5.082 \cdot 10^{-6}$$

$$\beta_{yy_emb} := \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^3 \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) + \psi \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^3 \cdot \left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D_f}{B} \right)^3 + 3 \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^2 + \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^3 \cdot a_0^2}{\left(\frac{\eta_{yy} \cdot K_{yy_sur}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\frac{1.8}{1 + 1.75 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2} + \frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\frac{L}{B} + \psi \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^3}{\left(\frac{\eta_{yy} \cdot K_{yy_sur}}{G \cdot B^3} \right)} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{yy}} \right)$$

$$\beta_{yy_emb} = 0.007$$

$$C_{yy_amori} := 2 \cdot K_{yy_din} \left(\frac{\beta_{yy_emb} + \beta_{yy_sur}}{\omega} \right) = (1.131 \cdot 10^4) \frac{\text{kN} \cdot \text{m}^2}{\text{m}} \cdot \text{s}$$

Giro en eje X-X:

$$K_{xx_sur} := \frac{G \cdot B^3}{1 - \nu} \cdot \left(3.2 \cdot \left(\frac{L}{B} \right) + 0.8 \right) = (6.139 \cdot 10^5) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\eta_{xx} := 1 + \frac{D_f}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + \left(\frac{L}{B} \right)} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^2 = 5.386$$

$$\alpha_{xx} := 1 - \left(\frac{\left(0.55 + 0.01 \cdot \sqrt{\frac{L}{B} - 1} \right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{0.8}{2.4 + \frac{0.4}{\left(\frac{L}{B}\right)^3}} \right) + a_0^2} \right) = 0.998278$$

$$K_{xx_din} := K_{xx_sur} \cdot \alpha_{xx} \cdot \eta_{xx} = (3.301 \cdot 10^6) \text{ kN} \cdot \mathbf{m}$$

al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{xx_sur} := \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \psi \cdot \left(\frac{L}{B}\right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{K_{xx_sur}}{G \cdot B^3}\right) \cdot \left(2.2 - \frac{0.4}{\left(\frac{L}{B}\right)^3} + a_0^2\right)} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{xx}}\right) = 3.711 \cdot 10^{-6}$$

$$\beta_{xx_emb} := \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\left(\frac{D_f}{B}\right) + \left(\frac{D_f}{B}\right)^3 + \psi \cdot \left(\frac{L}{B}\right) \cdot \left(\frac{D_f}{B}\right)^3 + 3 \cdot \left(\frac{D_f}{B}\right) \cdot \left(\frac{L}{B}\right) + \psi \cdot \left(\frac{L}{B}\right)\right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{\eta_{xx} \cdot K_{xx_sur}}{G \cdot B^3}\right) \cdot \left(\frac{1.8}{1 + 1.75 \left(\frac{L}{B} - 1\right)} + a_0^2\right)} + \frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\psi \cdot \frac{L}{B} + 1\right) \cdot \left(\frac{D_f}{B}\right)^3}{\left(\frac{\eta_{xx} \cdot K_{xx_sur}}{G \cdot B^3}\right)} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{xx}}\right)$$

$$\beta_{xx_emb} = 0.008$$

$$C_{xx_amort} := 2 \cdot K_{xx_din} \left(\frac{\beta_{xx_emb} + \beta_{xx_sur}}{\omega} \right) = (1.186 \cdot 10^4) \frac{\text{kN} \cdot \mathbf{m}^2}{\mathbf{m}} \cdot \mathbf{s}$$

Z – 03

HOJA DE CÁLCULO PARA LA ESTIMACIÓN DE LA RIGIDEZ Y AMORTIGUAMIENTO DEL SUELO PARA UN ANÁLISIS INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA (NIST, 2012)

TESIS : Influencia de la interacción suelo – estructura en respuesta dinámica estructural de edificaciones de 7 y 14 pisos en Ica, Perú – 2021

PROYECTO : Edificio de 7 pisos

ZAPATA : Z-03

AUTOR : Hinostroza Rosales, Luis Miguel

1. DATOS DE INPUT:

$\gamma := 19 \frac{kN}{m^3}$: Peso específico del suelo

Sondeo 01:

$$V_{s,01} := \frac{3 + 6 + 21}{\frac{3}{168.27} + \frac{6}{184.90} + \frac{21}{215.29}} = 202.948$$

Sondeo 02:

$$V_{s,02} := \frac{3 + 9 + 18}{\frac{3}{134.03} + \frac{6}{162.21} + \frac{21}{163.59}} = 159.794$$

$$\bar{V}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{d_i}{V_{si}} \right)}$$

Formula para la estimación de la velocidad promedio de onda de corte (E.030)

$V_s := \left(\frac{V_{s,01} + V_{s,02}}{2} \right) \frac{m}{s}$: Velocidad promedio de ondas de propagación de corte

$b := 3.10 \text{ m}$: Ancho del zapata

$l := 3.40 \text{ m}$: Largo de la zapata

$\nu := 0.40$: Coeficiente de Poisson del suelo

$D_f := 2.0 \text{ m}$: Altura de desplante

Datos iniciales para calcular la rigidez

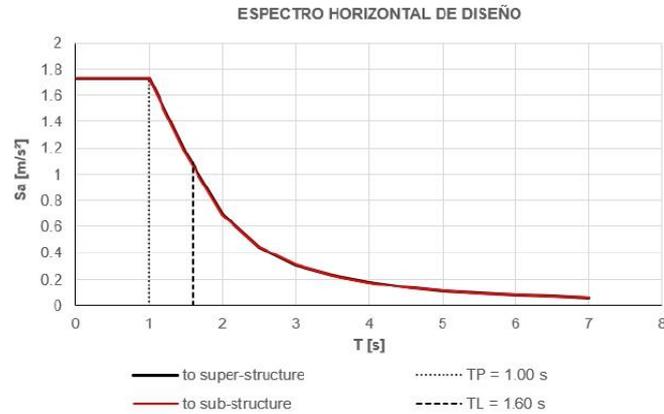
Módulo de corte:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho_s}} \quad : G \text{ es el módulo de corte}$$

$$G_{max} := \frac{\gamma}{g} \cdot V_s^2 = 63.733 \text{ MPa}$$

Calculamos el factor de reducción del módulo de corte.

como recomendación de la Norma ASCE / SEI 7-10 indica como factor de reducción del módulo de corte a 1/2.5 veces la aceleración espectral en el periodo más corto.



Pseudo aceleración para el periodo más corto:

$$S_a := 1.734$$

$$\frac{S_a}{2.5} = 0.694$$

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

Figura 2-9 S_{DS} es el parámetro de aceleración de respuesta espectral de periodo corto definido en ASCE / SEI 7-10; utilice la interpolación en línea recta para valores intermedios de $S_{DS} / 2.5$. El valor debe evaluarse a partir del análisis específico del sitio (Fuente: NIST GCR 12-917-21).

Interpolamos los resultados de la Tabla 2-1: para $S_a/2.5=0.4$ el factor es de 0.75 y para $S_a/2.5=0.8$ el factor es 0.60.

$$Fr := 0.675$$

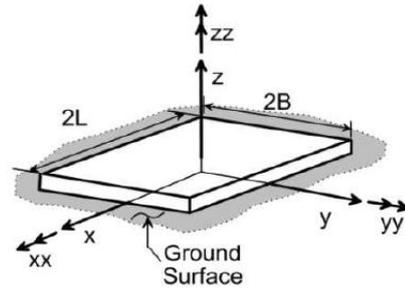
por lo que, el modulo de corte reducido es:

$$G := G_{max} \cdot 0.675 = 43.02 \text{ MPa}$$

Calculamos B

según el NIST (2012), el ancho de la zapata es $2B$

$$2 B = b \quad \text{entonces:} \quad B := \frac{b}{2} = 1.55 \text{ m}$$



Calculamos L

según el NIST (2012), el largo de la zapata es $2L$

$$2 L = l \quad \text{entonces:} \quad L := \frac{l}{2} = 1.7 \text{ m}$$

Frecuencia radial

" ω " es la frecuencia radial del modo predominante de la edificación

$T_s := 1.42 \text{ s}$: periodo de vibración fundamental de la estructura

$$\omega := \frac{2 \pi}{T_s} = 4.425 \frac{1}{\text{s}}$$

Calculamos el valor de a_0

$$a_0 := \frac{\omega \cdot B}{V_s} = 0.038$$

Calculamos el valor de ψ

$$\psi := \sqrt{\frac{2 \cdot (1 - \nu)}{1 - 2 \nu}} = 2.449$$

$$\psi := \begin{cases} \psi > 2.5 \\ 2.5 \\ \text{else} \\ \psi \end{cases} = 2.449$$

GRADO DE LIBERTAD

RIGIDEZ DE LA FUNDACIÓN EN LA SUPERFICIE

traslación en eje Z-Z:

$$K_{z_sur} := \frac{G \cdot B}{1 - \nu} \cdot \left(3.1 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right) = (5.471 \cdot 10^5) \frac{kN}{m}$$

$$\eta_z := 1 + \left(0.25 + \frac{0.25}{\frac{L}{B}} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^{0.8} = 1.586$$

$$\alpha_z := 1 - \frac{\left(0.4 + \frac{0.2}{\frac{L}{B}} \right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{10}{1 + 3 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2} = 0.999893$$

$$K_{z_din} := K_{z_sur} \cdot \alpha_z \cdot \eta_z = (8.676 \cdot 10^8) \frac{N}{m}$$

al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{z_sur} := \left(\frac{4 \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right)}{\frac{K_{z_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_z} \right) = 0.025$$

$$\beta_{z_emb} := \left(\frac{4 \left(\psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D_f}{B} \right) \cdot \left(1 + \frac{L}{B} \right) \right)}{\frac{\eta_z \cdot K_{z_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_z} \right) = 0.031$$

$$C_{z_amort} := 2 \cdot K_{z_din} \left(\frac{\beta_{z_emb} + \beta_{z_sur}}{\omega} \right) = (2.2 \cdot 10^4) \frac{kN \cdot s}{m}$$

traslación en eje Y-Y:

$$K_{y_sur} := \frac{G \cdot B}{2 - \nu} \cdot \left(6.8 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \left(\frac{L}{B} \right) + 1.6 \right) = (4.042 \cdot 10^5) \frac{kN}{m}$$

$$\eta_y := 1 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1 + \frac{L}{B}} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^{0.8} = 2.188$$

$$\alpha_y := 1$$

$$K_{y_din} := K_{y_sur} \cdot \alpha_y \cdot \eta_y = (8.845 \cdot 10^8) \frac{N}{m}$$

al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{y_sur} := \left(\frac{4 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)}{\frac{K_{y_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_y} \right) = 0.014$$

$$\beta_{y_emb} := \left(\frac{4 \cdot \left(\left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D_f}{B} \right) \cdot \left(1 + \psi \frac{L}{B} \right) \right)}{\frac{\eta_y \cdot K_{y_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_y} \right) = 0.033$$

$$C_{y_amort} := 2 \cdot K_{y_din} \left(\frac{\beta_{y_emb} + \beta_{y_sur}}{\omega} \right) = (1.881 \cdot 10^4) \frac{kN \cdot s}{m}$$

traslación en eje X-X:

$$K_{x_sur} := \frac{G \cdot B}{2 - \nu} \cdot \left(6.8 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right) = (4.01 \cdot 10^5) \frac{kN}{m}$$

$$\eta_x := 1 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1 + \frac{L}{B}} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^{0.8} = 2.188$$

$$\alpha_x := 1$$

$$K_{x_din} := K_{x_sur} \cdot \alpha_x \cdot \eta_x = (8.774 \cdot 10^8) \frac{N}{m}$$

al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{x_sur} := \left(\frac{4 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)}{\frac{K_{x_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_x} \right) = 0.014$$

$$\beta_{x_emb} := \left(\frac{4 \cdot \left(\left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D_f}{B} \right) \cdot \left(\psi + \frac{L}{B} \right) \right)}{\frac{\eta_x \cdot K_{x_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_x} \right) = 0.033$$

$$C_{x_amort} := 2 \cdot K_{x_din} \left(\frac{\beta_{x_emb} + \beta_{x_sur}}{\omega} \right) = (1.84 \cdot 10^4) \frac{\mathbf{kN} \cdot \mathbf{s}}{\mathbf{m}}$$

Giro en eje Z-Z:

$$K_{zz_sur} := G \cdot B^3 \cdot \left(4.25 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 4.06 \right) = (1.504 \cdot 10^6) \mathbf{kN} \cdot \mathbf{m}$$

$$\eta_{zz} := 1 + \left(1.3 + \frac{1.32}{\frac{L}{B}} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^{0.9} = 4.149$$

$$\alpha_{zz} := 1 - \left(\frac{\left(0.33 - 0.03 \cdot \sqrt{\frac{L}{B} - 1} \right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{0.8}{1 + 0.33 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2} \right) = 0.99941$$

$$K_{zz_din} := K_{zz_sur} \cdot \alpha_{zz} \cdot \eta_{zz} = (6.237 \cdot 10^6) \mathbf{kN} \cdot \mathbf{m}$$

al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{zz_sur} := \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\left(\frac{L}{B} \right)^3 + \left(\frac{L}{B} \right) \right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{K_{zz_sur}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\left(\frac{1.4}{1 + 3 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)^{0.7}} \right) + a_0^2 \right)} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{zz}} \right) = 1.049 \cdot 10^{-5}$$

$$\beta_{zz_emb} := \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\frac{3 L \cdot D_f}{B^2} + \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^3 \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) + 3 \left(\frac{L}{B} \right)^2 \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) + \psi \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) + \left(\frac{L}{B} \right)^3 + \left(\frac{L}{B} \right) \right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{\eta_{zz} \cdot K_{zz_sur}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\left(\frac{1.4}{1 + 3 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)^{0.7}} \right) + a_0^2 \right)} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{zz}} \right)$$

$$\beta_{zz_emb} = 1.952 \cdot 10^{-5}$$

$$C_{zz_amort} := 2 \cdot K_{zz_din} \left(\frac{\beta_{zz_emb} + \beta_{zz_sur}}{\omega} \right) = 84.597 \frac{\mathbf{kN} \cdot \mathbf{m}^2 \cdot \mathbf{s}}{\mathbf{m}}$$

Giro en eje Y-Y:

$$K_{yy_sur} := \frac{G \cdot B^3}{1-\nu} \cdot \left(3.73 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right) = (1.315 \cdot 10^6) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\eta_{yy} := 1 + \frac{D_f}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + \left(\frac{L}{B} \right)^4} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^2 = 3.773$$

$$\alpha_{yy} := 1 - \left(\frac{0.55 \cdot a_0^2}{\left(\frac{0.8}{0.6 + \frac{1.4}{\left(\frac{L}{B} \right)^3}} \right) + a_0^2} \right) = 0.998372$$

$$K_{yy_din} := K_{yy_sur} \cdot \alpha_{yy} \cdot \eta_{yy} = (4.954 \cdot 10^6) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{yy_sur} := \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^3 \cdot a_0^2}{\left(\frac{K_{yy_sur}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\frac{1.8}{1 + 1.75 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{yy}} \right) = 9.225 \cdot 10^{-6}$$

$$\beta_{yy_emb} := \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^3 \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) + \psi \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^3 \cdot \left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D_f}{B} \right)^3 + 3 \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^2 + \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^3 \cdot a_0^2}{\left(\frac{\eta_{yy} \cdot K_{yy_sur}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\frac{1.8}{1 + 1.75 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2} + \frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\frac{L}{B} + \psi \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^3}{\left(\frac{\eta_{yy} \cdot K_{yy_sur}}{G \cdot B^3} \right)} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{yy}} \right)$$

$$\beta_{yy_emb} = 0.006$$

$$C_{yy_amorti} := 2 \cdot K_{yy_din} \left(\frac{\beta_{yy_emb} + \beta_{yy_sur}}{\omega} \right) = (1.396 \cdot 10^4) \frac{\text{kN} \cdot \text{m}^2}{\text{m}} \cdot \text{s}$$

Giro en eje X-X:

$$K_{xx_sur} := \frac{G \cdot B^3}{1-\nu} \cdot \left(3.2 \cdot \left(\frac{L}{B} \right) + 0.8 \right) = (1.151 \cdot 10^6) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\eta_{xx} := 1 + \frac{D_f}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + \left(\frac{L}{B} \right)} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^2 = 4.132$$

$$\alpha_{xx} := 1 - \frac{\left(\left(0.55 + 0.01 \cdot \sqrt{\frac{L}{B} - 1} \right) \cdot a_0^2 \right)}{\left(\frac{0.8}{2.4 + \frac{0.4}{\left(\frac{L}{B} \right)^3}} \right) + a_0^2} = 0.99734$$

$$K_{xx_din} := K_{xx_sur} \cdot \alpha_{xx} \cdot \eta_{xx} = (4.742 \cdot 10^6) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{xx_sur} := \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{K_{xx_sur}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\left(2.2 - \frac{0.4}{\left(\frac{L}{B} \right)^3} \right) + a_0^2 \right)} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{xx}} \right) = 7.122 \cdot 10^{-6}$$

$$\beta_{xx_emb} := \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\left(\frac{D_f}{B} \right) + \left(\frac{D_f}{B} \right)^3 + \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^3 + 3 \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) \cdot \left(\frac{L}{B} \right) + \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right) \right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{\eta_{xx} \cdot K_{xx_sur}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\left(\frac{1.8}{1 + 1.75 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2 \right)} + \frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\psi \cdot \frac{L}{B} + 1 \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^3}{\left(\frac{\eta_{xx} \cdot K_{xx_sur}}{G \cdot B^3} \right)} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{xx}} \right)$$

$$\beta_{xx_emb} = 0.007$$

$$C_{xx_amort} := 2 \cdot K_{xx_din} \left(\frac{\beta_{xx_emb} + \beta_{xx_sur}}{\omega} \right) = (1.45 \cdot 10^4) \frac{\text{kN} \cdot \text{m}^2}{\text{m}} \cdot \text{s}$$

EDIFICIO DE 14 PISOS

Z - 01

HOJA DE CÁLCULO PARA LA ESTIMACIÓN DE LA RIGIDEZ Y AMORTIGUAMIENTO DEL SUELO PARA UN ANÁLISIS INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA (NIST, 2012)

TESIS : Influencia de la interacción suelo – estructura en respuesta dinámica estructural de edificaciones de 7 y 14 pisos en Ica, Perú – 2021

PROYECTO : Edificio de 14 pisos

ZAPATA : Z-01

AUTOR : Hinostroza Rosales, Luis Miguel

1. DATOS DE INPUT:

$\gamma := 19 \frac{kN}{m^3}$: Peso específico del suelo

Sondeo 01:

$$V_{s,01} := \frac{3 + 6 + 21}{\frac{3}{168.27} + \frac{6}{184.90} + \frac{21}{215.29}} = 202.948$$

Sondeo 02:

$$V_{s,02} := \frac{3 + 9 + 18}{\frac{3}{134.03} + \frac{6}{162.21} + \frac{21}{163.59}} = 159.794$$

$V_s := \left(\frac{V_{s,01} + V_{s,02}}{2} \right) \frac{m}{s}$: Velocidad promedio de ondas de propagación de corte

$b := 2.90 \text{ m}$: Ancho del zapata

$l := 3.20 \text{ m}$: Largo de la zapata

$\nu := 0.40$: Coeficiente de Poisson del suelo

$D_f := 2.50 \text{ m}$: Altura de desplante

$$\bar{V}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{d_i}{V_{si}} \right)}$$

Formula para la estimación de la velocidad promedio de onda de corte (E.030)

Datos iniciales para calcular la rigidez

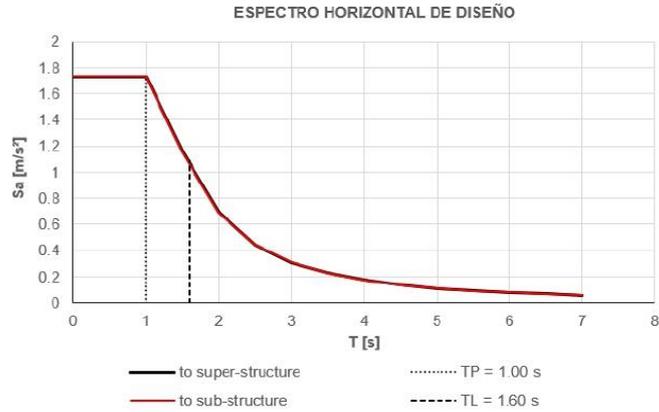
Módulo de corte:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho_s}} \quad : G \text{ es el módulo de corte}$$

$$G_{max} := \frac{\gamma}{g} \cdot V_s^2 = 63.733 \text{ MPa}$$

Calculamos el factor de reducción del módulo de corte.

como recomendación de la Norma ASCE / SEI 7-10 indica como factor de reducción del módulo de corte a 1/2.5 veces la aceleración espectral en el periodo más corto.



Pseudo aceleración para el periodo más corto:

$$S_a := 1.734$$

$$\frac{S_a}{2.5} = 0.694$$

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

Figura 2-9 S_{DS} es el parámetro de aceleración de respuesta espectral de periodo corto definido en ASCE / SEI 7-10; utilice la interpolación en línea recta para valores intermedios de $S_{DS} / 2.5$. El valor debe evaluarse a partir del análisis específico del sitio (Fuente: NIST GCR 12-917-21).

Interpolamos los resultados de la Tabla 2-1: para $S_a/2.5=0.4$ el factor es de 0.75 y para $S_a/2.5=0.8$ el factor es 0.60.

$$Fr := 0.675$$

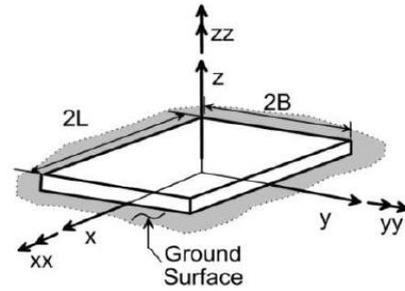
por lo que, el módulo de corte reducido es:

$$G := G_{max} \cdot 0.675 = 43.02 \text{ MPa}$$

Calculamos B

según el NIST (2012), el ancho de la zapata es $2B$

$$2 B = b \quad \text{entonces:} \quad B := \frac{b}{2} = 1.45 \text{ m}$$



Calculamos L

según el NIST (2012), el largo de la zapata es $2L$

$$2 L = l \quad \text{entonces:} \quad L := \frac{l}{2} = 1.6 \text{ m}$$

Frecuencia radial

" ω " es la frecuencia radial del modo predominante de la edificación

$T_s := 0.905 \text{ s}$: periodo de vibración fundamental de la estructura

$$\omega := \frac{2 \pi}{T_s} = 6.943 \frac{1}{\text{s}}$$

Calculamos el valor de a_0

$$a_0 := \frac{\omega \cdot B}{V_s} = 0.056$$

Calculamos el valor de ψ

$$\psi := \sqrt{\frac{2 \cdot (1 - \nu)}{1 - 2 \nu}} = 2.449$$

$$\psi := \begin{cases} \psi > 2.5 \\ 2.5 \\ \text{else} \\ \psi \end{cases} = 2.449$$

GRADO DE LIBERTAD

RIGIDEZ DE LA FUNDACIÓN EN LA SUPERFICIE

traslación en eje Z-Z:

$$K_{z_sur} := \frac{G \cdot B}{1 - \nu} \cdot \left(3.1 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right) = (5.133 \cdot 10^5) \frac{kN}{m}$$

$$\eta_z := 1 + \left(0.25 + \frac{0.25}{\frac{L}{B}} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^{0.8} = 1.737$$

$$\alpha_z := 1 - \frac{\left(0.4 + \frac{0.2}{\frac{L}{B}} \right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{10}{1 + 3 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2} = 0.999765$$

$$K_{z_din} := K_{z_sur} \cdot \alpha_z \cdot \eta_z = (8.914 \cdot 10^8) \frac{N}{m}$$

al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{z_sur} := \left(\frac{4 \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right)}{\frac{K_{z_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_z} \right) = 0.036$$

$$\beta_{z_emb} := \left(\frac{4 \left(\psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D_f}{B} \right) \cdot \left(1 + \frac{L}{B} \right) \right)}{\frac{\eta_z \cdot K_{z_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_z} \right) = 0.049$$

$$C_{z_amort} := 2 \cdot K_{z_din} \left(\frac{\beta_{z_emb} + \beta_{z_sur}}{\omega} \right) = (2.199 \cdot 10^4) \frac{kN \cdot s}{m}$$

traslación en eje Y-Y:

$$K_{y_sur} := \frac{G \cdot B}{2 - \nu} \cdot \left(6.8 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \left(\frac{L}{B} \right) + 1.6 \right) = (3.794 \cdot 10^5) \frac{kN}{m}$$

$$\eta_y := 1 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1 + \frac{L}{B}} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^{0.8} = 2.495$$

$$\alpha_y := 1$$

$$K_{y_din} := K_{y_sur} \cdot \alpha_y \cdot \eta_y = (9.467 \cdot 10^8) \frac{N}{m}$$

al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{y_sur} := \left(\frac{4 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)}{\frac{K_{y_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_y} \right) = 0.02$$

$$\beta_{y_emb} := \left(\frac{4 \left(\left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D_f}{B} \right) \cdot \left(1 + \psi \frac{L}{B} \right) \right)}{\frac{\eta_y \cdot K_{y_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_y} \right) = 0.055$$

$$C_{y_amort} := 2 \cdot K_{y_din} \left(\frac{\beta_{y_emb} + \beta_{y_sur}}{\omega} \right) = (2.043 \cdot 10^4) \frac{kN \cdot s}{m}$$

traslación en eje X-X:

$$K_{x_sur} := \frac{G \cdot B}{2 - \nu} \cdot \left(6.8 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right) = (3.762 \cdot 10^5) \frac{kN}{m}$$

$$\eta_x := 1 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1 + \frac{L}{B}} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^{0.8} = 2.495$$

$$\alpha_x := 1$$

$$K_{x_din} := K_{x_sur} \cdot \alpha_x \cdot \eta_x = (9.387 \cdot 10^8) \frac{N}{m}$$

al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{x_sur} := \left(\frac{4 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)}{\frac{K_{x_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_x} \right) = 0.02$$

$$\beta_{x_emb} := \left(\frac{4 \left(\left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D_f}{B} \right) \cdot \left(\psi + \frac{L}{B} \right) \right)}{\frac{\eta_x \cdot K_{x_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_x} \right) = 0.053$$

$$C_{x_amort} := 2 \cdot K_{x_din} \left(\frac{\beta_{x_emb} + \beta_{x_sur}}{\omega} \right) = (1.991 \cdot 10^4) \frac{\mathbf{kN} \cdot \mathbf{s}}{\mathbf{m}}$$

Giro en eje Z-Z:

$$K_{zz_sur} := G \cdot B^3 \cdot \left(4.25 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 4.06 \right) = (1.242 \cdot 10^6) \mathbf{kN} \cdot \mathbf{m}$$

$$\eta_{zz} := 1 + \left(1.3 + \frac{1.32}{L} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^{0.9} = 5.076$$

$$\alpha_{zz} := 1 - \frac{\left(0.33 - 0.03 \cdot \sqrt{\frac{L}{B} - 1} \right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{0.8}{1 + 0.33 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2} = 0.998729$$

$$K_{zz_din} := K_{zz_sur} \cdot \alpha_{zz} \cdot \eta_{zz} = (6.296 \cdot 10^6) \mathbf{kN} \cdot \mathbf{m}$$

al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{zz_sur} := \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\left(\frac{L}{B} \right)^3 + \left(\frac{L}{B} \right) \right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{K_{zz_sur}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\left(\frac{1.4}{1 + 3 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)^{0.7}} \right) + a_0^2 \right)} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{zz}} \right) = 3.386 \cdot 10^{-5}$$

$$\beta_{zz_emb} := \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\frac{3 \cdot L \cdot D_f}{B^2} + \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^3 \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) + 3 \left(\frac{L}{B} \right)^2 \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) + \psi \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) + \left(\frac{L}{B} \right)^3 + \left(\frac{L}{B} \right) \right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{\eta_{zz} \cdot K_{zz_sur}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\left(\frac{1.4}{1 + 3 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)^{0.7}} \right) + a_0^2 \right)} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{zz}} \right)$$

$$\beta_{zz_emb} = 6.639 \cdot 10^{-5}$$

$$C_{zz_amort} := 2 \cdot K_{zz_din} \left(\frac{\beta_{zz_emb} + \beta_{zz_sur}}{\omega} \right) = 181.815 \frac{\mathbf{kN} \cdot \mathbf{m}^2}{\mathbf{m}} \cdot \mathbf{s}$$

Giro en eje Y-Y:

$$K_{yy_sur} := \frac{G \cdot B^3}{1 - \nu} \cdot \left(3.73 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right) = (1.092 \cdot 10^6) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\eta_{yy} := 1 + \frac{D_f}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + \left(\frac{L}{B} \right)^4} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^2 = 5.32$$

$$\alpha_{yy} := 1 - \left(\frac{0.55 \cdot a_0^2}{\left(\frac{0.8}{0.6 + \frac{1.4}{\left(\frac{L}{B} \right)^3}} \right) + a_0^2} \right) = 0.996544$$

$$K_{yy_din} := K_{yy_sur} \cdot \alpha_{yy} \cdot \eta_{yy} = (5.787 \cdot 10^6) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{yy_sur} := \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^3 \cdot a_0^2}{\left(\frac{K_{yy_sur}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\left(\frac{1.8}{1 + 1.75 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2 \right)} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{yy}} \right) = 2.962 \cdot 10^{-5}$$

$$\beta_{yy_emb} := \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^3 \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) + \psi \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^3 \cdot \left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D_f}{B} \right)^3 + 3 \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^2 + \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^3 \cdot a_0^2 + \frac{4}{3} \cdot \left(\frac{L}{B} + \psi \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^3}{\left(\frac{\eta_{yy} \cdot K_{yy_sur}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\left(\frac{1.8}{1 + 1.75 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2 \right) + \left(\frac{\eta_{yy} \cdot K_{yy_sur}}{G \cdot B^3} \right)} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{yy}} \right)$$

$$\beta_{yy_emb} = 0.015$$

$$C_{yy_amort} := 2 \cdot K_{yy_din} \left(\frac{\beta_{yy_emb} + \beta_{yy_sur}}{\omega} \right) = (2.559 \cdot 10^4) \frac{\text{kN} \cdot \text{m}^2}{\text{m} \cdot \text{s}}$$

Giro en eje X-X:

$$K_{xx_sur} := \frac{G \cdot B^3}{1 - \nu} \cdot \left(3.2 \cdot \left(\frac{L}{B} \right) + 0.8 \right) = (9.467 \cdot 10^5) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\eta_{xx} := 1 + \frac{D_f}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + \left(\frac{L}{B} \right)} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^2 = 5.997$$

$$\alpha_{xx} := 1 - \left(\frac{\left(0.55 + 0.01 \cdot \sqrt{\frac{L}{B} - 1} \right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{0.8}{2.4 + \frac{0.4}{\left(\frac{L}{B} \right)^3}} \right) + a_0^2} \right) = 0.994312$$

$$K_{xx_din} := K_{xx_sur} \cdot \alpha_{xx} \cdot \eta_{xx} = (5.645 \cdot 10^6) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{xx_sur} := \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{K_{xx_sur}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\left(2.2 - \frac{0.4}{\left(\frac{L}{B} \right)^3} \right) + a_0^2 \right)} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{xx}} \right) = 2.253 \cdot 10^{-5}$$

$$\beta_{xx_emb} := \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\left(\frac{D_f}{B} \right) + \left(\frac{D_f}{B} \right)^3 + \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^3 + 3 \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) \cdot \left(\frac{L}{B} \right) + \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right) \right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{\eta_{xx} \cdot K_{xx_sur}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\left(\frac{1.8}{1 + 1.75 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2 \right)} + \frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\psi \cdot \frac{L}{B} + 1 \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^3}{\left(\frac{\eta_{xx} \cdot K_{xx_sur}}{G \cdot B^3} \right)} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{xx}} \right)$$

$$\beta_{xx_emb} = 0.016$$

$$C_{xx_amort} := 2 \cdot K_{xx_din} \left(\frac{\beta_{xx_emb} + \beta_{xx_sur}}{\omega} \right) = (2.665 \cdot 10^4) \frac{\text{kN} \cdot \text{m}^2}{\text{m}} \cdot \text{s}$$

Z – 02

HOJA DE CÁLCULO PARA LA ESTIMACIÓN DE LA RIGIDEZ Y AMORTIGUAMIENTO DEL SUELO PARA UN ANÁLISIS INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA (NIST, 2012)

TESIS : Influencia de la interacción suelo – estructura en respuesta dinámica estructural de edificaciones de 7 y 14 pisos en Ica, Perú – 2021

PROYECTO : Edificio de 14 pisos

ZAPATA : Z-02

AUTOR : Hinostroza Rosales, Luis Miguel

1. DATOS DE INPUT:

$\gamma := 19 \frac{kN}{m^3}$: Peso específico del suelo

Sondeo 01:

$$V_{s,01} := \frac{3 + 6 + 21}{\frac{3}{168.27} + \frac{6}{184.90} + \frac{21}{215.29}} = 202.948$$

Sondeo 02:

$$V_{s,02} := \frac{3 + 9 + 18}{\frac{3}{134.03} + \frac{6}{162.21} + \frac{21}{163.59}} = 159.794$$

$$\bar{V}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{d_i}{V_{si}} \right)}$$

Formula para la estimación de la velocidad promedio de onda de corte (E.030)

$V_s := \left(\frac{V_{s,01} + V_{s,02}}{2} \right) \frac{m}{s}$: Velocidad promedio de ondas de propagación de corte

$b := 3.30 \text{ m}$: Ancho del zapata

$l := 3.60 \text{ m}$: Largo de la zapata

$\nu := 0.40$: Coeficiente de Poisson del suelo

$D_f := 2.50 \text{ m}$: Altura de desplante

Datos iniciales para calcular la rigidez

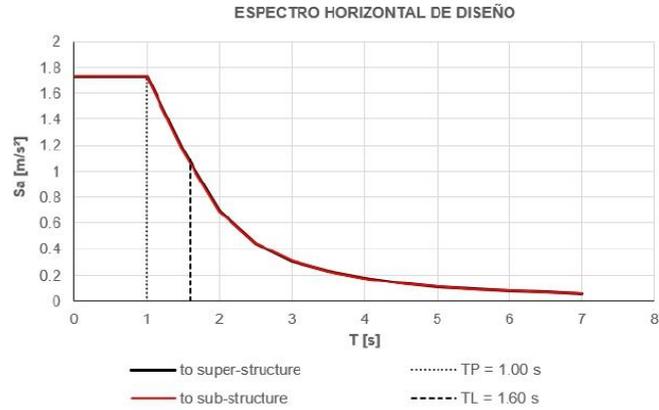
Módulo de corte:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho_s}} \quad : G \text{ es el módulo de corte}$$

$$G_{max} := \frac{\gamma}{g} \cdot V_s^2 = 63.733 \text{ MPa}$$

Calculamos el factor de reducción del módulo de corte.

como recomendación de la Norma ASCE / SEI 7-10 indica como factor de reducción del módulo de corte a 1/2.5 veces la aceleración espectral en el periodo más corto.



Pseudo aceleración para el periodo más corto:

$$S_a := 1.734$$

$$\frac{S_a}{2.5} = 0.694$$

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

Figura 2-9 S_{DS} es el parámetro de aceleración de respuesta espectral de periodo corto definido en ASCE / SEI 7-10; utilice la interpolación en línea recta para valores intermedios de $S_{DS} / 2.5$. El valor debe evaluarse a partir del análisis específico del sitio (Fuente: NIST GCR 12-917-21).

Interpolamos los resultados de la Tabla 2-1: para $S_a/2.5=0.4$ el factor es de 0.75 y para $S_a/2.5=0.8$ el factor es 0.60.

$$Fr := 0.675$$

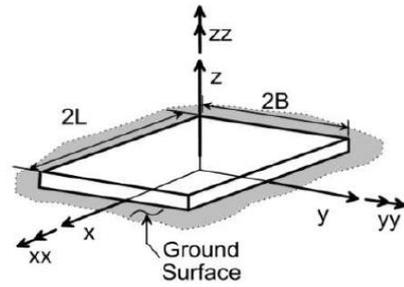
por lo que, el modulo de corte reducido es:

$$G := G_{max} \cdot 0.675 = 43.02 \text{ MPa}$$

Calculamos B

según el NIST (2012), el ancho de la zapata es $2B$

$$2 B = b \quad \text{entonces:} \quad B := \frac{b}{2} = 1.65 \text{ m}$$



Calculamos L

según el NIST (2012), el largo de la zapata es $2L$

$$2 L = l \quad \text{entonces:} \quad L := \frac{l}{2} = 1.8 \text{ m}$$

Frecuencia radial

" ω " es la frecuencia radial del modo predominante de la edificación

$T_s := 0.905 \text{ s}$: periodo de vibración fundamental de la estructura

$$\omega := \frac{2 \pi}{T_s} = 6.943 \frac{1}{\text{s}}$$

Calculamos el valor de a_0

$$a_0 := \frac{\omega \cdot B}{V_s} = 0.063$$

Calculamos el valor de ψ

$$\psi := \sqrt{\frac{2 \cdot (1 - \nu)}{1 - 2 \nu}} = 2.449$$

$$\psi := \text{if } \psi > 2.5 \left| \begin{array}{l} 2.5 \\ \text{else} \\ \psi \end{array} \right. = 2.449$$

GRADO DE LIBERTAD

RIGIDEZ DE LA FUNDACIÓN EN LA SUPERFICIE

traslación en eje Z-Z:

$$K_{z_sur} := \frac{G \cdot B}{1 - \nu} \cdot \left(3.1 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right) = (5.808 \cdot 10^5) \frac{kN}{m}$$

$$\eta_z := 1 + \left(0.25 + \frac{0.25}{\frac{L}{B}} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^{0.8} = 1.668$$

$$\alpha_z := 1 - \frac{\left(0.4 + \frac{0.2}{\frac{L}{B}} \right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{10}{1 + 3 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2} = 0.999704$$

$$K_{z_din} := K_{z_sur} \cdot \alpha_z \cdot \eta_z = (9.685 \cdot 10^8) \frac{N}{m}$$

al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{z_sur} := \left(\frac{4 \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right)}{\frac{K_{z_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_z} \right) = 0.041$$

$$\beta_{z_emb} := \left(\frac{4 \left(\psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D_f}{B} \right) \cdot \left(1 + \frac{L}{B} \right) \right)}{\frac{\eta_z \cdot K_{z_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_z} \right) = 0.054$$

$$C_{z_amort} := 2 \cdot K_{z_din} \left(\frac{\beta_{z_emb} + \beta_{z_sur}}{\omega} \right) = (2.66 \cdot 10^4) \frac{kN \cdot s}{m}$$

traslación en eje Y-Y:

$$K_{y_sur} := \frac{G \cdot B}{2 - \nu} \cdot \left(6.8 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \left(\frac{L}{B} \right) + 1.6 \right) = (4.289 \cdot 10^5) \frac{kN}{m}$$

$$\eta_y := 1 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1 + \frac{L}{B}} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^{0.8} = 2.354$$

$$\alpha_y := 1$$

$$K_{y_din} := K_{y_sur} \cdot \alpha_y \cdot \eta_y = (1.01 \cdot 10^9) \frac{N}{m}$$

al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{y_sur} := \left(\frac{4 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)}{\frac{K_{y_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_y} \right) = 0.023$$

$$\beta_{y_emb} := \left(\frac{4 \left(\left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D_f}{B} \right) \cdot \left(1 + \psi \frac{L}{B} \right) \right)}{\frac{\eta_y \cdot K_{y_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_y} \right) = 0.059$$

$$C_{y_amort} := 2 \cdot K_{y_din} \left(\frac{\beta_{y_emb} + \beta_{y_sur}}{\omega} \right) = (2.382 \cdot 10^4) \frac{kN \cdot s}{m}$$

traslación en eje X-X:

$$K_{x_sur} := \frac{G \cdot B}{2 - \nu} \cdot \left(6.8 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right) = (4.257 \cdot 10^5) \frac{kN}{m}$$

$$\eta_x := 1 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1 + \frac{L}{B}} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^{0.8} = 2.354$$

$$\alpha_x := 1$$

$$K_{x_din} := K_{x_sur} \cdot \alpha_x \cdot \eta_x = (1.002 \cdot 10^9) \frac{N}{m}$$

al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{x_sur} := \left(\frac{4 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)}{\frac{K_{x_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_x} \right) = 0.023$$

$$\beta_{x_emb} := \left(\frac{4 \left(\left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D_f}{B} \right) \cdot \left(\psi + \frac{L}{B} \right) \right)}{\frac{\eta_x \cdot K_{x_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_x} \right) = 0.058$$

$$C_{x_amort} := 2 \cdot K_{x_din} \left(\frac{\beta_{x_emb} + \beta_{x_sur}}{\omega} \right) = (2.331 \cdot 10^4) \frac{\mathbf{kN} \cdot \mathbf{s}}{\mathbf{m}}$$

Giro en eje Z-Z:

$$K_{zz_sur} := G \cdot B^3 \cdot \left(4.25 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 4.06 \right) = (1.801 \cdot 10^6) \mathbf{kN} \cdot \mathbf{m}$$

$$\eta_{zz} := 1 + \left(1.3 + \frac{1.32}{\frac{L}{B}} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^{0.9} = 4.648$$

$$\alpha_{zz} := 1 - \left(\frac{\left(0.33 - 0.03 \cdot \sqrt{\frac{L}{B} - 1} \right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{0.8}{1 + 0.33 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2} \right) = 0.99836$$

$$K_{zz_din} := K_{zz_sur} \cdot \alpha_{zz} \cdot \eta_{zz} = (8.358 \cdot 10^6) \mathbf{kN} \cdot \mathbf{m}$$

al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{zz_sur} := \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\left(\frac{L}{B} \right)^3 + \left(\frac{L}{B} \right) \right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{K_{zz_sur}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\frac{1.4}{1 + 3 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)^{0.7}} \right) + a_0^2} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{zz}} \right) = 4.785 \cdot 10^{-5}$$

$$\beta_{zz_emb} := \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\frac{3 L \cdot D_f}{B^2} + \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^3 \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) + 3 \left(\frac{L}{B} \right)^2 \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) + \psi \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) + \left(\frac{L}{B} \right)^3 + \left(\frac{L}{B} \right) \right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{\eta_{zz} \cdot K_{zz_sur}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\frac{1.4}{1 + 3 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)^{0.7}} \right) + a_0^2} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{zz}} \right)$$

$$\beta_{zz_emb} = 9.171 \cdot 10^{-5}$$

$$C_{zz_amort} := 2 \cdot K_{zz_din} \left(\frac{\beta_{zz_emb} + \beta_{zz_sur}}{\omega} \right) = 336.027 \frac{\mathbf{kN} \cdot \mathbf{m}^2}{\mathbf{m}} \cdot \mathbf{s}$$

Giro en eje Y-Y:

$$K_{yy_sur} := \frac{G \cdot B^3}{1 - \nu} \cdot \left(3.73 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right) = (1.567 \cdot 10^6) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\eta_{yy} := 1 + \frac{D_f}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + \left(\frac{L}{B} \right)^4} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^2 = 4.595$$

$$\alpha_{yy} := 1 - \left(\frac{0.55 \cdot a_0^2}{\left(\frac{0.8}{0.6 + \frac{1.4}{\left(\frac{L}{B} \right)^3}} \right) + a_0^2} \right) = 0.995435$$

$$K_{yy_din} := K_{yy_sur} \cdot \alpha_{yy} \cdot \eta_{yy} = (7.169 \cdot 10^6) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{yy_sur} := \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^3 \cdot a_0^2}{\left(\frac{K_{yy_sur}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\frac{1.8}{1 + 1.75 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{yy}} \right) = 4.25 \cdot 10^{-5}$$

$$\beta_{yy_emb} := \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^3 \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) + \psi \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^3 \cdot \left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D_f}{B} \right)^3 + 3 \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^2 + \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^3 \cdot a_0^2 + \frac{4}{3} \cdot \left(\frac{L}{B} + \psi \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^3}{\left(\frac{\eta_{yy} \cdot K_{yy_sur}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\frac{1.8}{1 + 1.75 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2} + \frac{\left(\frac{\eta_{yy} \cdot K_{yy_sur}}{G \cdot B^3} \right)}{\left(\frac{\eta_{yy} \cdot K_{yy_sur}}{G \cdot B^3} \right)} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{yy}} \right)$$

$$\beta_{yy_emb} = 0.014$$

$$C_{yy_amort} := 2 \cdot K_{yy_din} \left(\frac{\beta_{yy_emb} + \beta_{yy_sur}}{\omega} \right) = (2.909 \cdot 10^4) \frac{\text{kN} \cdot \text{m}^2 \cdot \text{s}}{\text{m}}$$

Giro en eje X-X:

$$K_{xx_sur} := \frac{G \cdot B^3}{1 - \nu} \cdot \left(3.2 \cdot \left(\frac{L}{B} \right) + 0.8 \right) = (1.382 \cdot 10^6) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\eta_{xx} := 1 + \frac{D_f}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + \left(\frac{L}{B} \right)} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^2 = 5.064$$

$$\alpha_{xx} := 1 - \frac{\left(\left(0.55 + 0.01 \cdot \sqrt{\frac{L}{B} - 1} \right) \cdot a_0^2 \right)}{\left(\frac{0.8}{2.4 + \frac{0.4}{\left(\frac{L}{B}\right)^3}} \right) + a_0^2} = 0.992631$$

$$K_{xx_din} := K_{xx_sur} \cdot \alpha_{xx} \cdot \eta_{xx} = (6.948 \cdot 10^6) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{xx_sur} := \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \psi \cdot \left(\frac{L}{B}\right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{K_{xx_sur}}{G \cdot B^3}\right) \cdot \left(\left(2.2 - \frac{0.4}{\left(\frac{L}{B}\right)^3} \right) + a_0^2 \right)} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{xx}} \right) = 3.335 \cdot 10^{-5}$$

$$\beta_{xx_emb} := \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\left(\frac{D_f}{B}\right) + \left(\frac{D_f}{B}\right)^3 + \psi \cdot \left(\frac{L}{B}\right) \cdot \left(\frac{D_f}{B}\right)^3 + 3 \cdot \left(\frac{D_f}{B}\right) \cdot \left(\frac{L}{B}\right) + \psi \cdot \left(\frac{L}{B}\right) \right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{\eta_{xx} \cdot K_{xx_sur}}{G \cdot B^3}\right) \cdot \left(\left(\frac{1.8}{1 + 1.75 \left(\frac{L}{B} - 1\right)} \right) + a_0^2 \right)} + \frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\psi \cdot \frac{L}{B} + 1 \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B}\right)^3}{\left(\frac{\eta_{xx} \cdot K_{xx_sur}}{G \cdot B^3}\right)} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{xx}} \right)$$

$$\beta_{xx_emb} = 0.015$$

$$C_{xx_amort} := 2 \cdot K_{xx_din} \left(\frac{\beta_{xx_emb} + \beta_{xx_sur}}{\omega} \right) = (3.014 \cdot 10^4) \frac{\text{kN} \cdot \text{m}^2}{\text{m}} \cdot \text{s}$$

Z – 03

HOJA DE CÁLCULO PARA LA ESTIMACIÓN DE LA RIGIDEZ Y AMORTIGUAMIENTO DEL SUELO PARA UN ANÁLISIS INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA (NIST, 2012)

TESIS : Influencia de la interacción suelo – estructura en respuesta dinámica estructural de edificaciones de 7 y 14 pisos en Ica, Perú – 2021

PROYECTO : Edificio de 14 pisos

ZAPATA : Z-03

AUTOR : Hinostroza Rosales, Luis Miguel

1. DATOS DE INPUT:

$\gamma := 19 \frac{kN}{m^3}$: Peso específico del suelo

Sondeo 01:

$$V_{s_01} := \frac{3 + 6 + 21}{\frac{3}{168.27} + \frac{6}{184.90} + \frac{21}{215.29}} = 202.948$$

Sondeo 02:

$$V_{s_02} := \frac{3 + 9 + 18}{\frac{3}{134.03} + \frac{6}{162.21} + \frac{21}{163.59}} = 159.794$$

$$\bar{V}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{d_i}{V_{si}} \right)}$$

Formula para la estimación de la velocidad promedio de onda de corte (E.030)

$V_s := \left(\frac{V_{s_01} + V_{s_02}}{2} \right) \frac{m}{s}$: Velocidad promedio de ondas de propagación de corte

$b := 3.90 \text{ m}$: Ancho del zapata

$l := 4.20 \text{ m}$: Largo de la zapata

$\nu := 0.40$: Coeficiente de Poisson del suelo

$D_f := 2.50 \text{ m}$: Altura de desplante

Datos iniciales para calcular la rigidez

Módulo de corte:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho_s}} \quad : G \text{ es el módulo de corte}$$

$$G_{max} := \frac{\gamma}{g} \cdot V_s^2 = 63.733 \text{ MPa}$$

Calculamos el factor de reducción del módulo de corte.

como recomendación de la Norma ASCE / SEI 7-10 indica como factor de reducción del módulo de corte a 1/2.5 veces la aceleración espectral en el periodo más corto.



Pseudo aceleración para el periodo más corto:

$$S_a := 1.734$$

$$\frac{S_a}{2.5} = 0.694$$

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

Figura 2-9 S_{DS} es el parámetro de aceleración de respuesta espectral de periodo corto definido en ASCE / SEI 7-10; utilice la interpolación en línea recta para valores intermedios de $S_{DS} / 2.5$. El valor debe evaluarse a partir del análisis específico del sitio (Fuente: NIST GCR 12-917-21).

Interpolamos los resultados de la Tabla 2-1: para $S_a/2.5=0.4$ el factor es de 0.75 y para $S_a/2.5=0.8$ el factor es 0.60.

$$Fr := 0.675$$

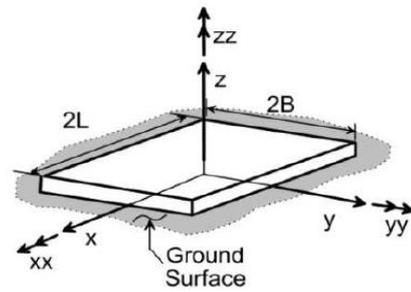
por lo que, el módulo de corte reducido es:

$$G := G_{max} \cdot 0.675 = 43.02 \text{ MPa}$$

Calculamos B

según el NIST (2012), el ancho de la zapata es 2B

$$2 B = b \quad \text{entonces:} \quad B := \frac{b}{2} = 1.95 \text{ m}$$



Calculamos L

según el NIST (2012), el largo de la zapata es 2L

$$2 L = l \quad \text{entonces:} \quad L := \frac{l}{2} = 2.1 \text{ m}$$

Frecuencia radial

" ω " es la frecuencia radial del modo predominante de la edificación

$T_s := 0.905 \text{ s}$: periodo de vibración fundamental de la estructura

$$\omega := \frac{2 \pi}{T_s} = 6.943 \frac{1}{\text{s}}$$

Calculamos el valor de a_0

$$a_0 := \frac{\omega \cdot B}{V_s} = 0.075$$

Calculamos el valor de ψ

$$\psi := \sqrt{\frac{2 \cdot (1 - \nu)}{1 - 2 \nu}} = 2.449$$

$$\psi := \begin{cases} \text{if } \psi > 2.5 \\ \quad \parallel 2.5 \\ \text{else} \\ \quad \parallel \psi \end{cases} = 2.449$$

GRADO DE LIBERTAD

RIGIDEZ DE LA FUNDACIÓN EN LA SUPERFICIE

traslación en eje Z-Z:

$$K_{z_sur} := \frac{G \cdot B}{1 - \nu} \cdot \left(3.1 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right) = (6.819 \cdot 10^5) \frac{kN}{m}$$

$$\eta_z := 1 + \left(0.25 + \frac{0.25}{\frac{L}{B}} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^{0.8} = 1.588$$

$$\alpha_z := 1 - \frac{\left(0.4 + \frac{0.2}{\frac{L}{B}} \right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{10}{1 + 3 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2} = 0.999599$$

$$K_{z_din} := K_{z_sur} \cdot \alpha_z \cdot \eta_z = (1.083 \cdot 10^9) \frac{N}{m}$$

al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{z_sur} := \left(\frac{4 \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right)}{\frac{K_{z_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_z} \right) = 0.048$$

$$\beta_{z_emb} := \left(\frac{4 \left(\psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D_f}{B} \right) \cdot \left(1 + \frac{L}{B} \right) \right)}{\frac{\eta_z \cdot K_{z_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_z} \right) = 0.061$$

$$C_{z_amort} := 2 \cdot K_{z_din} \left(\frac{\beta_{z_emb} + \beta_{z_sur}}{\omega} \right) = (3.424 \cdot 10^4) \frac{kN \cdot s}{m}$$

traslación en eje Y-Y:

$$K_{y_sur} := \frac{G \cdot B}{2 - \nu} \cdot \left(6.8 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \left(\frac{L}{B} \right) + 1.6 \right) = (5.032 \cdot 10^5) \frac{kN}{m}$$

$$\eta_y := 1 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1 + \frac{L}{B}} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^{0.8} = 2.19$$

$$\alpha_y := 1$$

$$K_{y_din} := K_{y_sur} \cdot \alpha_y \cdot \eta_y = (1.102 \cdot 10^9) \frac{N}{m}$$

al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{y_sur} := \left(\frac{4 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)}{\frac{K_{y_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_y} \right) = 0.027$$

$$\beta_{y_emb} := \left(\frac{4 \left(\left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D_f}{B} \right) \cdot \left(1 + \psi \frac{L}{B} \right) \right)}{\frac{\eta_y \cdot K_{y_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_y} \right) = 0.065$$

$$C_{y_amort} := 2 \cdot K_{y_din} \left(\frac{\beta_{y_emb} + \beta_{y_sur}}{\omega} \right) = (2.922 \cdot 10^4) \frac{kN \cdot s}{m}$$

traslación en eje X-X:

$$K_{x_sur} := \frac{G \cdot B}{2 - \nu} \cdot \left(6.8 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right) = (5 \cdot 10^5) \frac{kN}{m}$$

$$\eta_x := 1 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1 + \frac{L}{B}} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^{0.8} = 2.19$$

$$\alpha_x := 1$$

$$K_{x_din} := K_{x_sur} \cdot \alpha_x \cdot \eta_x = (1.095 \cdot 10^9) \frac{N}{m}$$

al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{x_sur} := \left(\frac{4 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)}{\frac{K_{x_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_x} \right) = 0.027$$

$$\beta_{x_emb} := \left(\frac{4 \left(\left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D_f}{B} \right) \cdot \left(\psi + \frac{L}{B} \right) \right)}{\frac{\eta_x \cdot K_{x_sur}}{G \cdot B}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_x} \right) = 0.064$$

$$C_{x_amort} := 2 \cdot K_{x_din} \left(\frac{\beta_{x_emb} + \beta_{x_sur}}{\omega} \right) = (2.87 \cdot 10^4) \frac{\mathbf{kN} \cdot \mathbf{s}}{\mathbf{m}}$$

Giro en eje Z-Z:

$$K_{zz_sur} := G \cdot B^3 \cdot \left(4.25 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 4.06 \right) = (2.921 \cdot 10^6) \mathbf{kN} \cdot \mathbf{m}$$

$$\eta_{zz} := 1 + \left(1.3 + \frac{1.32}{\frac{L}{B}} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^{0.9} = 4.159$$

$$\alpha_{zz} := 1 - \left(\frac{\left(0.33 - 0.03 \cdot \sqrt{\frac{L}{B} - 1} \right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{0.8}{1 + 0.33 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2} \right) = 0.997719$$

$$K_{zz_din} := K_{zz_sur} \cdot \alpha_{zz} \cdot \eta_{zz} = (1.212 \cdot 10^7) \mathbf{kN} \cdot \mathbf{m}$$

al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{zz_sur} := \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\left(\frac{L}{B} \right)^3 + \left(\frac{L}{B} \right) \right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{K_{zz_sur}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\left(\frac{1.4}{1 + 3 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)^{0.7}} \right) + a_0^2 \right)} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{zz}} \right) = 7.51 \cdot 10^{-5}$$

$$\beta_{zz_emb} := \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\frac{3 \cdot L \cdot D_f}{B^2} + \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^3 \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) + 3 \left(\frac{L}{B} \right)^2 \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) + \psi \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) + \left(\frac{L}{B} \right)^3 + \left(\frac{L}{B} \right) \right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{\eta_{zz} \cdot K_{zz_sur}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\left(\frac{1.4}{1 + 3 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)^{0.7}} \right) + a_0^2 \right)} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{zz}} \right)$$

$$\beta_{zz_emb} = 1.397 \cdot 10^{-4}$$

$$C_{zz_amort} := 2 \cdot K_{zz_din} \left(\frac{\beta_{zz_emb} + \beta_{zz_sur}}{\omega} \right) = 749.781 \frac{\mathbf{kN} \cdot \mathbf{m}^2}{\mathbf{m}} \cdot \mathbf{s}$$

Giro en eje Y-Y:

$$K_{yy_sur} := \frac{G \cdot B^3}{1 - \nu} \cdot \left(3.73 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right) = (2.513 \cdot 10^6) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\eta_{yy} := 1 + \frac{D_f}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + \left(\frac{L}{B} \right)^4} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^2 = 3.834$$

$$\alpha_{yy} := 1 - \left(\frac{0.55 \cdot a_0^2}{\left(\frac{0.8}{0.6 + \frac{1.4}{\left(\frac{L}{B} \right)^3}} \right) + a_0^2} \right) = 0.993486$$

$$K_{yy_din} := K_{yy_sur} \cdot \alpha_{yy} \cdot \eta_{yy} = (9.569 \cdot 10^6) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

$$\beta_{yy_sur} := \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^3 \cdot a_0^2}{\left(\frac{K_{yy_sur}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\frac{1.8}{1 + 1.75 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{yy}} \right) = 6.809 \cdot 10^{-5}$$

$$\beta_{yy_emb} := \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^3 \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) + \psi \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^3 \cdot \left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D_f}{B} \right)^3 + 3 \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^2 + \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^3 \cdot a_0^2}{\left(\frac{\eta_{yy} \cdot K_{yy_sur}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\frac{1.8}{1 + 1.75 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2} + \frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\frac{L}{B} + \psi \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^3}{\left(\frac{\eta_{yy} \cdot K_{yy_sur}}{G \cdot B^3} \right)} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{yy}} \right)$$

$$\beta_{yy_emb} = 0.012$$

$$C_{yy_amort} := 2 \cdot K_{yy_din} \left(\frac{\beta_{yy_emb} + \beta_{yy_sur}}{\omega} \right) = (3.444 \cdot 10^4) \frac{\text{kN} \cdot \text{m}^2}{\text{m}} \cdot \text{s}$$

Giro en eje X-X:

$$K_{xx_sur} := \frac{G \cdot B^3}{1 - \nu} \cdot \left(3.2 \cdot \left(\frac{L}{B} \right) + 0.8 \right) = (2.257 \cdot 10^6) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\eta_{xx} := 1 + \frac{D_f}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + \left(\frac{L}{B} \right)} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^2 = 4.125$$

$$\alpha_{xx} := 1 - \left(\frac{\left(0.55 + 0.01 \cdot \sqrt{\frac{L}{B}} - 1 \right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{0.8}{2.4 + \frac{0.4}{\left(\frac{L}{B} \right)^3}} \right) + a_0^2} \right) = 0.989722$$

$$K_{xx_din} := K_{xx_sur} \cdot \alpha_{xx} \cdot \eta_{xx} = (9.216 \cdot 10^6) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

al estado dinámico, se añadirá el amortiguamiento

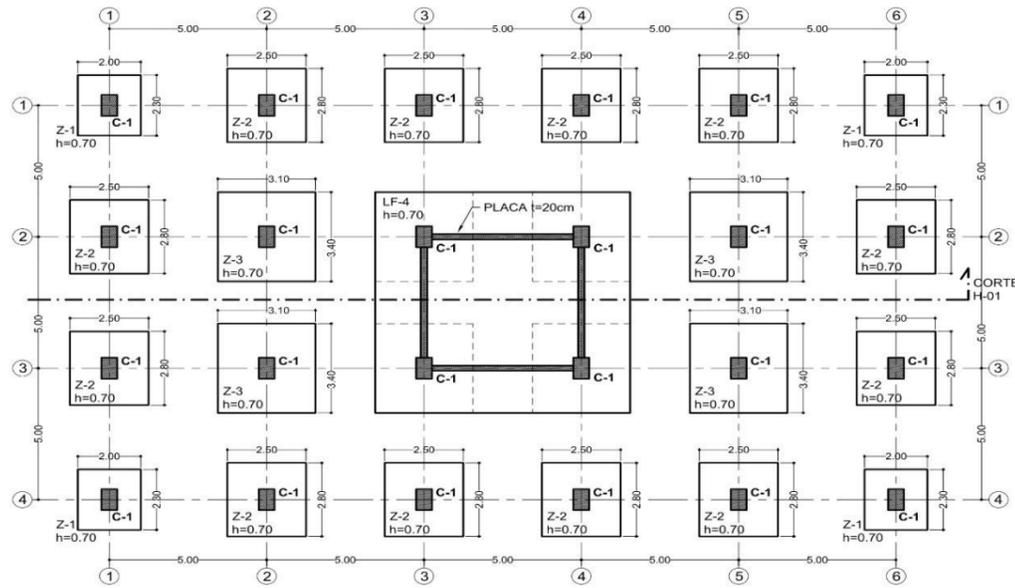
$$\beta_{xx_sur} := \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{K_{xx_sur}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\left(2.2 - \frac{0.4}{\left(\frac{L}{B} \right)^3} \right) + a_0^2 \right)} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{xx}} \right) = 5.539 \cdot 10^{-5}$$

$$\beta_{xx_emb} := \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\left(\frac{D_f}{B} \right) + \left(\frac{D_f}{B} \right)^3 + \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^3 + 3 \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right) \cdot \left(\frac{L}{B} \right) + \psi \cdot \left(\frac{L}{B} \right) \right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{\eta_{xx} \cdot K_{xx_sur}}{G \cdot B^3} \right) \cdot \left(\left(\frac{1.8}{1 + 1.75 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2 \right)} + \frac{4}{3} \cdot \left(\psi \cdot \frac{L}{B} + 1 \right) \cdot \left(\frac{D_f}{B} \right)^3} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \cdot \alpha_{xx}} \right)$$

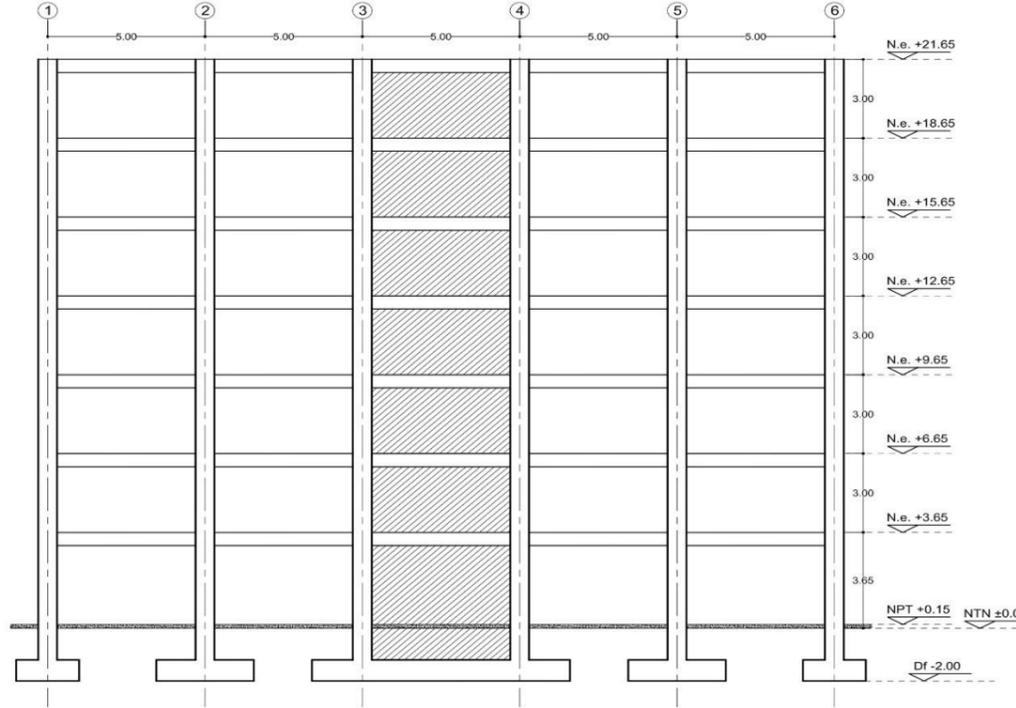
$$\beta_{xx_emb} = 0.013$$

$$C_{xx_amort} := 2 \cdot K_{xx_din} \left(\frac{\beta_{xx_emb} + \beta_{xx_sur}}{\omega} \right) = (3.545 \cdot 10^4) \frac{\text{kN} \cdot \text{m}^2}{\text{m}} \cdot \text{s}$$

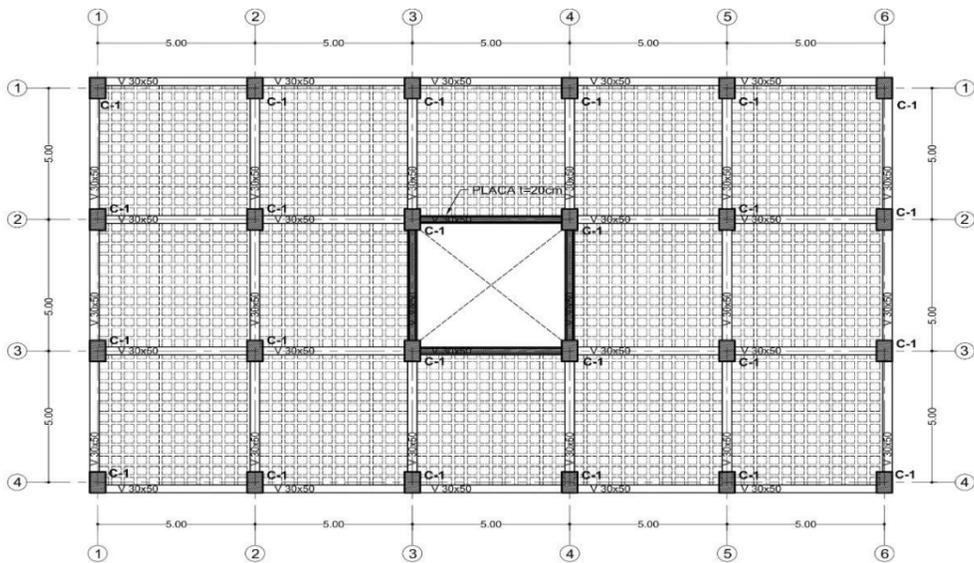
ANEXON 12 PLANOS



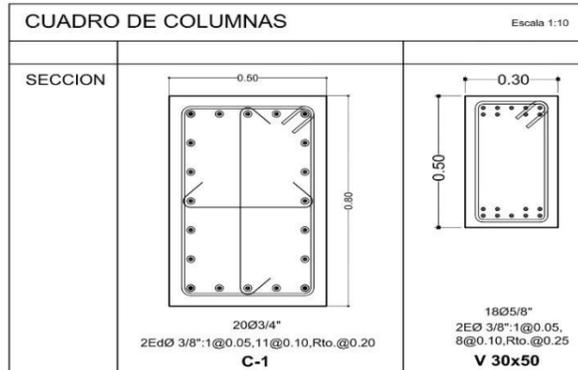
PLANTA DE CIMENTACIÓN - EDIFICIO 7 PISOS
Escala 1:100



CORTE LONGITUDINAL H-01 (EDIFICIO DE 7 PISOS)
Escala 1:10



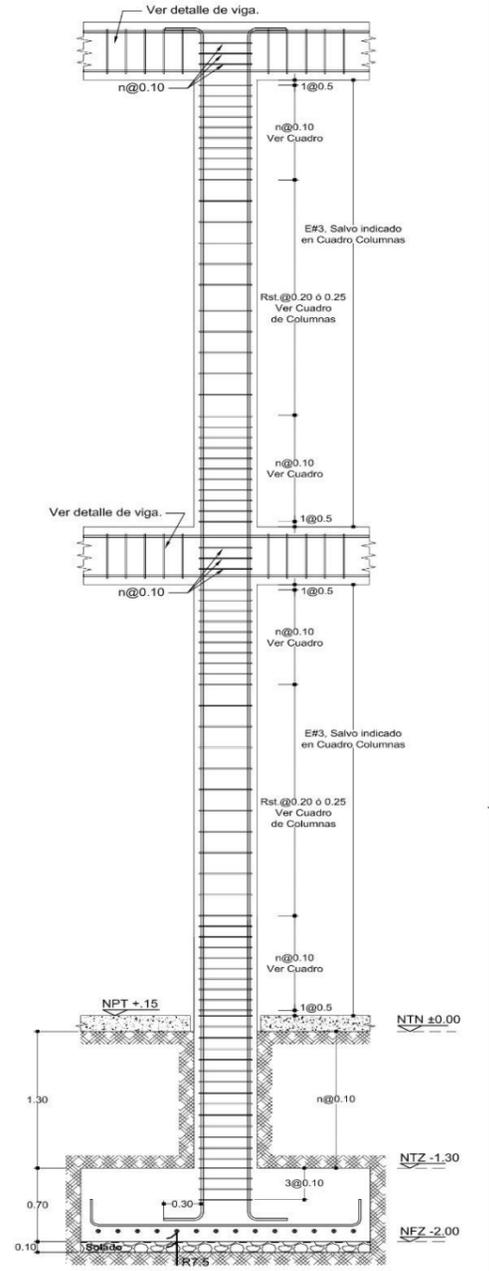
PLANTA DE CIMENTACIÓN - EDIFICIO 7 PISOS
Escala 1:100



RESUMEN DE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN	
La capacidad admisible del terreno 2.44 Kg/cm²	
1 TIPO DE CIMENTACION	Zapatas con Vigas de Conexion
2 ESTRATO DE APOYO DE CIMENTACION	GP - GM Grava Limosa
3 PROFUNDIDAD DE CIMENTACION	Df=1.50 m con Respecto al Terreno Natural
4 PRESION ADMISIBLE DE TERRENO	2.44 Kg/cm²
5 FACTOR DE SEGURIDAD POR CORTE	3
6 ASENTAMIENTO MAXIMO PERMISIBLE	2.5 cm
7 AGRESIVIDAD DEL SUELO	Si existe agresividad de sales y cloruros
8 CEMENTO DE CONCRETO EN CONTACTO CON EL SUBSUELO	Portland tipo V

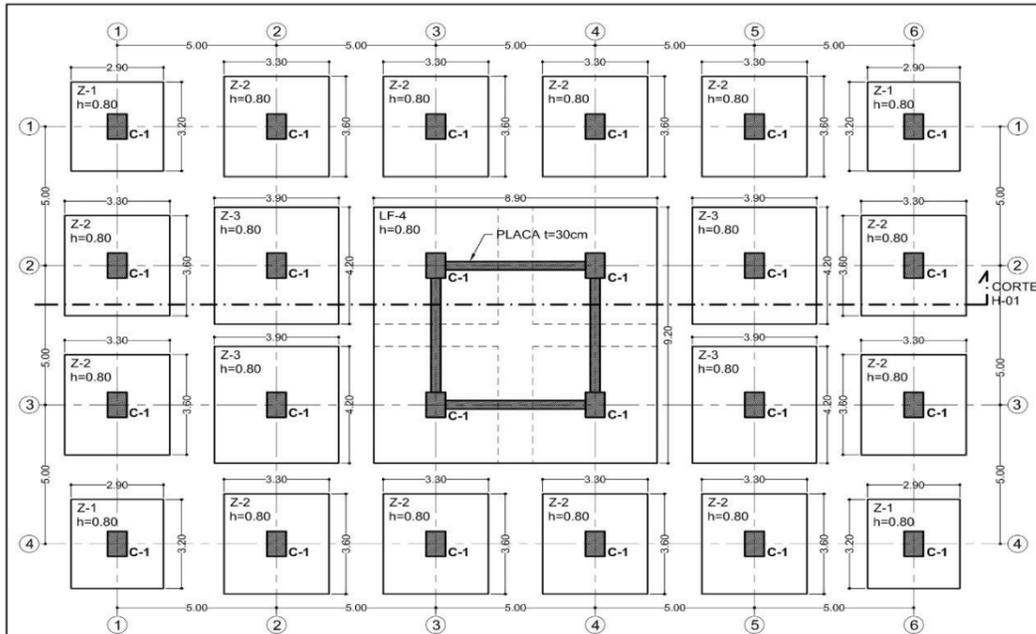
NOTAS:
1. El constructor deberá tomar en cuenta todas las indicaciones del estudio de suelos
2. La profundidad de cimentación es medida desde la superficie natural del terreno

PARÁMETROS DE DISEÑO SISMORESISTENTE			
Z=0.45	U=1.5	S=1.05	Tp = 0.6
FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA		C = 2.5(Tp/T)	C < 2.5
FACTOR DE REDUCCIÓN		Rx= 8	
FACTOR DE REDUCCIÓN		Ry= 3	
	Desplazamiento Máximo del último nivel	Máximo Desplazamiento de entrepiso	Límite de desplazamiento de entrepiso
X →	1.21 cm	0.0036	0.007
Y ↑	0.77 cm	0.0024	0.005
PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA, T = 0.22 seg.			

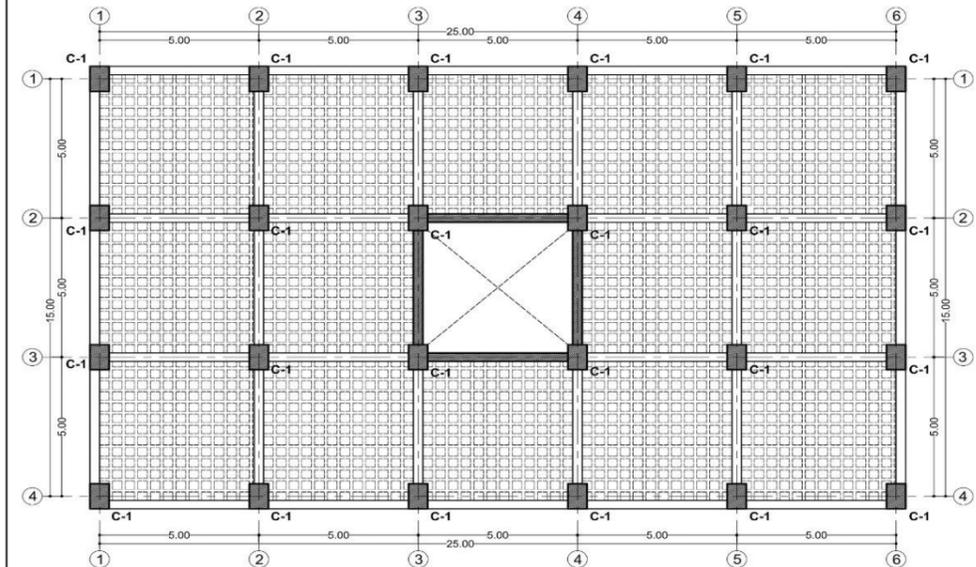


ELEVACION COLUMNAS (Detalle Típico)
Escala 1:25

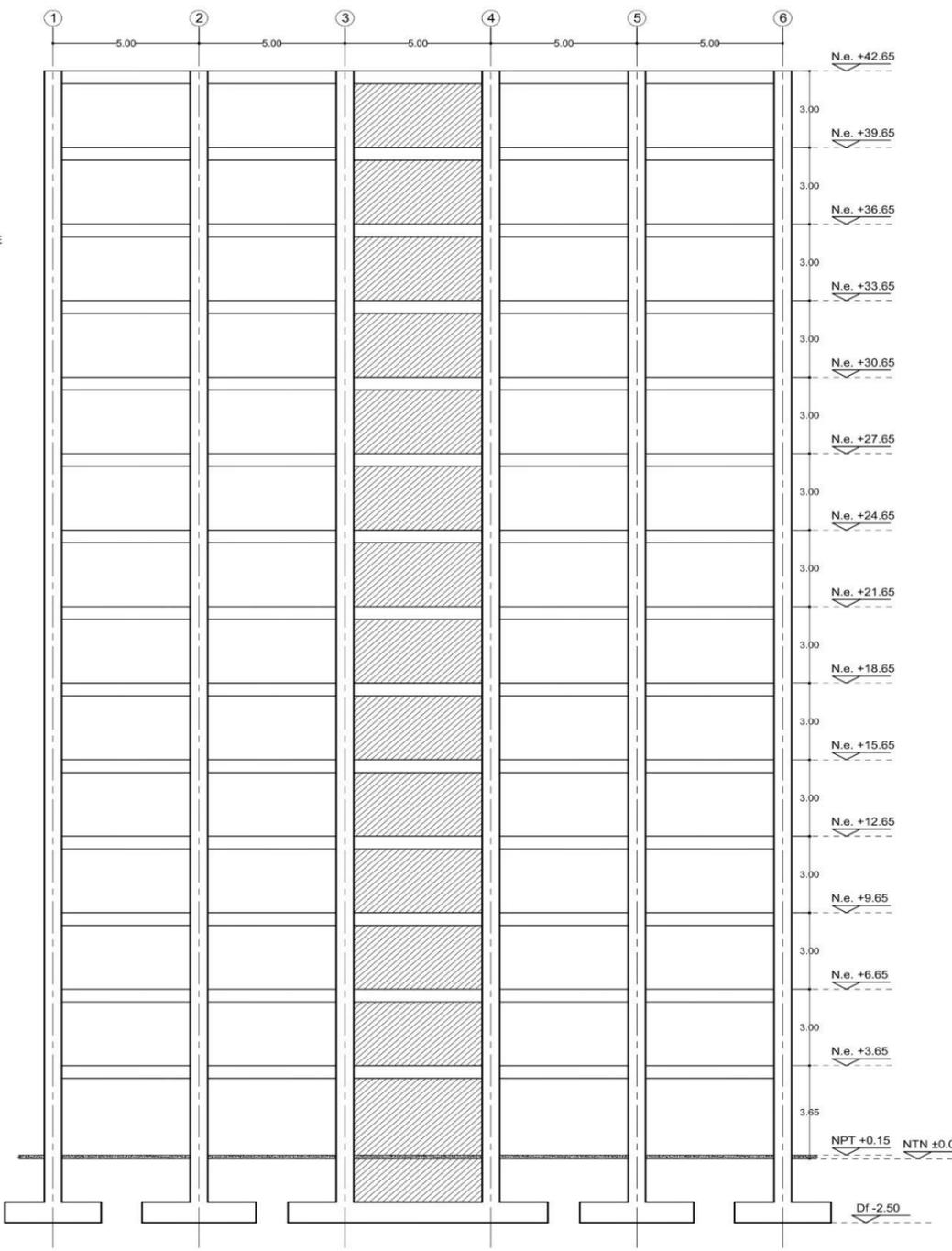
<p>UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO</p>	<p>PROYECTO: Tesis titulada "Influencia de la interacción suelo - estructura en respuesta dinámica estructural de edificaciones de 7 y 14 pisos en Ica, Perú - 2021"</p>	<p>LÁMINA: E-02 de 02</p>
	<p>UBICACION: CIUDAD UNIVERSITARIA, ICA - ICA.</p>	
<p>UNIVERSIDAD PRIVADA "CESAR VALLEJO"</p>	<p>LABORADO POR: BACH. LUIS HINGSTROZA</p>	<p>FECHA: JUNIO - 2021</p>
<p>PROYECTO DE TESIS</p>	<p>DIBUJO: L.H.</p>	<p>ESCALA: INDICADA</p>



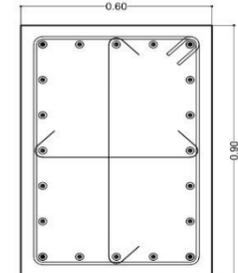
PLANTA DE CIMENTACIÓN - EDIFICIO 14 PISOS
Escala 1:100



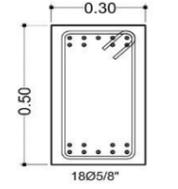
Encofrado Techo del 1er al 14vo Piso (planta típica)
H=20 cm - Losa Aligerada Bidireccional
Escala 1:100



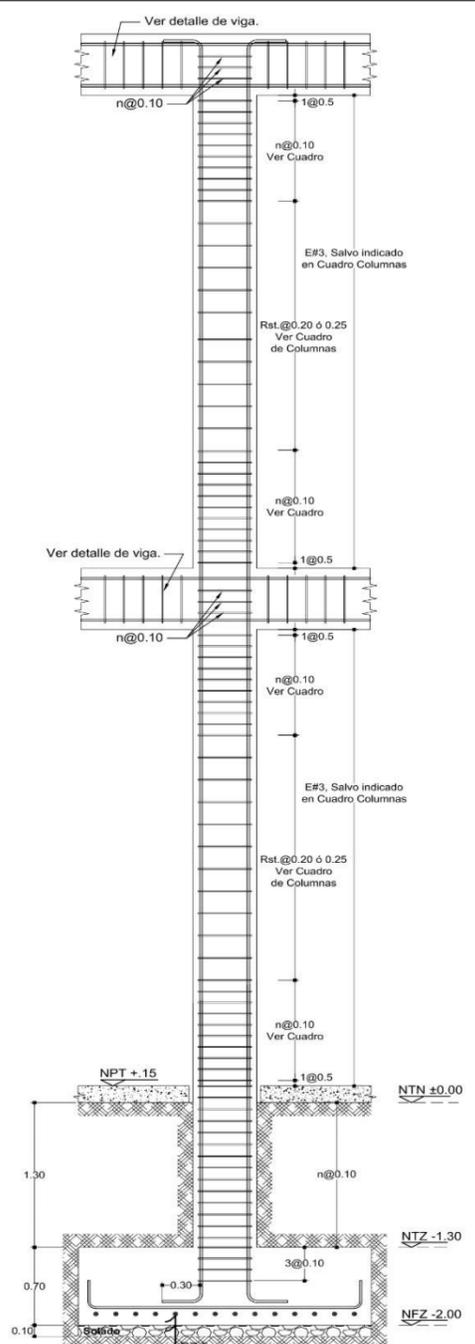
CORTE LONGITUDINAL H-01 (EDIFICIO DE 14 PISOS)
Escala 1:100



2Ed Ø 3/8":1@0.05, 11@0.10, Rto.@0.20
C-1
COLUMNA
Escala 1:10



2E Ø 3/8":1@0.05, 8@0.10, Rto.@0.25
V 30x50
VIGA
Escala 1:10



ELEVACION COLUMNAS (Detalle Típico)
Escala 1:25

RESUMEN DE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

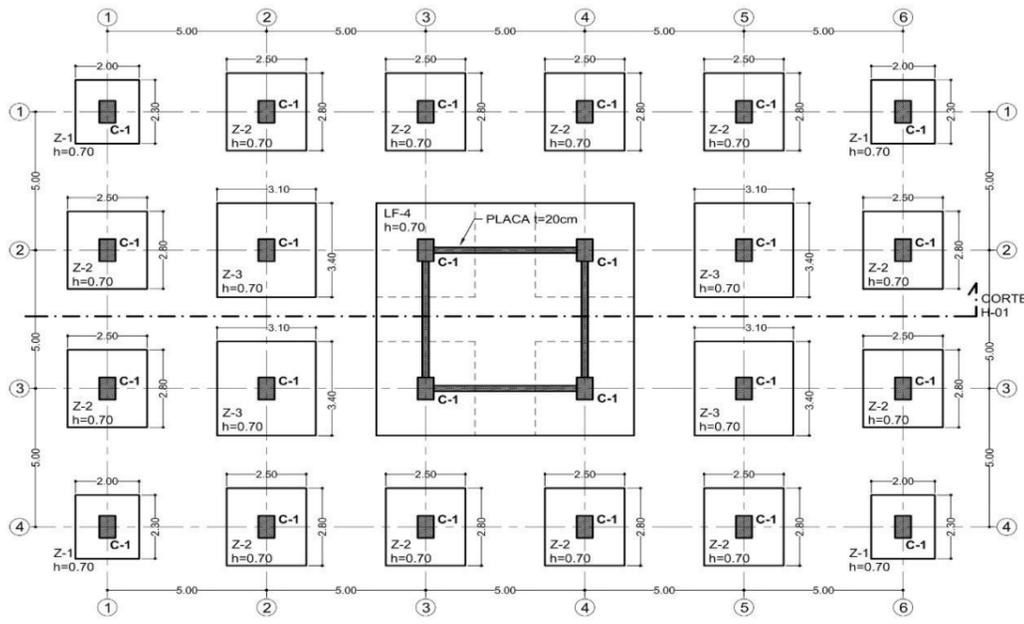
1	TIPO DE CIMENTACION	Zapatitas Aisladas
2	ESTRATO DE APOYO DE CIMENTACION	GP - GM Grava Limosa
3	PROFUNDIDAD DE CIMENTACION	Df=2.50 m con Respecto al Terreno Natural
4	PRESION ADMISIBLE DE TERRENO	1.99 Kg/cm ²
5	FACTOR DE SEGURIDAD POR CORTE	3
6	ASENTAMIENTO MAXIMO PERMISIBLE	2.5 cm
7	AGRESIVIDAD DEL SUELO	Si existe agresividad de sales y cloruros
8	CEMENTO DE CONCRETO EN CONTACTO CON EL SUBSUELO	Portland tipo V

NOTAS:
1. El constructor deberá tomar en cuenta todas las indicaciones del estudio de suelos
2. La profundidad de cimentación es medida desde la superficie natural del terreno

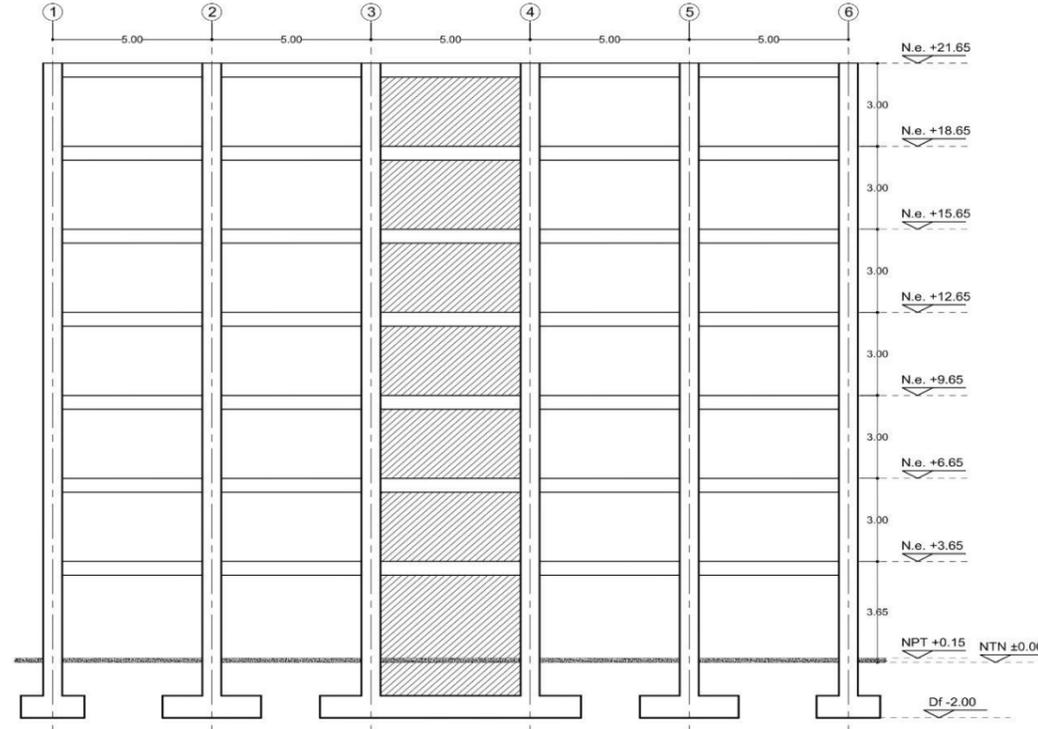
PARÁMETROS DE DISEÑO SISMORESISTENTE

Z=0.45	U=1.5	S=1.05	Tp = 0.6
FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA		C = 2.5(Tp/T)	C < 2.5
FACTOR DE REDUCCION		Rx= 6	
FACTOR DE REDUCCION		Ry= 6	
	Desplazamiento Máximo del último nivel	Máximo Desplazamiento de entrepiso	Límite de desplazamiento de entrepiso
X →	1.21 cm	0.0036	0.007
Y ↑	0.77 cm	0.0024	0.005
PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA,		T = 0.22 seg.	

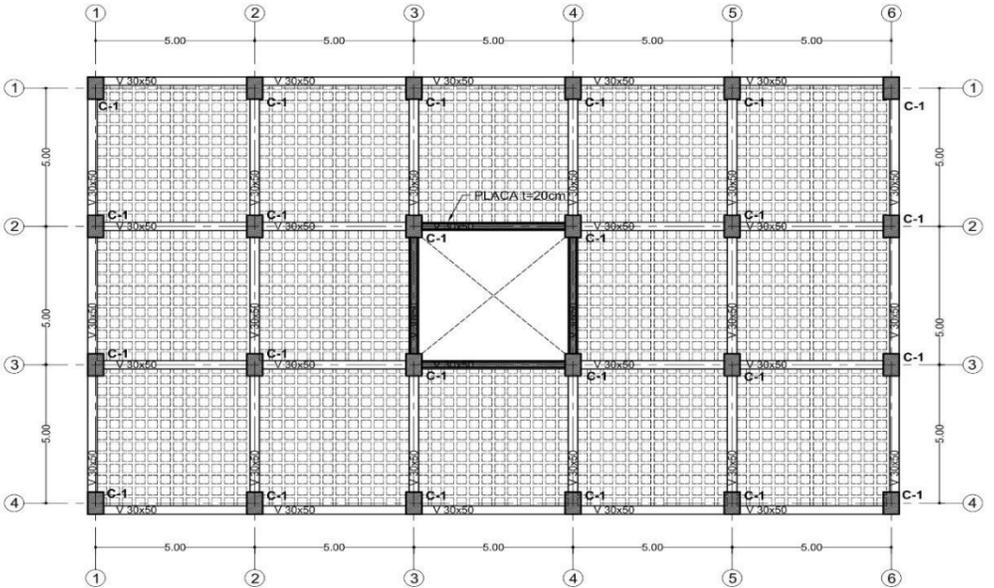
<p>UNIVERSIDAD PRIVADA "CESAR VALLEJO"</p>	<p>PROYECTO: Tesis titulada "Influencia de la interacción suelo - estructura en respuesta dinámica estructural de edificaciones de 7 y 14 pisos en Ica, Perú - 2021"</p> <p>UBICACION: CIUDAD UNIVERSITARIA, ICA - ICA.</p>	<p>LÁMINA: E-02 de 02</p> <p>ESCALA: INDICADA</p>
	<p>ELABORADO POR: BACH. LUIS HINOSTROZA</p> <p>FECHA: JUNIO - 2021</p> <p>DIBUJO: L.H.</p>	
<p>PROYECTO DE TESIS</p>		



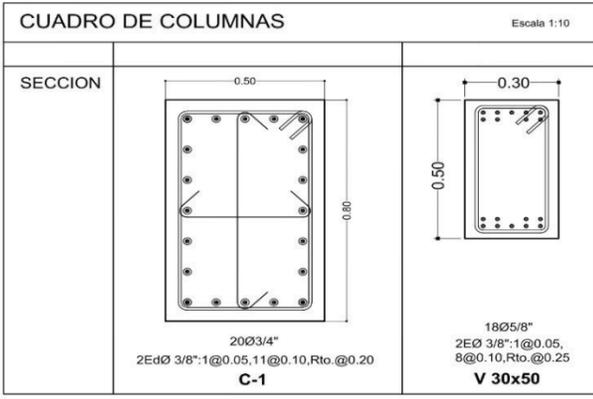
PLANTA DE CIMENTACIÓN - EDIFICIO 7 PISOS
Escala 1:100



CORTE LONGITUDINAL H-01 (EDIFICIO DE 7 PISOS)
Escala 1:100



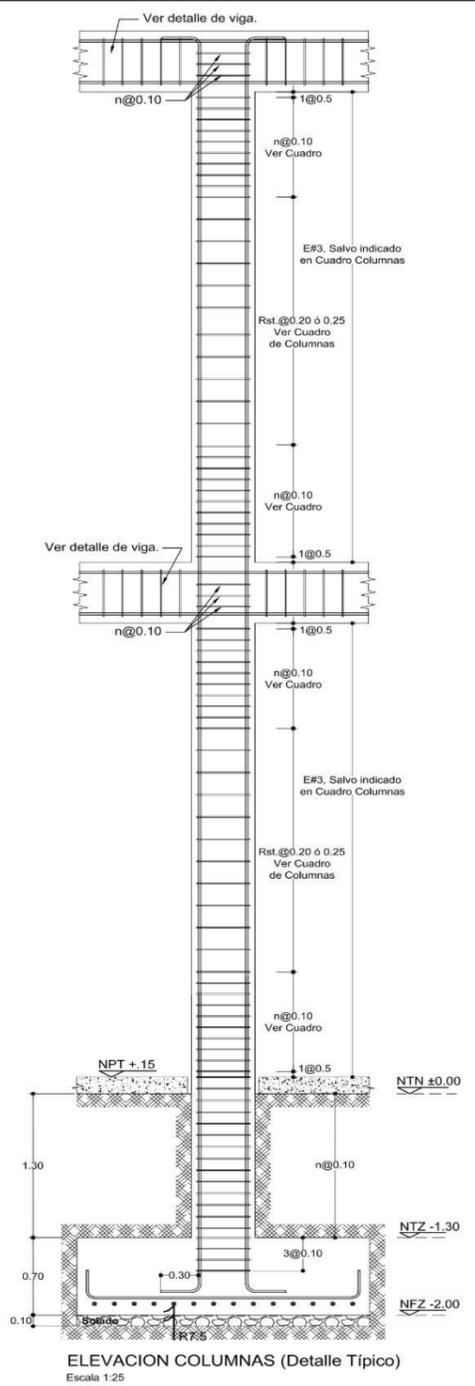
PLANTA DE CIMENTACIÓN - EDIFICIO 7 PISOS
Escala 1:100



RESUMEN DE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN	
La capacidad admisible del terreno 2.44 Kg/cm ²	
1 TIPO DE CIMENTACION	Zapatas con Vigas de Conexion
2 ESTRATO DE APOYO DE CIMENTACION	GP - GM Grava Limosa
3 PROFUNDIDAD DE CIMENTACION	Df=1.50 m con Respecto al Terreno Natural
4 PRESION ADMISIBLE DE TERRENO	2.44 Kg/cm ²
5 FACTOR DE SEGURIDAD POR CORTE	3
6 ASENTAMIENTO MAXIMO PERMISIBLE	2.5 cm
7 AGRESIVIDAD DEL SUELO	Si existe agresividad de sales y cloruros
8 CEMENTO DE CONCRETO EN CONTACTO CON EL SUBSUELO.	Portland tipo V

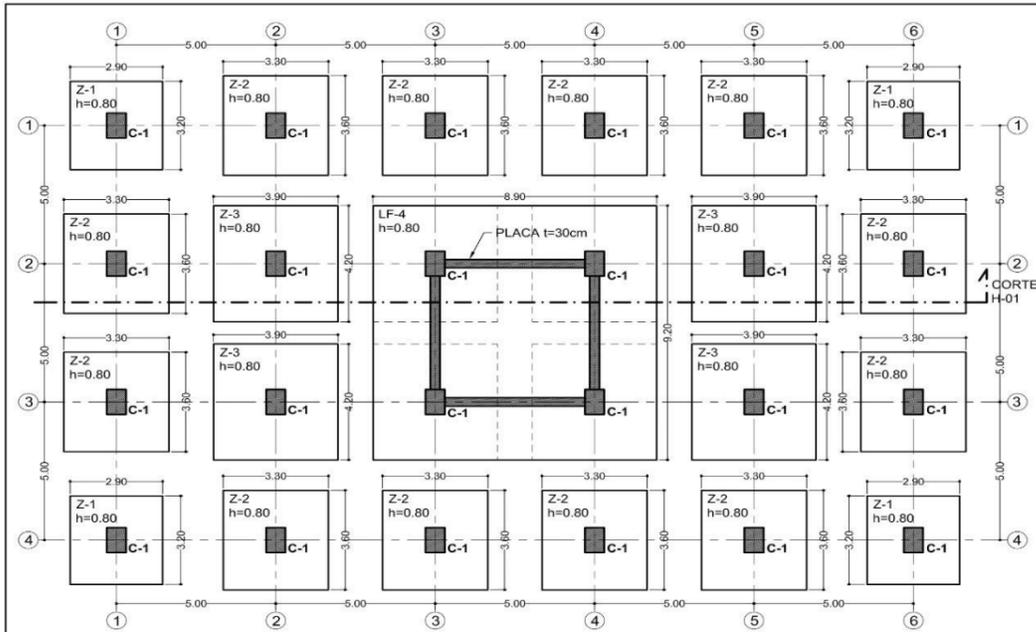
NOTAS:
1. El constructor deberá tomar en cuenta todas las indicaciones del estudio de suelos
2. La profundidad de cimentación es medida desde la superficie natural del terreno

PARÁMETROS DE DISEÑO SISMORESISTENTE			
Z=0.45	U=1.5	S=1.05	Tp = 0.6
FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA C = 2.5(Tp/T) C < 2.5			
FACTOR DE REDUCCION		Rx= 8	
FACTOR DE REDUCCION		Ry= 3	
	Desplazamiento Máximo del último nivel	Máximo Desplazamiento de entrepiso	Límite de desplazamiento de entrepiso
X →	1.21 cm	0.0036	0.007
Y ↑	0.77 cm	0.0024	0.005
PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA. T = 0.22 seg.			

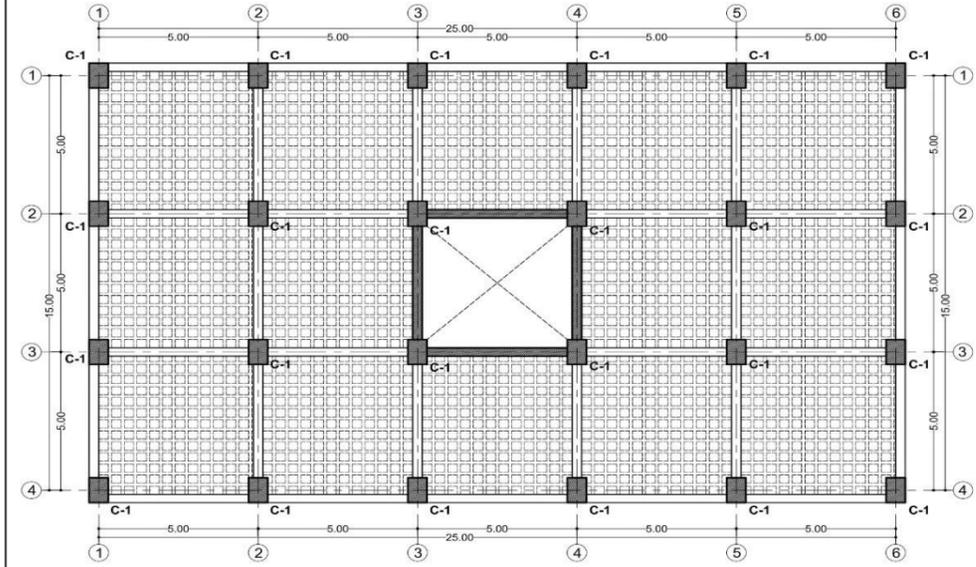


ELEVACION COLUMNAS (Detalle Típico)
Escala 1:25

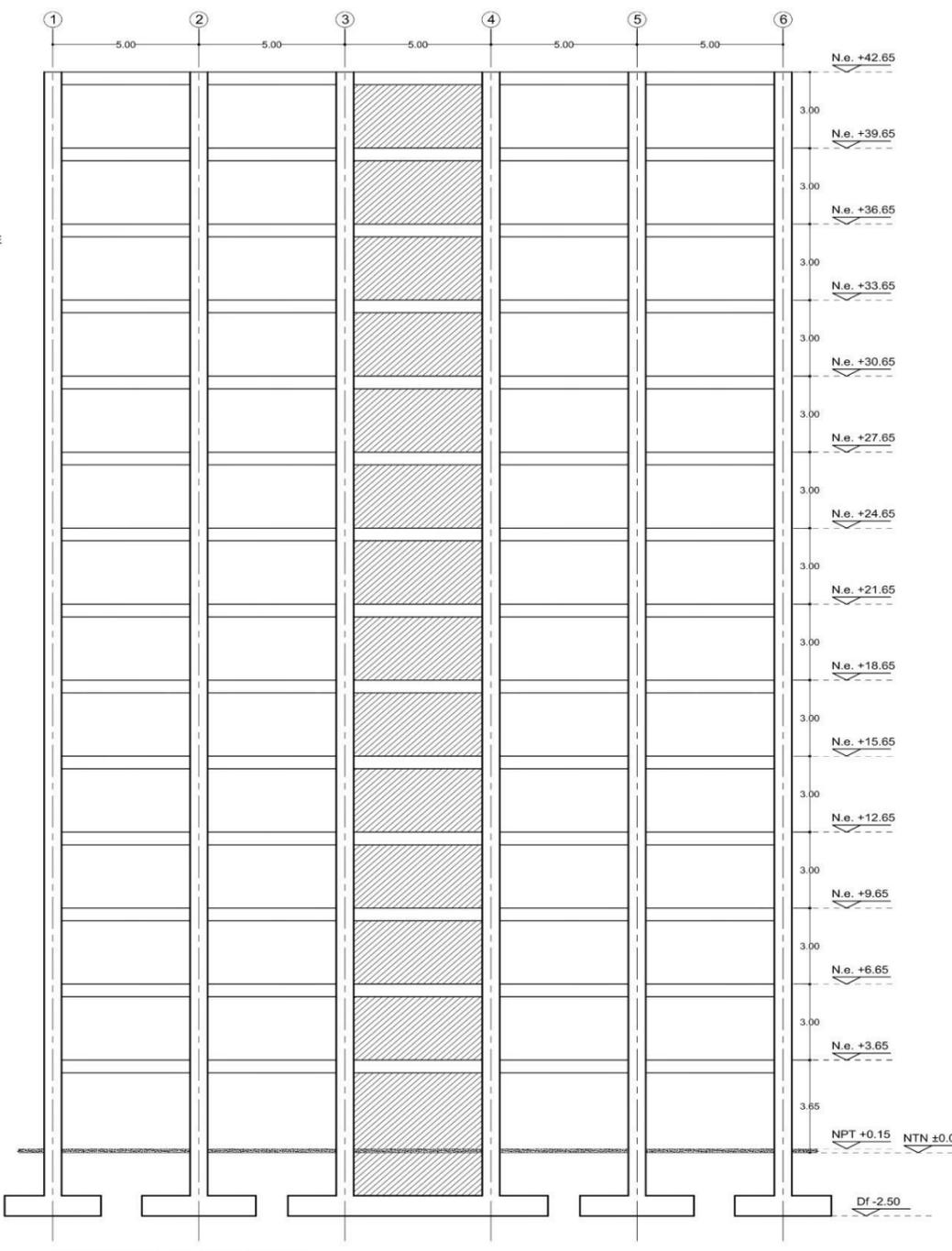
<p>UNIVERSIDAD PRIVADA "CESAR VALLEJO"</p>	<p>PROYECTO: Tesis titulada "Influencia de la interacción suelo - estructura en respuesta dinámica estructural de edificaciones de 7 y 14 pisos en Ica, Perú - 2021"</p>	<p>LÁMINA: E-02 de 02 ESCALA: INDICADA</p>
	<p>UBICACION: CIUDAD UNIVERSITARIA, ICA - ICA.</p>	
	<p>PLANO: PLANTA DE CIMENTACIÓN; PLANTA DE ENCOFRADOS; CORTE LONGITUDINAL H-01 (EDIFICIO DE 7 PISOS)</p>	
	<p>ELABORADO POR: BACH. LUIS HINOSTROZA</p>	
<p>PROYECTO DE TESIS</p>	<p>FECHA: JUNIO - 2021</p>	<p>DIBUJO: L.H.</p>



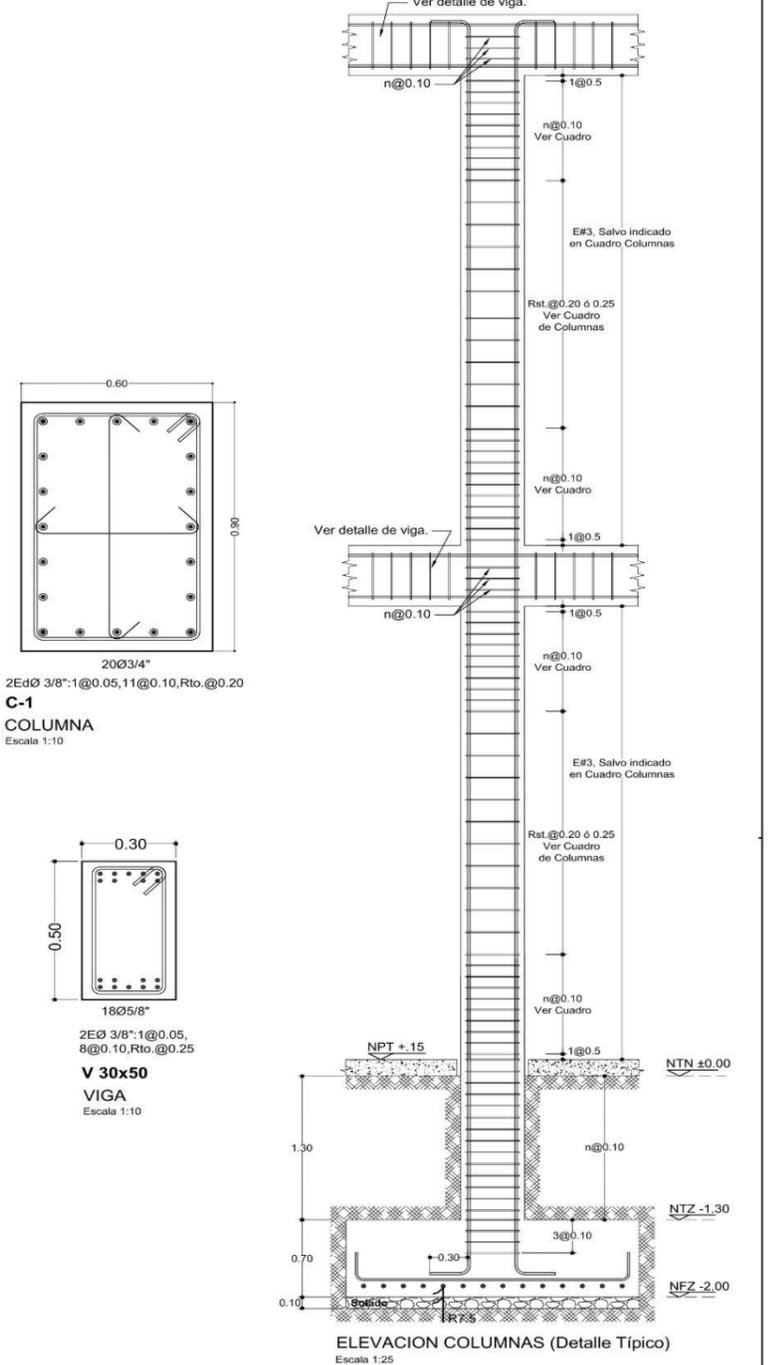
PLANTA DE CIMENTACIÓN - EDIFICIO 14 PISOS
Escala 1:100



Encofrado Techo del 1er al 14vo Piso (planta típica)
H=20 cm - Losa Aligerada Bidireccional
Escala 1:100



CORTE LONGITUDINAL H-01 (EDIFICIO DE 14 PISOS)
Escala 1:100



ELEVACION COLUMNAS (Detalle Típico)
Escala 1:25

RESUMEN DE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

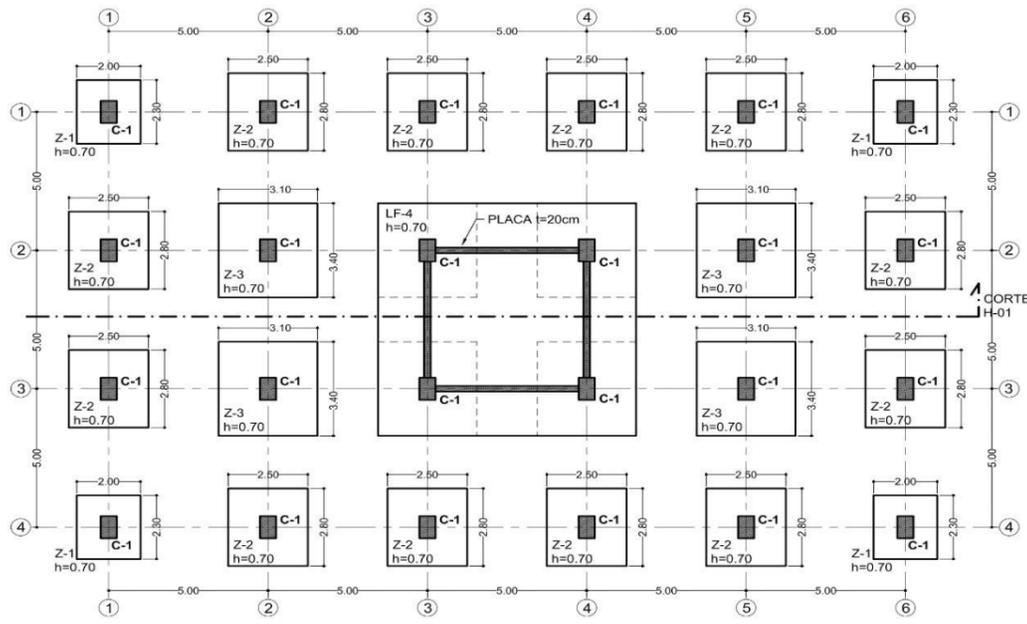
1	TIPO DE CIMENTACION	Zapatas Aisladas
2	ESTRATO DE APOYO DE CIMENTACION	GP - GM Grava Limosa
3	PROFUNDIDAD DE CIMENTACION	Df=2.50 m con Respecto al Terreno Natural
4	PRESION ADMISIBLE DE TERRENO	1.99 Kg/cm²
5	FACTOR DE SEGURIDAD POR CORTE	3
6	ASENTAMIENTO MAXIMO PERMISIBLE	2.5 cm
7	AGRESIVIDAD DEL SUELO	Si existe agresividad de sales y cloruros
8	CEMENTO DE CONCRETO EN CONTACTO CON EL SUBSUELO	Portland tipo V

NOTAS:
1. El constructor deberá tomar en cuenta todas las indicaciones del estudio de suelos
2. La profundidad de cimentación es medida desde la superficie natural del terreno

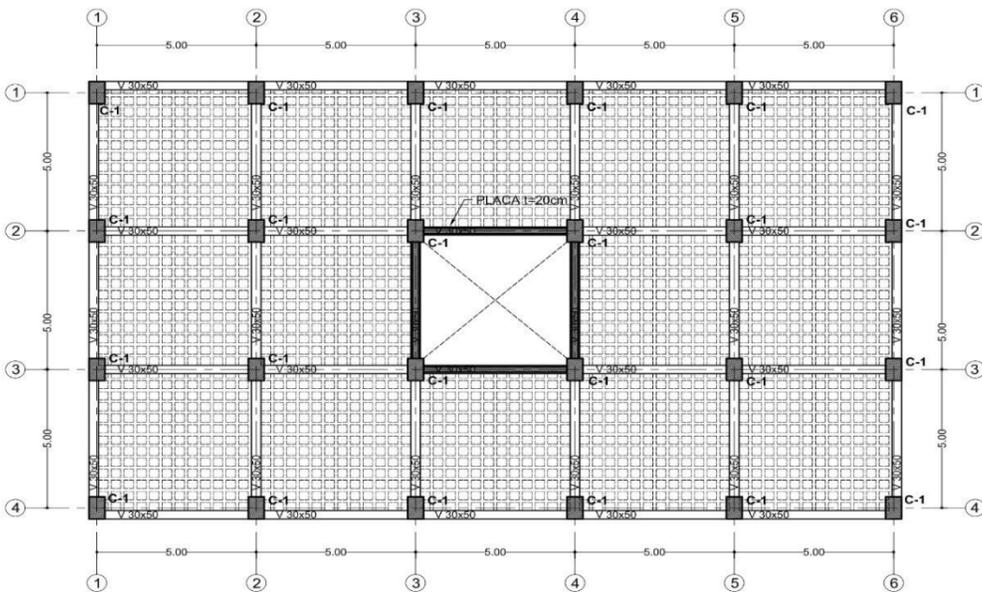
PARÁMETROS DE DISEÑO SISMORESISTENTE

Z=0.45	U=1.5	S=1.05	Tp = 0.6
FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA C = 2.5(Tp/T) C < 2.5			
FACTOR DE REDUCCION Rx= 6			
FACTOR DE REDUCCION Ry= 6			
	Desplazamiento Máximo del último nivel	Máximo Desplazamiento de entrepiso	Límite de desplazamiento de entrepiso
X →	1.21 cm	0.0036	0.007
Y ↑	0.77 cm	0.0024	0.005
PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA, T = 0.22 seg.			

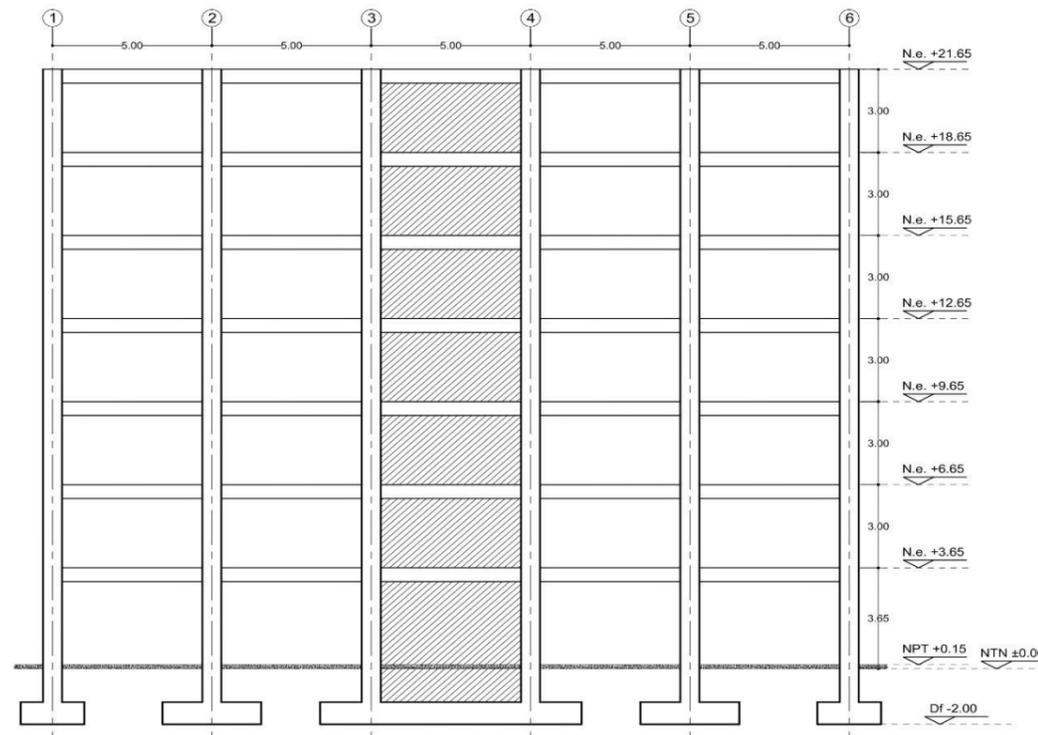
<p>UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO</p> <p>UNIVERSIDAD PRIVADA "CESAR VALLEJO"</p>	<p>PROYECTO: Tesis titulado "Influencia de la interacción suelo - estructura en respuesta dinámica estructural de edificaciones de 7 y 14 pisos en Ica, Perú - 2021"</p>	<p>LÁMINA: E-02 de 02</p> <p>ESCALA: INDICADA</p>
	<p>UBICACION: CIUDAD UNIVERSITARIA, ICA - ICA.</p>	
	<p>PLANO: PLANTA DE CIMENTACIÓN; PLANTA DE ENCOFRADOS; CORTE LONGITUDINAL H-01 (EDIFICIO 14 PISOS)</p>	
	<p>ELABORADO POR: BACH. LUIS HINOSTROZA</p>	
<p>PROYECTO DE TESIS</p>	<p>FECHA: JUNIO - 2021</p>	<p>DIBUJO: L.H.</p>



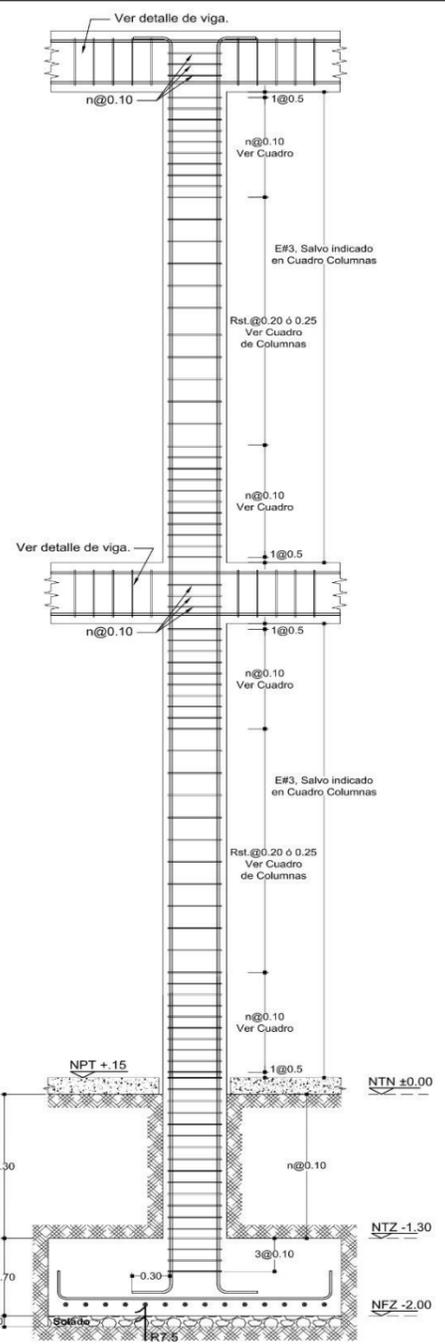
PLANTA DE CIMENTACIÓN - EDIFICIO 7 PISOS
Escala 1:100



PLANTA DE CIMENTACIÓN - EDIFICIO 7 PISOS
Escala 1:100



CORTE LONGITUDINAL H-01 (EDIFICIO DE 7 PISOS)
Escala 1:100

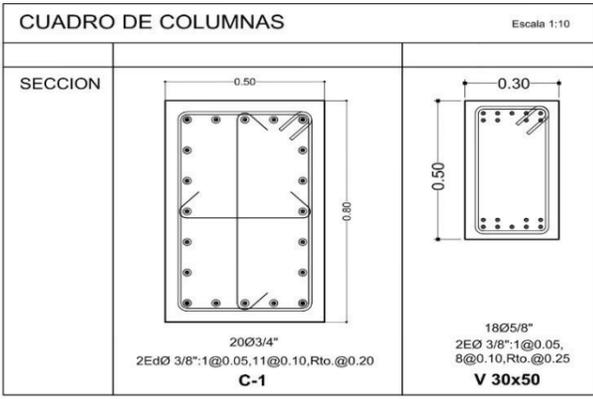


ELEVACION COLUMNAS (Detalle Típico)
Escala 1:25

RESUMEN DE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN	
La capacidad admisible del terreno 2.44 Kg/cm ²	
1 TIPO DE CIMENTACION	Zapatas con Vigas de Conexion
2 ESTRATO DE APOYO DE CIMENTACION	GP - GM Grava Limosa
3 PROFUNDIDAD DE CIMENTACION	Df=1.50 m con Respecto al Terreno Natural
4 PRESION ADMISIBLE DE TERRENO	2.44 Kg/cm ²
5 FACTOR DE SEGURIDAD POR CORTE	3
6 ASENTAMIENTO MAXIMO PERMISIBLE	2.5 cm
7 AGRESIVIDAD DEL SUELO	Si existe agresividad de sales y cloruros
8 CEMENTO DE CONCRETO EN CONTACTO CON EL SUBSUELO	Portland tipo V

NOTAS:
1. El constructor deberá tomar en cuenta todas las indicaciones del estudio de suelos
2. La profundidad de cimentación es medida desde la superficie natural del terreno

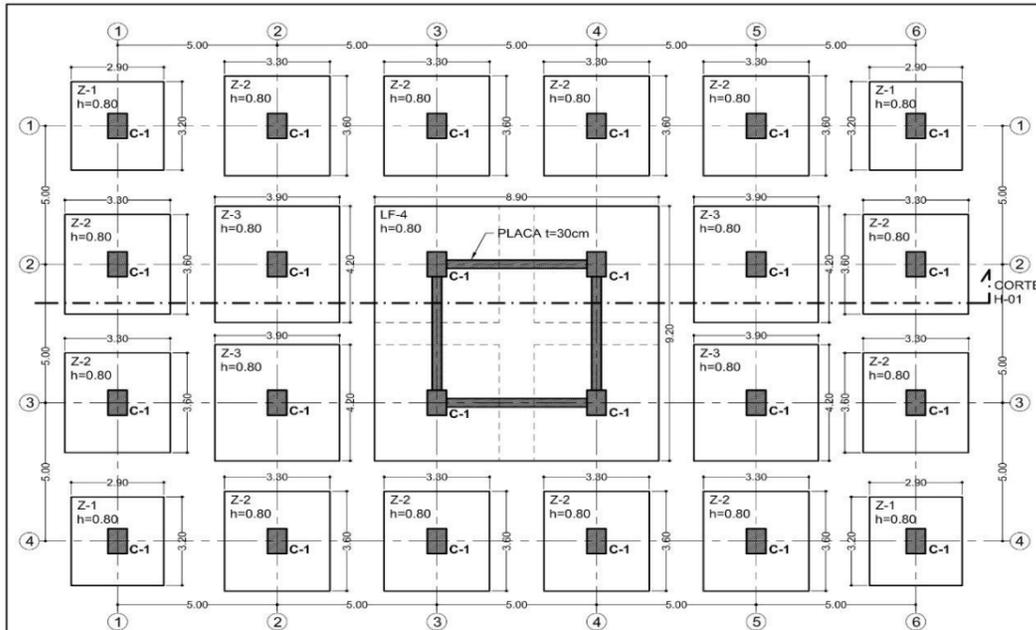
PARÁMETROS DE DISEÑO SISMORESISTENTE			
Z=0.45	U=1.5	S=1.05	Tp = 0.6
FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA		C = 2.5(Tp/T)	C < 2.5
FACTOR DE REDUCCION		Rx= 8	
FACTOR DE REDUCCION		Ry= 3	
	Desplazamiento Máximo del último nivel	Máximo Desplazamiento de entrepiso	Límite de desplazamiento de entrepiso
X →	1.21 cm	0.0036	0.007
Y ↑	0.77 cm	0.0024	0.005
PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA.			T = 0.22 seg.



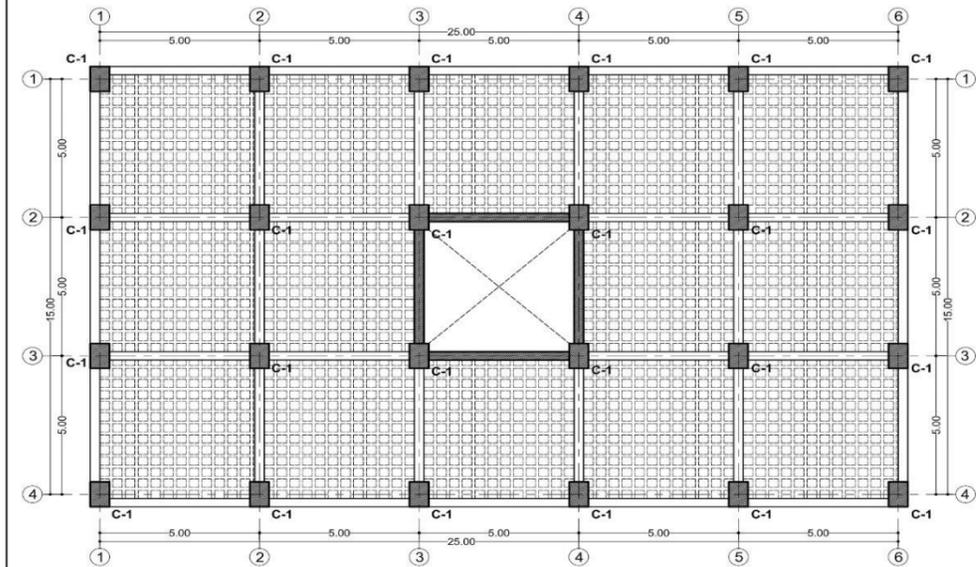

UNIVERSIDAD PRIVADA "CESAR VALLEJO"
 PROYECTO DE TESIS

PROYECTO: Tesis titulado "Influencia de la interacción suelo - estructura en respuesta dinámica estructural de edificaciones de 7 y 14 pisos en Ica, Perú - 2021"
 UBICACION: CIUDAD UNIVERSITARIA, ICA - ICA.
 PLANO: PLANTA DE CIMENTACIÓN; PLANTA DE ENCOFRADOS; CORTE LONGITUDINAL H-01 (EDIFICIO DE 7 PISOS)
 ELABORADO POR: BACH. LUIS HINOSTROZA
 FECHA: JUNIO - 2021
 DIBUJO: L.H.
 ESCALA: INDICADA

E-02
 de 02



PLANTA DE CIMENTACIÓN - EDIFICIO 14 PISOS
Escala 1:100



Encofrado Techo del 1er al 14vo Piso (planta típica)
H=20 cm - Losa Aligerada Bidireccional
Escala 1:100

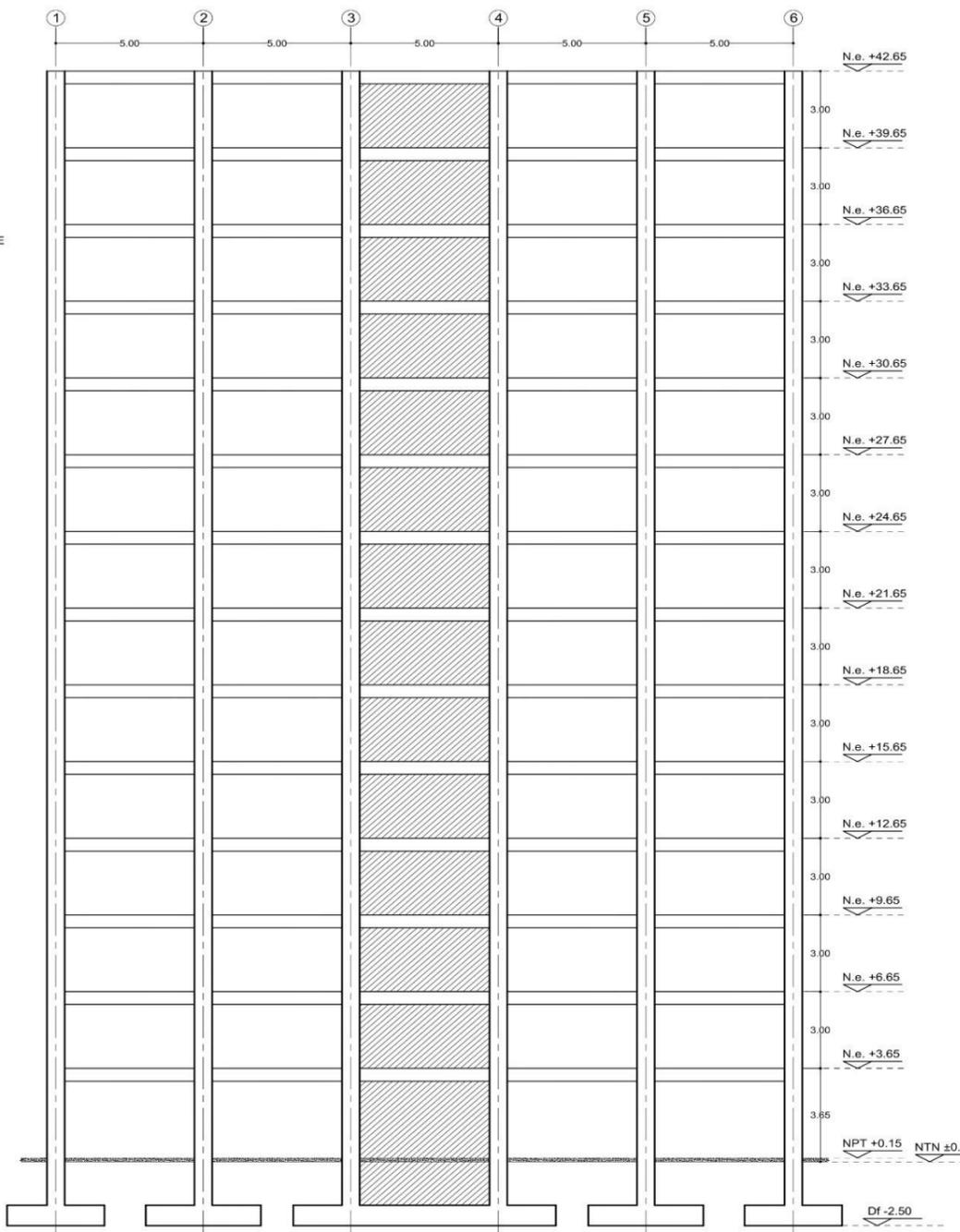
RESUMEN DE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

1	TIPO DE CIMENTACION	Zapatas Aisladas
2	ESTRATO DE APOYO DE CIMENTACION	GP - GM Grava Limosa
3	PROFUNDIDAD DE CIMENTACION	Df=2.50 m con Respecto al Terreno Natural
4	PRESION ADMISIBLE DE TERRENO	1.99 Kg/cm²
5	FACTOR DE SEGURIDAD POR CORTE	3
6	ASENTAMIENTO MAXIMO PERMISIBLE	2.5 cm
7	AGRESIVIDAD DEL SUELO	Si existe agresividad de sales y cloruros
8	CEMENTO DE CONCRETO EN CONTACTO CON EL SUBSUELO.	Portland tipo V

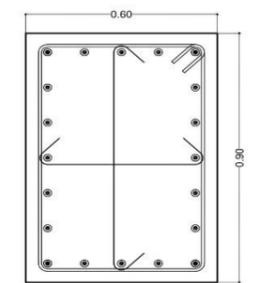
NOTAS:
1. El constructor deberá tomar en cuenta todas las indicaciones del estudio de suelos
2. La profundidad de cimentación es medida desde la superficie natural del terreno

PARÁMETROS DE DISEÑO SISMORESISTENTE

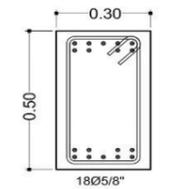
Z=0.45	U=1.5	S=1.05	Tp = 0.6
FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA		C = 2.5(Tp/T)	C < 2.5
FACTOR DE REDUCCION		Rx= 6	
FACTOR DE REDUCCION		Ry= 6	
	Desplazamiento Máximo del último nivel	Máximo Desplazamiento de entrepiso	Límite de desplazamiento de entrepiso
X →	1.21 cm	0.0036	0.007
Y ↑	0.77 cm	0.0024	0.005
PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA.		T = 0.22 seg.	



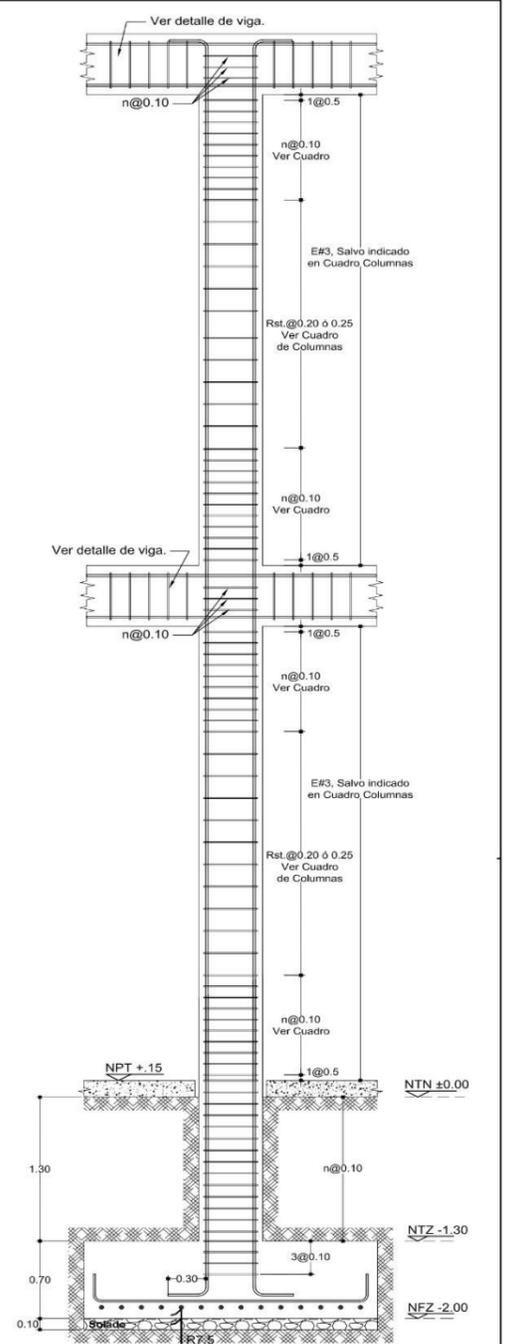
CORTE LONGITUDINAL H-01 (EDIFICIO DE 14 PISOS)
Escala 1:25



2EdØ 3/8":1@0.05, 11@0.10, Rto.@0.20
C-1
COLUMNA
Escala 1:10



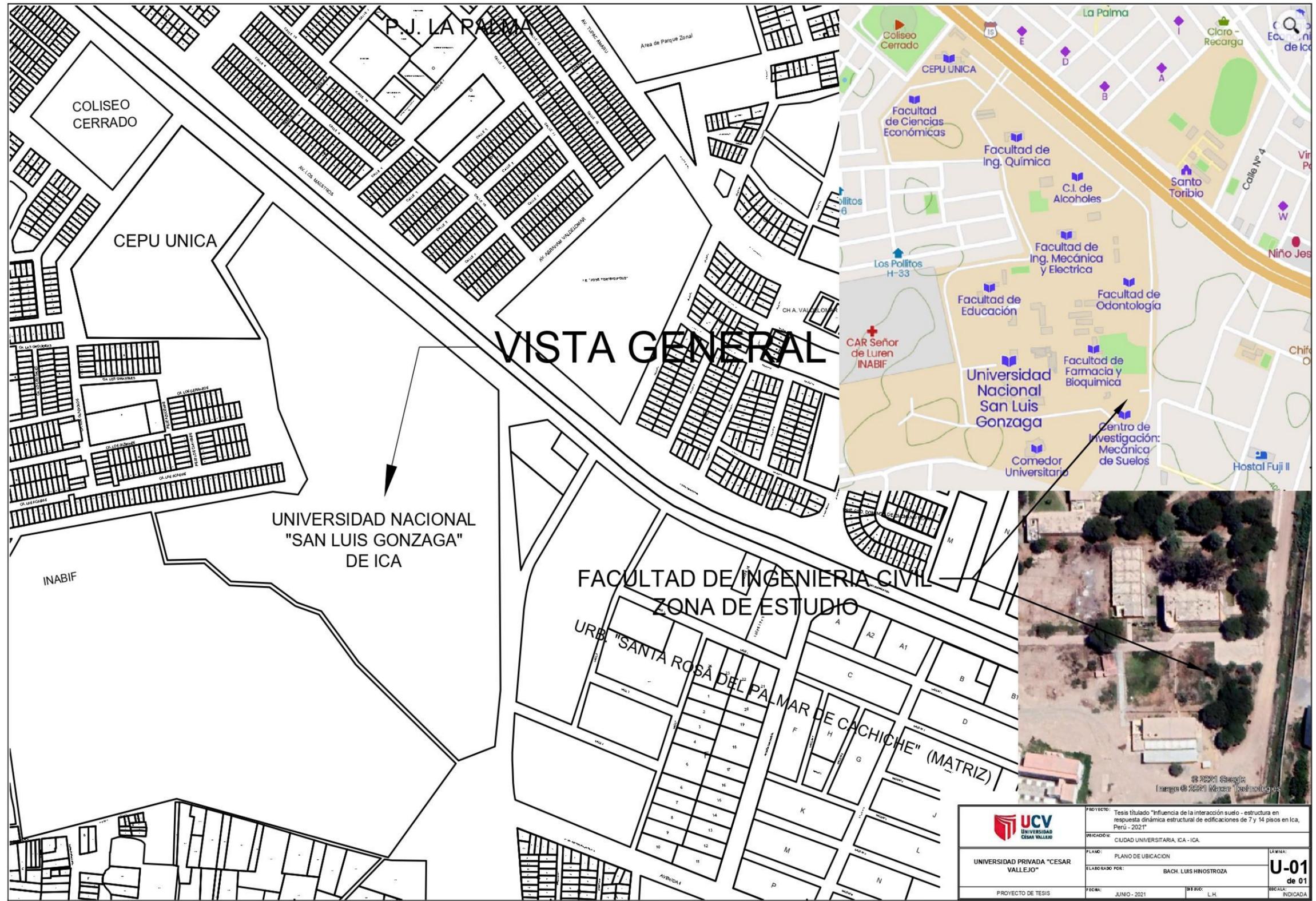
2EØ 3/8":1@0.05, 8@0.10, Rto.@0.25
V 30x50
VIGA
Escala 1:10



ELEVACION COLUMNAS (Detalle Típico)
Escala 1:25



<p>UNIVERSIDAD PRIVADA "CESAR VALLEJO"</p>	<p>PROYECTO: Tesis titulada "Influencia de la interacción suelo - estructura en respuesta dinámica estructural de edificaciones de 7 y 14 pisos en Ica, Perú - 2021"</p>	<p>LÁMINA: E-02 de 02</p>
	<p>UBICACIÓN: CIUDAD UNIVERSITARIA, ICA - ICA.</p>	
<p>ELABORADO POR: BACH. LUIS MINOSTROZA</p>	<p>FECHA: JUNIO - 2021</p>	<p>ESCALA: INDICADA</p>
<p>PROYECTO DE TESIS</p>	<p>DIBUJO: L.H.</p>	



VISTA GENERAL

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL ZONA DE ESTUDIO

 UNIVERSIDAD PRIVADA "CESAR VALLEJO"	PROYECTO: Tesis titulado "Influencia de la interacción suelo - estructura en respuesta dinámica estructural de edificaciones de 7 y 14 pisos en Ica, Perú - 2021"	LEMINA: U-01 de 01
	UBICACION: CIUDAD UNIVERSITARIA, ICA - ICA.	ELABORADO POR: BACH. LUIS HINOSTROZA
PROYECTO DE TESIS	FECHA: JUNIO - 2021	ESCALA: INDICADA

ANEXO N°13: CARTA DE SOLICITUD DE INFORMACION Y RESPUESTA



Los Olivos, 14 de mayo del 2021

CARTA N°434-2021/EP-ING-CIV-UCV

Señor
JUAN ALFREDO MANCHEGO MEZA
Ing. Civil, Especialista en Ingeniería Estructural
CONSORCIO CIVILES FIC

De mi consideración:

Por medio de la presente, es grato dirigirme a usted a fin de saludarlo muy cordialmente y a la vez presentar al estudiante HINOSTROZA ROSALES, LUIS MIGUEL con código de matrícula N° 7002658624 quien en el semestre académico 2021-1 se encuentra en la etapa de desarrollo de la tesis en la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo, asimismo, nuestro estudiante requiere recopilar datos en campo e información de gabinete, del estudio de mecánica de suelos para el "Mejoramiento y ampliación del servicio educativo de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional San Luis Gonzaga de Ica, en la ciudad universitaria, distrito de Ica, provincia de Ica, región Ica", el cual serán para la elaboración de su tema de investigación que forman parte de la tesis que viene desarrollando, titulada "**Influencia de la interacción suelo – estructura en respuesta dinámica estructural de edificaciones de 7 y 14 pisos en Ica, Perú – 2021**".

Agradezco anticipadamente su gentil atención y su apoyo a favor de nuestro estudiante.

En tal sentido, si fuera posible de remitirle la información al correo electrónico luisjcj7123@gmail.com

Segura de contar con su apoyo, aprovecho la oportunidad para expresarle las muestras de mi especial consideración y estima.

Cordialmente,

Mg. Doris Lina Huamán Baldeón
Coordinadora
EP de Ingeniería Civil

Yanet

Ica, 14 de junio del 2021

Señora

Mg. Doris Lina Huamán Baldeón

Coordinadora EP de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo

Acusamos recibo de su amable carta en la que nos solicitaban información detallada sobre el estudio de mecánica de suelos para el “Mejoramiento y ampliación del servicio educativo de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional San Luis Gonzaga de Ica, en la ciudad universitaria, distrito de Ica, provincia de Ica, región Ica”, ya que, según indicaban en la misma, es para el desarrollo de su tesis del estudiante HINOSTROZA ROSALES LUIS MIGUEL, cumpliendo así un fin académico y contribución a la investigación.

No tenemos inconveniente alguno en hacerles llegar dicha información, la cual se hará llegar por medio de correo electrónico a luisdj7123@gmail.com.

Agradeciéndole su interés, le deseamos lo mejor a su tesista, les mandamos un cordial saludo.



Manchego Meza Juan A.
Mag. ING. CIVIL
C.I.F. N° 200816

Juan Alfredo Manchego Meza
Ing. Civil, Especialista en Ingeniería Estructural
CONSORCIO CIVILES FIC