



FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO  
MULTIFAMILIAR EN SUELDOS BLANDOS, CON EL MODELO  
INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA, EN LURÍN - LIMA**

PRESENTADA POR  
**JOSÉ MANUEL MEZA ESPINOZA**  
ASESOR  
**JUAN MANUEL OBLITAS SANTA MARÍA**  
TESIS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

LIMA – PERÚ

2018



**CC BY-NC-SA**

**Reconocimiento – No comercial – Compartir igual**

El autor permite transformar (traducir, adaptar o compilar) a partir de esta obra con fines no comerciales, siempre y cuando se reconozca la autoría y las nuevas creaciones estén bajo una licencia con los mismos términos.

<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/>



**USMP**  
UNIVERSIDAD DE  
SAN MARTÍN DE PORRES

**FACULTAD DE  
INGENIERÍA Y ARQUITECTURA**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO  
MULTIFAMILIAR EN SUELOS BLANDOS, CON EL MODELO  
INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA, EN LURÍN – LIMA**

**TESIS**

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

**PRESENTADA POR**

**MEZA ESPINOZA, JOSÉ MANUEL**

**ASESORES: Mg. OBLITAS SANTA MARÍA, JUAN MANUEL**

**Ing. SAMOHOD ROMERO, ALEXIS**

**LIMA – PERÚ**

**2018**

Dedicado a Dios, por haberme dado vida y la oportunidad de enfrentarme a esta nueva etapa, guiándome de su mano en todo momento.

A mi familia, agradecido con cada uno de ellos, llevándolos siempre en mi mente y mi corazón.

A mi novia, Winy Romero, quien me demostró su apoyo e incondicionalidad ayudándome con esta investigación.

Agradezco a mis asesores, Ing. Alexis Samohod e Ing. Juan Manuel Oblitas por su tiempo y dedicación.

## ÍNDICE

	Página
<b>RESUMEN</b>	xiv
<b>ABSTRACT</b>	xvi
<b>INTRODUCCIÓN</b>	xviii
<b>CAPÍTULO I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA</b>	1
1.1 Determinación de la realidad problemática	1
1.2 Definición del Problema	4
1.3 Formulación del problema	5
1.4 Objetivos	6
1.5 Justificación e Importancia	7
1.6 Limitaciones	7
1.7 Viabilidad de la investigación	8
<b>CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO</b>	9
2.1 Antecedentes de la investigación	9
2.2 Bases Teóricas	15
2.3 Definición de términos básicos	31

<b>CAPÍTULO III. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN</b>	<b>34</b>
3.1 Hipótesis General	34
3.2 Hipótesis secundarias	34
3.3 Variable	35
3.4 Tipo de Investigación	35
3.5 Nivel de investigación	36
3.6 Diseño de la investigación	36
3.7 Diseño Muestral	37
3.8 Técnicas de investigación	38
<b>CAPÍTULO IV. OPTIMIZACIÓN DE DISEÑO ESTRUCTURAL</b>	<b>39</b>
4.1 Levantamiento de información del Proyecto	39
4.2 Factores Sísmicos	41
4.3 Análisis Estático	44
4.4 Análisis Dinámico	48
4.5 Modelo dinámico Norma Rusa SNIP 2.02.05-87	51
4.6 Análisis de Interacción Suelo-Estructura	59
4.7 Comparación de resultados: modelo base rígida y modelo ISE	60
4.8 Diseño de los elementos estructurales	65
<b>CAPÍTULO V. RESULTADOS</b>	<b>76</b>
5.1 Resultados de los parámetros sísmicos	76
5.2 Optimización de Esfuerzos internos en Vigas	78
5.3 Optimización de Esfuerzos internos en Columnas	80
5.4 Optimización de Esfuerzos internos en Muros Estructurales	84
<b>CAPÍTULO VI. DISCUSIÓN DE RESULTADOS</b>	<b>88</b>

<b>CONCLUSIONES</b>	91
<b>RECOMENDACIONES</b>	92
<b>FUENTES DE INFORMACIÓN</b>	93
<b>ANEXOS</b>	97

## ÍNDICE DE FIGURAS

	Página
Figura 1. Ilustración de la configuración de un edificio con base empotrada	2
Figura 2. Mapa de zonificación sísmica	3
Figura 3. Modelos Estructurales	14
Figura 4. Enfoques de modelamiento para cimentaciones enterradas.	15
Figura 5. Esquema espacial de cálculo de la cimentación con ISE	22
Figura 6. Conceptualización de vigueta como Viga “T”	22
Figura 7. Dimensiones Viga T – Vigueta de Losa aligeada	24
Figura 8. Diagrama de interacción.	27
Figura 9. Dimensiones del muro estructural	28
Figura 10. Ubicación del terreno en Lurín.	40
Figura 11. Clasificación ZUCS del proyecto multifamiliar según	41
Figura 12. Determinación de Irregularidades	42
Figura 13. Cálculo de periodo fundamental “T”	43
Figura 14. Cálculo de factor de amplificación sísmica “C”	43
Figura 15. Verificación de relación entre factor “C” y el factor “R”	43

Figura 16. Metrado de cargas, en la dirección X-X.	45
Figura 17. Metrado de cargas, en la dirección Y-Y.	45
Figura 18. Asignación de fuerzas sísmicas por entrepiso “Fi”	46
Figura 19. Modelo en software Etabs. Vista en planta nivel típico.	47
Figura 20. Modelo en software Etabs. Vista en 3D del edificio completo	48
Figura 21. Curva de espectro de aceleraciones Dirección X-X	49
Figura 22. Curva de espectro de aceleraciones Dirección Y-Y	49
Figura 23. Comprobación de cortante mínima Dinámico vs. Estático, según NTE E.030 “Diseño Sismo-Resistente”.	50
Figura 24. Resultados de distorsiones máximas – Modelo tradicional: Base Rígida, control según NTE E.030 Diseño Sismo Resistente.	50
Figura 25. Resultados de periodos por cada Modo de vibración. Análisis Dinámico.	51
Figura 26. Ilustración de rotulado de lados de la zapata para el cálculo de rigidez.	53
Figura 27. Distribución de la cimentación del proyecto	54
Figura 28. Masas de las zapatas del proyecto	55
Figura 29. Cuadro conclusiones E.M.S. (Ver anexo 8).	55
Figura 30. Cálculo de los coeficientes de desplazamiento.	56
Figura 31. Resultados finales de los coeficientes de rigidez	56
Figura 32. Procedimiento de discretización de zapatas para el Análisis con el modelo de Interacción Suelo-Estructura.	57
Figura 33. Planta de zapatas asignadas con las masas traslacionales y rotacionales.	57

Figura 34. Asignación de elementos “Springs” en software Etabs.	58
Figura 35. Modelación 3D con los elementos del suelo asignados como resortes (Springs)	58
Figura 36. Comprobación de cortante mínima Dinámico vs. Estático, según NTE E.030 “Diseño Sismo-Resistente”.	59
Figura 37. Resultados de distorsiones máximas – Modelo tradicional: Base Rígida, control según NTE E.030 Diseño Sismo Resistente.	59
Figura 38. Resultados de periodos por cada Modo de vibración. Análisis Dinámico.	60
4.7 Comparación de resultados: modelo base rígida y modelo ISE 60	
Figura 39. Resultado de reducción de esfuerzos con el modelo Interacción Suelo- Estructura	63
Figura 40. Resultado de variación de esfuerzos con el modelo Interacción Suelo- Estructura	64
Figura 41. Resultado de variación de esfuerzos con el modelo Interacción Suelo- Estructura	65
Figura 42. Paño más crítico en planta de techos.	65
Figura 43. Asignación de cargas muertas a losa aligerada (viga T)	66
Figura 44. Asignación de cargas vivas a losa aligerada (viga T)	66
Figura 45. Momentos flectores resultantes en losa aligerada:	66
Figura 46. Acero de refuerzo en viguetas de losa aligerada (h=0.20m):	67
Figura 47. Distribución de acero de refuerzo en viguetas de losa aligerada (h=0.20m):	67
Figura 48. Fuerzas cortantes resultantes en losa aligerada:	67

Figura 49. Eje 10, diagramas de momentos modelo tradicional de base rígida (izquierda) y el modelo de Interacción Suelo-Estructura (derecha)	69
Figura 50. Esfuerzos de momento flector requerido ( $M_u$ ) y fuerza cortante requerida ( $V_u$ ) en V-404, eje 10. Modelo base rígida.	70
Figura 51. Esfuerzos de momento flector requerido ( $M_u$ ) y fuerza cortante requerida ( $V_u$ ) en V-404, eje 10. Modelo Interacción Suelo-Estructura.	70
Figura 52. Esfuerzos de momento flector requerido ( $M_u$ ) y fuerza cortante requerida ( $V_u$ ) en V-404, eje 10. Modelo Interacción Suelo-Estructura.	70
Figura 53. Dimensionamiento de la Columna C-01	71
Figura 54. Esfuerzos de momento flector requerido ( $M_u$ ) y fuerza cortante requerida ( $V_u$ ) en columna eje 10. Modelo base rígida.	71
Figura 55. Esfuerzos de momento flector requerido ( $M_u$ ) y fuerza cortante requerida ( $V_u$ ) en columna eje 10. Modelo Interacción Suelo-Estructura.	71
Figura 56. Esfuerzos de momento flector requerido ( $M_u$ ) y cargas axiales ( $P_u$ ) en la dirección X. Columna C-01.	72
Figura 57. Esfuerzos de momento flector requerido ( $M_u$ ) y cargas axiales ( $P_u$ ) en la dirección Y. Columna C-01.	72
Figura 58. Esfuerzos axiales, momentos flectores y cortantes en placa P-02, Eje 10 y eje J. Modelo base rígida.	73
Figura 59. Esfuerzos axiales, momentos flectores y cortantes en placa P-02, Eje 10 y eje J. Modelo Interacción Suelo-Estructura.	73
Figura 60. Dimensionamiento de P-02, Eje 10 y eje J	74

Figura 61. Esfuerzos de momento flector requerido ( $M_u$ ) y cargas axiales ( $P_u$ ) en la dirección X. Placa P-02. Modelo base rígida.	74
Figura 62. Esfuerzos de momento flector requerido ( $M_u$ ) y cargas axiales ( $P_u$ ) en la dirección Y. Placa P-02. Modelo base rígida.	75
Figura 63. Comparación Cortante basal, modelo Base rígida vs. Interacción Suelo-Estructura (ISE)	76
Figura 64. Comparación Desplazamientos máximos, modelo Base rígida vs. Interacción Suelo-Estructura (ISE)	77
Figura 65. Comparación Desplazamientos máximos, modelo Base rígida vs. Interacción Suelo-Estructura (ISE)	78
Figura 66. Comparación de momentos negativos en Vigas, modelo Base rígida vs. Interacción Suelo-Estructura (ISE)	78
Figura 67. Comparación de momentos positivos en Vigas, modelo Base rígida vs. Interacción Suelo-Estructura (ISE)	79
Figura 68. Comparación de esfuerzos cortantes en Vigas, modelo Base rígida vs. Interacción Suelo-Estructura (ISE)	79
Figura 69. Optimización de acero en Diseño Estructural – Vigas	80
Figura 70. Comparación de Cargas Axiales en Columnas, modelo Base rígida vs. Interacción Suelo-Estructura (ISE)	81
Figura 71. Comparación de Momentos en Dir. X en Columnas, modelo Base rígida vs. Interacción Suelo-Estructura (ISE)	81
Figura 72. Comparación de Momentos en Dir. Y en Columnas, modelo Base rígida vs. Interacción Suelo-Estructura (ISE)	82
Figura 73. Comparación de Cortantes en Dir. X en Columnas, modelo Base rígida vs. Interacción Suelo-Estructura (ISE)	82
Figura 74. Comparación de Cortantes en Dir. Y en Columnas, modelo Base rígida vs. Interacción Suelo-Estructura (ISE)	83

Figura 75. Optimización de acero en Diseño Estructural – Columnas	83
Figura 76. Comparación de Cargas Axiales en Muros Estructurales, modelo Base rígida vs. Interacción Suelo-Estructura (ISE)	84
Figura 77. Comparación de Momentos en Dir. X en Muros Estructurales, modelo Base rígida vs. Interacción Suelo-Estructura (ISE)	85
Figura 78. Comparación de Momentos en Dir. Y en Muros Estructurales, modelo Base rígida vs. Interacción Suelo-Estructura (ISE)	85
Figura 79. Comparación de Cortantes en Dir. X en Muros Estructurales, modelo Base rígida vs. Interacción Suelo-Estructura (ISE)	86
Figura 80. Comparación de Cortantes en Dir. Y en Muros Estructurales, modelo Base rígida vs. Interacción Suelo-Estructura (ISE)	86
Figura 81. Optimización de acero en Diseño Estructural – Columnas	87

## ÍNDICE DE ANEXOS

	Página
Anexo 1. Áreas del proyecto	98
Anexo 2. Tabla de Factor de Suelo por Zona sísmica	99
Anexo 3. Sistemas Estructurales	99
Anexo 4. Flexibilidad en la base – Norma NTE E.030-2016	100
Anexo 5. Tabla N°8 Irregularidades estructurales en altura $I_a$	101
Anexo 6. Tabla N°9 Irregularidades Estructurales en planta $I_p$	102
Anexo 7. Tabla N°11 Límite para la distorsión del entrepiso.	103
Anexo 8. Estudio de Mecánica de Suelos en Lurín-Lima.	104
Anexo 9. Planos de Arquitectura y Estructuras.	142
Anexo 10. Matriz de consistencia.	153

## **RESUMEN**

Esta tesis es un aporte a la investigación de nuevas metodologías de cálculo estructural en nuestro país para tener un enfoque real del comportamiento estructural durante un sismo.

Para ello se ha usado la metodología Interacción Suelo-Estructura para evaluar el comportamiento sísmico de un edificio multifamiliar de siete niveles, con un sistema de muros estructurales y cimentaciones superficiales, ubicada en los suelos blandos del distrito de Lurín, departamento y provincia de Lima, Perú. Dicha metodología es aplicativa, usando la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87, cuyos procedimientos actualmente se aplican para determinar los valores de rigidez y amortiguamiento como propiedad mecánica del suelo.

Se demuestra - considerando el aporte de las propiedades mecánicas del suelo en el modelo matemático de una estructura - que los esfuerzos internos de las columnas, vigas y muros estructurales se reducen significativamente respecto al uso del método tradicional. Ello se debe a que el suelo puede amortiguar en cierta medida los esfuerzos sísmicos. Con dicha reducción de

esfuerzos identificada, se pudo optimizar los volúmenes de acero en el diseño estructural, lo que representa una reducción de costo del proyecto.

**Palabras clave:** Diseño estructural, interacción suelo-estructura, Norma Rusa, optimización

## **ABSTRACT**

This thesis is a contribution to research into new methods of structural analysis in our country, to have a real focus of structural behavior during an earthquake.

For that reason, has been used Interaction methodology Soil-Structure to evaluate the seismic behavior of a multifamily building of seven levels with a system of structural walls and shallow foundations, located on soft soil district of Lurin, department and province of Lima, Peru. This methodology is applicative, using the Russian Standard, SNIP 2.02.05-87, wich procedures currently used to determine the values of stiffness and damping as mechanical property soil.

The investigation shows that considering the mechanical contribution of soil in the mathematical model of a structure, the internal stresses of the columns, beams and structural walls, are significantly reduced compared to the traditional method. This is because the ground can cushion some extent seismic forces. With this reduction of forces identified, it was possible to

optimize the steel volumes in the structural design, that represents a cost reduction of the project.

**Key words:** Structural design, soil-structure interaction, Russian Standard, optimization

## **INTRODUCCIÓN**

La presente investigación fue realizada para crear un antecedente del uso de una metodología de cálculo estructural de edificaciones de concreto armado, con un enfoque más cercano a la realidad, considerando los efectos del comportamiento de una estructura sobre el suelo en el que se apoya, cuando es sometido a fuerzas sísmicas. Esta metodología influye notoriamente en el cálculo de estructuras en suelos blandos, viéndose una diferencia considerable en derivas, esfuerzos y reforzamiento, en comparación de la metodología tradicional de péndulo invertido con base rígida.

Esta metodología es denominada como la interacción suelo-estructura de una edificación, que cuenta con una serie de investigaciones para el cálculo de dichos parámetros con respecto al tipo de suelo y sus propiedades mecánicas. Este tipo de análisis estructural es de carácter obligatorio en países como México, Bolivia y Rusia, cuyos antecedentes en eventos sísmicos han incentivado contemplar el análisis mencionado para aprobar proyectos en su localidad.

En la presente tesis, en el primer capítulo, se da el planteamiento de la problemática con respecto a nuestro país, su actividad sísmica y la normativa

vigente. En el segundo capítulo se elabora el marco teórico con investigaciones de autores nacionales e internacionales, los cuales presentan casos específicos en sus investigaciones. En el tercer capítulo se define la metodología de investigación para el análisis de la problemática, la solución mediante modelos de cálculo de interacción suelo-estructura de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87. En el cuarto capítulo, se realiza el diseño estructural comparando las dos metodologías: el modelo matemático tradicional con empotramiento en la base y el modelo matemático el cual incluye el modelo dinámico de la interacción suelo-estructura. En el quinto capítulo se ha elaborado los resultados de la investigación, junto con sus conclusiones y recomendaciones.

# **CAPÍTULO I**

## **PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

### **1.1 Determinación de la realidad problemática**

El Perú es un territorio altamente sísmico, debido a que se ubica por encima de dos placas tectónicas: Nazca y Sudamericana, las cuales al chocar liberan energía y sacuden el terreno. Nuestro país se ubica dentro de la región occidental de Sudamérica, que es una de las más activas sísmicamente (H. Tavera y E. Buforn, 1998).

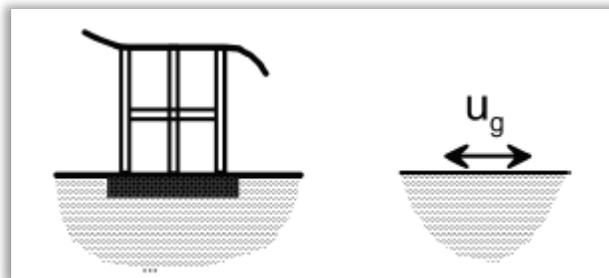
En la historia se registran terremotos de hasta 8.0 grados en la escala de Richter, además existe un silencio sísmico en la costa de Lima donde no hay liberación de energía desde el terremoto del año 1746. El crecimiento de la construcción en nuestro país tiene que enfrentar esta amenaza natural mediante un diseño sismo-resistente elaborado responsablemente. El diseño sismo-resistente tiene dentro de su filosofía evitar pérdidas humanas, asegurar una falla dúctil que permita evacuar la edificación ante un sismo y minimizar los daños a la propiedad. Para ello, nuestro país cuenta con una normativa vigente: NTE (Norma Técnica de Edificaciones) E0.30 “Diseño Sismo-

resistente”, la cual indica los parámetros mínimos de diseño para las sollicitaciones sísmicas.

La normativa establece factores numéricos para zonificación, tipo de suelo, sistema estructural e importancia de la edificación; sin embargo, no sería correcto establecer como “factor” el tipo de suelo, siendo este un elemento, el cual tiene características mecánicas que se deben considerar en un análisis estructural completo. (Ministerio de Vivienda, Construcción y San 2016)

Para considerar las características del suelo en el análisis estructural, primero se debe entender que actualmente la metodología tradicional con el que se diseñan la mayoría de las estructuras en nuestro país es el modelo de péndulo invertido, y se idealiza que la base está empotrada. Este modelo, considera fuerzas laterales y aceleraciones sísmicas de acuerdo con la cortante basal distribuida por cada entrepiso.

Figura 1. Ilustración de la configuración de un edificio con base empotrada.



Fuente: National Institute Standard and Technology- NIST (2018, p.116)

La normativa E.030 “Diseño sismo-resistente” establece cuatro zonificaciones según la sismicidad registrada a lo largo de los años. Siendo calificadas como zonas del 1 al 4; a medida que aumenta el número de zona

a la que pertenece la ubicación de la estructura en cuestión, el grado de sismicidad es más alto.

En el peor escenario tendríamos una edificación multifamiliar en la zona de mayor sismicidad en el territorio nacional: ZONA 4, según la NTE E.030 “Diseño Sismo-resistente” del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Figura 2. Mapa de zonificación sísmica.



Fuente: Ministerio de vivienda, NTE E.030 Diseño Sismo Resistente (2016)

Otra condición desfavorable, es el tipo de suelo en el cual se ubica el proyecto. La misma norma técnica, establece cuatro perfiles de suelos, calificados tomando en cuenta ciertas características como: Velocidad promedio de propagación de las ondas de corte ( $V_s$ ) o el promedio ponderado

de los N60 para suelos granulares; o el promedio ponderado de la resistencia al corte  $S_u$  para suelos cohesivos” (E.030 “Diseño Sismorresistente”, 2016).

Distintos autores y profesionales del rubro de la construcción coinciden que dentro del desarrollo y crecimiento inmobiliario un factor muy importante es la seguridad estructural, y más aún en el mercado actual donde se busca reducir costos y optimizar los recursos.

## **1.2 Definición del Problema**

Se realiza una investigación de un caso específico, el más desfavorable según nuestra zonificación sísmica, para revelar los resultados de una optimización estructural aplicada con nuevas metodologías de análisis estructural.

El proyecto que se investigó se ubica en el distrito de Lurín. Un distrito en el que se proyecta un crecimiento igual o mayor al que están teniendo los principales conos cercanos al Centro de la Ciudad, como, por ejemplo: Villa El Salvador y Carabaylo. Lurín tiene un potencial crecimiento comercial; actualmente tiene grandes lotes de terreno donde se ha dirigido la inversión del sector industrial.

En Lima central, el mercado inmobiliario tiene menos opciones de construir grandes proyectos de edificación, por lo que se proyecta que Lurín pueda satisfacer esta demanda de inmuebles para distintos sectores de población.

Según el Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres – CISMID (2012), en Lurín existen suelos blandos, entonces el diseño de su estructura y cimentación debe garantizar la seguridad de las personas, teniendo en cuenta que existe alto riesgo sísmico. Las fuerzas

sísmicas en suelos blandos pueden ocasionar desplazamientos de la cimentación, generando fuerzas externas adicionales a las que se tienen en cuenta en un diseño tradicional (cimentación empotrada).

El estudio de la interacción suelo-estructura nos permite conocer el comportamiento de la estructura partiendo desde el modelo que se asume en la base o cimientos, por lo que su inclusión en el cálculo brinda un diseño óptimo al tener en cuenta esfuerzos lo más reales posibles en los cálculos.

Según los estudios de Villarreal cuando las propiedades del suelo se encuentran incluidas en el modelo matemático, los periodos, frecuencia y modos de vibración sufre variaciones en su diseño. La consideración de base flexible es aún un campo con muchos casos por investigar. (Villarreal, G. 2009)

### **1.3 Formulación del problema**

Mediante el análisis de los antecedentes y observando la situación actual, se plantea que el diseño estructural de los futuros edificios inmobiliarios puede optimizarse usando metodologías de cálculo investigadas por reconocidos profesionales de la especialidad.

#### **1.3.1 Problema General**

¿Cómo optimizar el diseño estructural de un edificio multifamiliar en suelos blandos, en Lurín - Lima?

#### **1.3.2 Problemas Específicos**

- ¿Cómo influyen las **propiedades del suelo** en la optimización del diseño estructural un edificio multifamiliar en suelos blandos en Lurín - Lima?

- ¿Qué variaciones tiene el **desplazamiento de la estructura** en la optimización del diseño estructural de un edificio multifamiliar en suelos blandos en Lurín - Lima?

- ¿En cuánto disminuyen los **esfuerzos internos de los elementos estructurales** en la optimización del diseño estructural de un edificio multifamiliar en suelos blandos en Lurín – Lima?

## 1.4 Objetivos

Con el análisis de la problemática se determina el objetivo general y los objetivos específicos mediante una optimización del diseño estructural de los futuros edificios inmobiliarios.

### 1.4.1 Objetivo General

Optimizar el Diseño Estructural de un edificio multifamiliar en suelos blandos con el modelo de Interacción Suelo-Estructura en Lurín – Lima.

### 1.4.2 Objetivos Específicos

- Determinar la influencia de las **propiedades del suelo** en la optimización del diseño estructural de un edificio multifamiliar en suelos blandos con el modelo de interacción suelo-estructura en Lurín – Lima.

- Obtener las variaciones del **desplazamiento de la estructura** en la optimización del diseño estructural de un edificio multifamiliar en suelos blandos con el modelo de interacción suelo-estructura en Lurín – Lima.

- Determinar la disminución de **esfuerzos internos de los elementos estructurales** en la optimización del diseño estructural de un edificio multifamiliar en suelos blandos con el modelo de interacción suelo-estructura en Lurín – Lima.

### **1.5 Justificación e Importancia**

Para los profesionales que dedican su labor al diseño estructural, es de suma importancia conocer y aplicar los resultados de las investigaciones actuales al comportamiento real de las edificaciones sometidas a fuerzas sísmicas de alto grado de intensidad. La presente investigación propone una optimización del diseño usando un modelo de Interacción suelo-estructura (ISE), siendo considerado como un enfoque más cercano a la realidad para el diseño de estructuras de concreto armado en edificaciones multifamiliares, distinto al enfoque tradicional vigente en nuestro país por la norma NTE. E.030, Diseño Sismo Resistente.

La diferencia radica en la conceptualización del modelamiento de la base, el cual en el enfoque tradicional se asume un sistema de péndulo invertido; sin embargo, en el enfoque de ISE, el suelo deja de ser solo un factor y se toma como un elemento participe en el comportamiento de la estructura y de los esfuerzos que se generan en la base al someterse a fuerzas sísmicas.

### **1.6 Limitaciones**

Para la investigación se ha realizado un Estudio de Mecánica de Suelos en un lote del distrito de Lurín (Ver Anexo 8). Por lo tanto, los valores y los resultados solo son válidos para el área de terreno analizada con el tipo de suelo encontrado, y solo puede tomarse como referencia para proyectos cercanos al terreno en estudio dentro del distrito de Lurín.

## **1.7 Viabilidad de la investigación**

La optimización del diseño estructural se realizó mediante una herramienta de análisis estructural por computadora, ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems).

La obtención de las propiedades del suelo fue mediante un Estudio de Mecánica de Suelos en: Calle 6 Manzana Ñ, Lote 8a, Huertos de Lurín, distrito de Lurín, Provincia Lima (Ver Anexo 1). Este estudio fue costado por el autor.

Las normas de diseño sismo resistente son de dominio público mediante el Diario El Peruano, la información de diseño aplicadas a la ISE se obtuvieron de los libros y conferencias del PhD. Genner Villarreal, investigador y profesor de Ingeniería sismo resistente en múltiples universidades internacionales.

## **CAPÍTULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

#### **2.1 Antecedentes de la investigación**

En las investigaciones existentes de la ingeniería sismo-resistente, han participado diversos autores nacionales e internacionales, que con su trabajo en el desarrollo de nuevas metodologías de cálculo, abren las puertas para seguir investigando aplicaciones en casos específicos que aportan más antecedentes en el enriquecimiento de estos estudios.

##### **2.1.1 Antecedentes nacionales**

Villarreal, G. (2009), en su libro “Interacción Suelo-Estructura en zapatas aisladas”, realiza una serie de cálculos con 4 modelos matemáticos de la interacción que se producirá entre las zapatas y el suelo. Los modelos de Interacción suelo-estructura y su respectivo autor son: modelo dinámico V.A. Ilichev, modelo dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov, modelo dinámico A.E. Sargsian y V.A. Ilichev y el modelo dinámico de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87. El autor también indica que el acelerograma propuesto por la Norma E.030 – 2003, vigente hasta el año 2015 cuando publicó su

investigación, presenta aceleraciones inferiores a los ocurridos en Lima y Moyobamba, así como también a lo descrito por la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87. Sin embargo, la norma E.030 tuvo una actualización en el año 2016, vigente hasta el día de hoy, cuyos acelerogramas son ahora más conservadores; ante ello, se mantiene la propuesta de seguir la línea de investigación sobre los resultados de realizar un análisis con el modelo ISE.

Según Valderrama, C. y Meza, J. (2014), se demuestra con una serie de análisis de una edificación en distintas condiciones de suelo y de amortiguamiento, que realizando el análisis estructural con el modelo de Interacción Suelo-Estructura con el modelo dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov, los esfuerzos internos de la estructura son menores a los obtenidos con un modelamiento tradicional con base empotrada.

Galicia, W. y León, J. (2007), en su investigación “Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones de albañilería confinada con plateas de cimentación”, demuestra que los esfuerzos en los elementos estructurales se reducen con respecto al modelo tradicional con empotramiento en la base. Además, una vez mejorado el suelo de fundación los nuevos resultados siguen mostrando dicha diferencia.

Alfaro, G. y Copello R. (2017), investigaron los efectos de la aplicación de Interacción Suelo-Estructura con el modelo dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov, los mismos que usa Villarreal, G. (2009), aplicando los principios de los elementos agrietados en su análisis y comparándolo con un modelo de base rígida. El edificio analizado está ubicado en el distrito de San Isidro, estructuación dual y solo cuenta con 5 pisos. Entre sus resultados también se evidencia una reducción de esfuerzos y una optimización de acero del 5%.

En el departamento de Cajamarca, Garay, R. (2017), determina la influencia de la Interacción Suelo-Estructura en el comportamiento sísmico de un edificio multifamiliar en un suelo flexible en comparación con un modelo de base rígida, demostrando también una reducción de esfuerzos internos del 37.18%, así como un aumento de los desplazamientos laterales hasta un 28.49% y un aumento de los periodos de vibración de hasta 23.78%. Sin embargo, su investigación no llega a definir una optimización en el diseño de los materiales, pero por los resultados obtenidos en los esfuerzos internos es claro que puede suponerse que habrá una reducción.

Carhuapoma, M. y Parodi, I. (2015), realizan su investigación sobre los efectos de la interacción suelo-estructura en Huancavelica, para condiciones de suelo flexible. Utilizan los modelos de Barkan y de la Norma Rusa, donde determinan incrementos en los periodos de vibración, de desplazamientos y reducción de esfuerzos internos en los elementos estructurales.

### **2.1.2 Antecedentes internacionales**

Entre otros procedimientos de cálculo de rigidez de la base en la Interacción Suelo-Estructura, Zazueta, J. (2013) hace un recuento de la evolución del método iterativo para el cálculo de constantes de rigidez del suelo, el autor describo dos métodos principalmente.

El primer método es el que realiza el profesor de ingeniería estructural en Universidad de Paraná en Brasil, Samuel Chamecki en 1956, donde se suponen valores de la constante del resorte calculando las deformaciones del suelo y a la vez las deformaciones de la estructura, la repetición de dichas suposiciones se realizará hasta que ambas deformaciones, del suelo y la estructura, coincidan. (Zazueta, J. 2013, cita a Chamecki, S. 1956).

El segundo método tiene como herramienta un software, un programa en lenguaje FORTRAN, que realiza los cálculos en base a la información de los elementos ingresados en las celdas correspondientes, en un orden específico. Este software fue elaborado por el Mg. Agustín Deméneghi Colina (Zazueta, J. 2013, cita a Deméneghi, A. 1979). Primero procede con el análisis estructural con el método de rigideces y donde las reacciones del suelo son tomadas como una sobrecarga en la estructura con un valor incógnito, por la tercera ley de Newton las sobrecargas serán iguales a las reacciones del suelo. El procedimiento se apoya en el concepto de Zeeveart (Zazueta, J. 2013, cita a Zeeveart, L. 1980), valores de influencia en hundimientos del terreno de cimentación, con los cuales obtiene las deformaciones del suelo y al reemplazar estos valores con el método de rigideces inicial, le permite obtener las reacciones del suelo.

Jurado, C. (2012), quien investiga los efectos de la Interacción Suelo-Estructura en muros de contención indica que en el diseño de estructuras sometidas a terremotos o cargas dinámicas (maquinaria vibratoria o fuerzas de impacto), así también como estructuras importantes para la comunidad (presas, puentes, centrales nucleares) es obligatoria la consideración de la interacción suelo estructura, por ser estructuras dedicadas al mantenimiento de la ciudad. La consideración de la Interacción Suelo-Estructura en cimentaciones rígidas es despreciable, teniendo en cuenta que los resultados de una base empotrada son muy similares a considerar un análisis con este modelo en suelos rocosos. Sin embargo, en suelos blandos es de suma importancia realizar el cálculo con el fenómeno de la Interacción Suelo-Estructura debido a que sus diferencias son importantes.

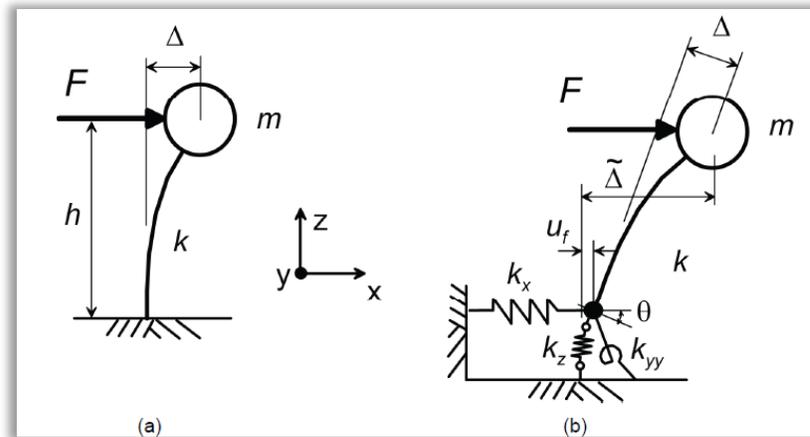
Borda, J. y Rodriguez, J. (2012), dedican su investigación al análisis sísmico en la ciudad de Cochabamba-Bolivia, donde existe una amenaza de sismos severos y donde los suelos son arcillosos y de baja capacidad portante.

Para su investigación realizan el análisis de la influencia de la Interacción Suelo-Estructura, donde la Norma Boliviana de Diseño Sísmico (NBDS-2006) recomienda incluir dicho análisis cuando el suelo presenta capacidad portante menor a 3 kg/cm<sup>2</sup>. Dentro de sus resultados se obtuvo que utilizando la metodología de ISE, se produjo una disminución de los periodos de vibración y un aumento en las frecuencias vibración. Así también pueden detectar que los momentos flectores en las columnas tienen una ligera disminución.

Díaz, D. (2012), de León-España, en su investigación de modelos sísmicos en las edificaciones hace una comparación entre los modelos: modelo con base rígida, modelo con coeficiente de balasto y el modelo de Interacción suelo-estructura según Barkan-Savinov. Los resultados de sus desplazamientos incrementaron con el modelo ISE en 17% y 19% en la dirección “x” e “y” respectivamente. Dichas modelaciones también fueron comparadas con la Norma Peruana E.030 “Diseño sismo-resistente” y la Norma de Construcción Sismoresistente Española NCSE020, dando como resultado que la Norma Española es más conservadora que la Norma Peruana.

Isidoro, C. (2016), en su investigación del fenómeno de Interacción suelo-estructura, para la Universidad Nacional Autónoma de México concluye al igual que otros investigadores que el análisis de este modelo en suelos flexibles amplifica los periodos de vibración respecto a un suelo rígido. En su investigación usa las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, 2004 (NTCDS-2004). Concluyendo con la importancia que tiene en la obtención de los periodos fundamentales, comportamiento viscoelástico del suelo, el amortiguamiento y la rigidez del suelo.

Figura 3. Modelos Estructurales (a) Modelo estructural con empotramiento en la base. (b) Modelo estructural con Interacción en la base

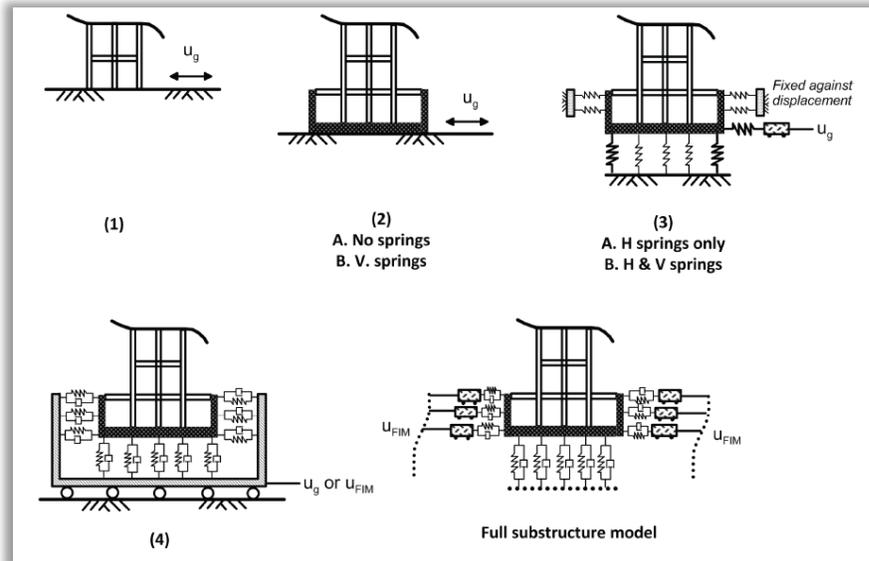


Fuente: NIST National Institute Standard and Technology

A lo largo de los años, se han desarrollado diversas metodologías y procedimientos de cálculo para la idealización de modelos matemáticos en el diseño estructural por investigadores de distintos países como: México, Rusia, Estados Unidos, Perú, etc.

Algunos de estos modelos estructurales son aplicables para condiciones especiales de una estructura (suelos rígidos o rocosos), otros son más completos y generalizados para cualquier tipo de condición (suelos flexibles y rocosos). Sin embargo, algunos enfoques podrían no ser recomendables cuando su complejidad aumenta y al comparar los resultados, éstos no influyen significativamente frente a uno más simplificado.

Figura 4. Enfoques de modelamiento para cimentaciones enterradas.



Fuente: NIST-National Institute Standard and Technology (2012)

## 2.2 Bases Teóricas

A continuación, se presentan las bases teóricas que dan lugar a esta investigación.

### 2.2.1 Análisis Estructural

Es el procedimiento realizado con el objetivo de determinar esfuerzos internos (cargas axiales, cortantes, torsionales y momentos en los elementos), deformaciones y tensiones. Dicho procedimiento es realizado mediante ecuaciones de resistencia de materiales como métodos matriciales de rigidez o método de elementos finitos. El análisis estructural es aplicado en estructuras isostáticas, hiperestáticas y dinámicas; usando métodos de cálculo con base científica para cuantificar los esfuerzos internos. (Hibbeler, R. 8va Ed., 2012)

Análisis de estructuras isostáticas:

- Método de los nodos.
- Método de elementos de fuerza cero

Análisis de estructuras isostáticas:

- Método matricial de rigidez.
- Teorema de Castigliano
- Teorema de los tres momentos
- Teorema de Mohr

Análisis de estructuras hiperestáticas:

- Análisis modal

### **2.2.2 Diseño Estructural**

Es aquel procedimiento para el cálculo del comportamiento de los materiales a seleccionar para resistir los esfuerzos calculados en un análisis estructural. La norma de diseño en concreto armado vigente en el Perú es NTE E.060 "Concreto Armado". El diseño estructural debe contemplar tres pilares importantes: Seguridad, Funcionalidad y Economía.

Un diseño estructural es seguro cuando se determina que en el escenario más crítico de solicitaciones de esfuerzos simultáneos la estructura no fallará abruptamente, sino que permitirá su evacuación y posible recuperación de la estructura.

Su funcionalidad está basada en que los elementos diseñados deben cumplir con su vida útil en funcionamiento total y que su uso no se vea limitado por fallas en la estructura.

En lo económico, un diseño estructural deberá contemplar el aprovechamiento de los recursos, asegurando así obtener el mayor de los resultados favorables con la menor cantidad de recursos posibles.

El diseño estructural se realiza, recomendablemente, idealizando modelos matemáticos de la estructura en cuestión. Cuyos métodos de diseño pueden ser elegidos a criterio del profesional y en base a las normas vigentes en el país.

### **2.2.3 Métodos de Diseño Estructural**

Para el diseño de los elementos con esfuerzos internos, existen los siguientes métodos entre otros:

- Método de cargas de Servicio o cargas de trabajo, donde se usan los esfuerzos totales actuando en la estructura sin factorar.
- Método de Resistencia o método de factores de carga, donde los esfuerzos son multiplicados por factores según normativa vigente de cada país.
- Métodos Probabilísticos, son aquellos esfuerzos determinados por la teoría de probabilidades.

### 2.2.4 Método de diseño en Norma NTE E-060 Concreto Armado

En el capítulo 9 de la Norma E-060, se indica que los elementos estructurales en todas sus secciones se utilizará el Diseño por Resistencia. Deberán darse Resistencia de Diseño ( $\phi R_n$ ) adecuadas, para lo cual se utilizarán factores de amplificación de cargas y factores de reducción de resistencia  $\phi$  “phi”, que por lo menos resulten iguales a la Resistencia Requerida ( $R_u$ ).

$$\phi R_n \geq R_u$$

### 2.2.5 Combinaciones de cargas

Para el diseño estructural de los elementos que componen una estructura, por el método de resistencia, el capítulo 9 de la Norma NTE E.060 “Concreto Armado”, del Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E.) determina las siguientes combinaciones de cargas factoradas:

- Combinación 1: 1.4 CM + 1.7 CV
- Combinación 2: 1.25 CM + 1.25 CV + 1 SX
- Combinación 3: 1.25 CM + 1.25 CV - 1 SX
- Combinación 4: 1.25 CM + 1.25 CV + 1 SY
- Combinación 5: 1.25 CM + 1.25 CV - 1 SY
- Combinación 6: 0.9 CM + 1 SX
- Combinación 7: 0.9 CM - 1 SX
- Combinación 8: 0.9 CM + 1 SY
- Combinación 9 0.9 CM - 1 SY

Donde las variables son: carga muerta (CM), carga viva (CV), cargas de sismo (SX y SY). Los resultados máximos de cada combinación tendrán

que visualizarse en una combinación “ENVOLVENTE”, la cual muestra los resultados máximos de cada una de las combinaciones.

### **2.2.6 Interacción Suelo-Estructura**

Es un fenómeno que se da en las estructura de edificación cuando las propiedades del suelo influyen en el comportamiento dinámico de la estructura; alterando así sus desplazamientos, aceleraciones, periodos fundamentales y el resultado de los esfuerzos internos en los elementos que componen la estructura. Esta se debe a que el suelo tiene capacidad de amortiguamiento y absorbe la energía por solicitaciones sísmicas, entregando una menor cantidad de energía a la estructura. Es muy difícil representar en un modelo matemático, todas las condiciones del suelo que se involucran en este fenómeno. Sin embargo, profesionales de diversos países han realizado modelos dinámicos donde las propiedades del suelo serán añadidas al modelo matemático, teniendo así un resultado más cercano a la realidad.

Entre estos modelos de Interacción Suelo-Estructura se encuentran los que Villarreal, G. (2009) muestra en sus investigaciones, los cuales son los siguientes:

- Modelo dinámico de V.A. Ilichev
- Modelo dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov
- Modelo dinámico A.E. Sargsian y V.A. Ilichev
- Modelo dinámico de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

### **2.2.7 Modelo dinámico de la Norma Rusa SNIP 2.02-05-87**

Es un modelo de Interacción Suelo-Estructura vigente que se aplica en la normativa de dicho país, donde se consideran 6 grados de libertad en la

cimentación. Donde cada uno de los grados de libertad tendrán una interacción con el suelo, denotando así las reacciones del suelo por amortiguamiento y rigidez.

Para el cálculo del coeficiente de rigidez de compresión elástica uniforme  $K_z$  (Tn/m); desplazamiento elástico uniforme  $K_x$  (Tn/m); compresión elástica no uniforme  $K_\varphi$  (Tn/m); y desplazamiento elástico no uniforme  $K_\psi$  (Tn/m), se tienen las fórmulas de dicho modelo matemático:

$$K_z = C_z A$$

$$K_x = C_x A$$

$$K_\varphi = C_\varphi I_\varphi$$

$$K_\psi = C_\psi I_\psi$$

Donde:

- A: área de la base de la cimentación (m<sup>2</sup>).
- $I_\varphi$ : momento de inercia (m<sup>4</sup>) del área de la base de la cimentación respecto al eje horizontal, que pasa por el centro de gravedad perpendicular al plano de vibración.
- $I_\psi$ : momento de inercia (m<sup>4</sup>) del área de la base de la cimentación respecto al eje vertical, que pasa por el centro de gravedad de la cimentación (momento polar de inercia).
- $C_z$ : Coeficiente de compresión elástica uniforme (Tn/m<sup>3</sup>) el cual se determina por ensayos experimentales o por fórmula :

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

- $b_0$ : coeficiente (m-1) asumido para suelos arenosos igual a 1 para arenas arcillosas 1,2; para arcillas, cascajos, gravas, cantos rodados, arenas densas igual a 1,5.

- E: módulo de deformación del suelo en la base de la cimentación, el cual puede ser determinado por tablas o por ensayo experimentales del suelo.

- $A_{10}$ : 10 m<sup>2</sup>.

Además, del coeficiente de compresión elástica uniforme  $C_z$ , se puede determinar:

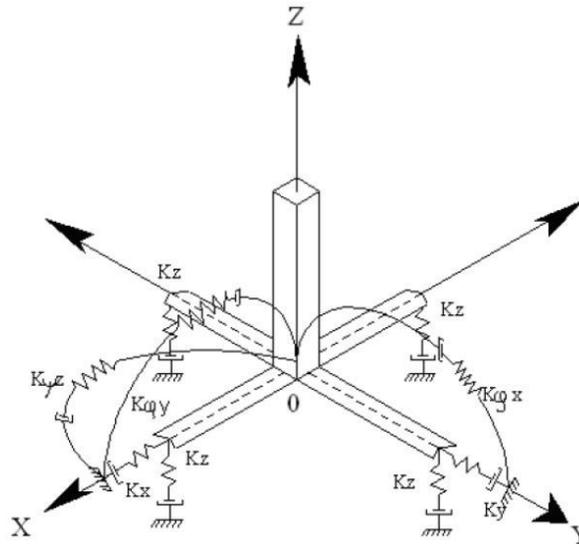
$$C_x = 0,7C_z$$

$$C_\varphi = 2C_z$$

$$C_\psi = C_z$$

- $C_x$ : coeficientes de desplazamiento elástico uniforme (Tn/m<sup>3</sup>).
- $C_\varphi$ : compresión elástica no uniforme (Tn/m<sup>3</sup>).
- $C_\psi$ : desplazamiento elástico no uniforme (Tn/m<sup>3</sup>).

Figura 5. Esquema espacial de cálculo de la cimentación con Interacción Suelo-Estructura de zapata aislada.

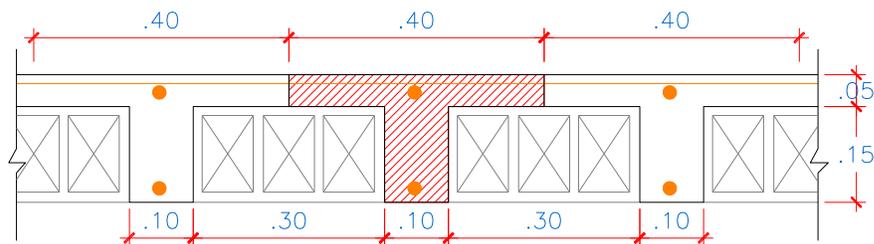


Fuente: Vilarreal, G. (2009). "INTERACCION SISMICA SUELOESTRUCTURA EN EDIFICACIONES CON ZAPATAS AISLADAS"

### 2.2.8 Diseño de Losas Aligeradas

Las losas aligeradas están compuestas por ladrillos huecos, viguetas y una losa de  $e=5$  cm. En el diseño de concreto armado, se evaluará el comportamiento las viguetas que actúan como una viga T. La distancia entre ejes centroidales entre viguetas es de 0.40 m.

Figura 6. Conceptualización de vigueta como Viga "T", detalle de refuerzo de acero



Fuente: Elaborado por el autor

La carga viva (CV) será repartida sobre el área resultante entre el ancho del ala (B) y la longitud total (L) de la vigueta ( $A_{\text{apoyo}} = B \times L$ ). Esta carga distribuida uniformemente sobre la vigueta, someterá a esfuerzos de flexión al elemento por lo que tendrá refuerzo de acero positivo y negativo según el análisis. El momento nominal con factor de reducción ( $\phi M_n$ ) debe ser por lo menos igual al Momento Requerido ( $M_u$ ):

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

Donde  $\phi M_n$  es igual a:

$$\phi M_n = \phi \left[ A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \right]$$

Donde:

- $A_s$ : Área de acero requerido
- $f_y$ : Resistencia de fluencia del acero
- $d$ : Peralte efectivo de la viga
- $a$ : altura en bloq de esfuerzo en compresión equivalente

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b}$$

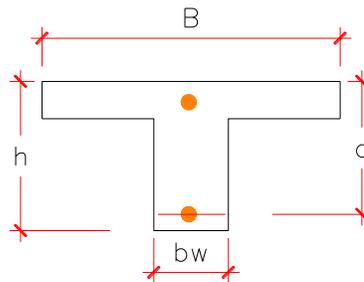
- $b$ : Ancho de la viga
- $f'_c$ : Resistencia de compresión del concreto
- $d$ : Peralte efectivo de la viga
- $\phi = 0.90$  (Vigas y losas: flexión)

La viga T de una losa aligerada no tiene refuerzo cortante por su composición definida, por lo que deberá diseñarse de modo que el concreto sea el que resista todo el esfuerzo cortante. La comprobación a realizarse deberá ser:

$$\phi V_c = \phi * 0.53\sqrt{F'_c} * bw * d = 1.12 \text{ tn}$$

- bw: Ancho del alma de la viga T
- $\phi=0.85$  (Vigas: cortante y torsión)

Figura 7. Dimensiones Viga T – Vigueta de Losa aligeada



Fuente: Elaborado por el autor

### 2.2.9 Diseño de Vigas

El diseño estructural de las vigas de concreto es dado por el análisis de los momentos flectores y esfuerzos cortantes. Las fórmulas de parten del mismo concepto del método de resistencia.

El momento nominal con factor de reducción ( $\phi M_n$ ) debe ser por lo menos igual al Momento Requerido ( $M_u$ ):

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

Donde  $\phi M_n$  es igual a:

$$\phi M_n = \phi \left[ A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \right]$$

El esfuerzo cortante nominal con factor de reducción ( $\phi V_n$ ) debe ser por lo menos igual al Cortante Requerido ( $V_u$ ):

$$\phi V_n \geq V_u$$

- $\phi=0.85$  (Vigas: cortante y torsión)

Donde el Cortante Nominal ( $V_n$ ) es igual a la suma Cortante nominal proporcionado por el concreto ( $V_c$ ) y el Cortante nominal proporcionado por el refuerzo de hacer ( $V_s$ ):

$$V_n = V_c + V_s$$

Para determinar el Cortante nominal proporcionado por el concreto ( $V_c$ ):

$$V_c = 0,53 \sqrt{f'_c} b w d$$

Donde:

- $bw$ : Ancho del alma de la viga
- $f'_c$ : Resistencia de compresión del concreto
- $d$ : Peralte efectivo de la viga

Para determinar el Cortante nominal proporcionado por el refuerzo ( $V_s$ ):

$$V_s = \frac{A_v f_y t d}{s}$$

- $A_v$ : Área de acero del refuerzo de cortante.
- $f_y t$ : Resistencia de fluencia del refuerzo transversal.
- $d$ : Peralte efectivo de la viga

- s: separación entre refuerzos de cortante.

Los parámetros para cumplir con cuantías de acero ( $\rho$ ) mínimo y máximo son:

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b$$

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y}$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,8 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y}$$

- $\rho_b$ : Cuantía balanceada.

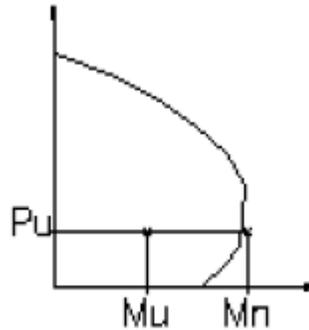
### 2.2.10 Diseño de Columnas

Para el diseño de columnas, la cuantía mínima de acero, según la Norma NTE E.060 “Concreto Armado”, deberá ser 1%; y la cuantía máxima 6% para zonas sísmicas. Además, los esfuerzos máximos de Carga Axial requerida ( $P_u$ ) y Momento flector requerido ( $M_u$ ) situarse dentro de los límites del diagrama de interacción de la sección de la columna analizada, el cual está graficado mediante pares de  $P_u'$  y  $M_u'$  que lleven a la columna al colapso o falla.

$$\rho_{\min} = 1\%$$

$$\rho_{\max} = 6\%$$

Figura 8. Diagrama de interacción.



Fuente: NTE E.060 "Concreto Armado", capítulo 21 Disposiciones especiales para el Diseño Sísmico (p.172)

La Carga Axial nominal para la sección multiplicada por el coeficiente de reducción ( $\phi P_n$ ), deberá ser mayor o igual a la Carga Axial requerida ( $P_u$ ), según la siguiente ecuación:

$$\phi P_n \geq P_u$$

Además:

$$\phi P_n = \phi(0.85 \times f'_c \times A_g + A_s \times f_y)$$

Donde:

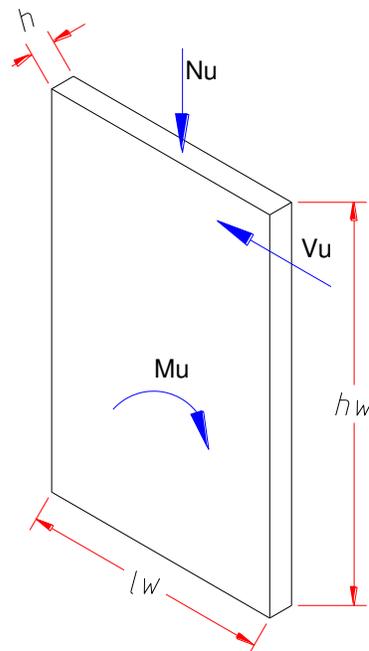
- $A_g$ : Área de la sección de la columna ( $b \times h$ )
- $\phi=0.70$  (Para columnas con estribos)
- $\phi=0.75$  (Para columnas con zunchos)

Las cargas axiales últimas, momentos flectores últimos y fuerzas cortantes últimas se obtendrán con ayuda del software Etabs CSI, el cual será nuestra herramienta para la obtención de datos que usaremos en nuestro diseño estructural.

### 2.2.11 Diseño de Muros Estructurales (Placas)

El sistema de muros estructurales es aplicado en la mayoría de las edificaciones en zonas sísmicas, brindando rigidez y controlando los desplazamientos máximos. Se determina su ubicación teniendo en cuenta la simetría estructural para evitar los efectos de torsión en planta. El análisis de estos elementos se determina con los esfuerzos máximos de Carga Axial requerida ( $N_u$ ), Fuerza Cortante requerida ( $V_u$ ) y Momento flector requerido ( $M_u$ ), donde también deberán situarse dentro de los límites del diagrama de interacción de la sección del elemento analizado. El muro estructural tiene dos comprobaciones de diseño: por flexo-compresión y por corte.

Figura 9. Dimensiones del muro estructural



Fuente: Elaborado por el autor.

Las cuantías mínimas por corte, cuantía de acero horizontal ( $\rho_h$ ) y cuantía de acero vertical ( $\rho_v$ ), se determinan usando la cortantes que resiste el concreto ( $\phi V_c$ ):

$$V_c = 0,53 \sqrt{f_c} b w d ; \text{ siendo } d=0.85 l w$$

Caso 1. Si:  $V_u \leq \phi V_c / 2$

$$\rho_{\min} \begin{cases} \rho_h = 0.0020 \\ \rho_v = 0.0012 \end{cases}$$

Caso 2. Si:  $\phi V_c / 2 \leq V_u \leq \phi V_c$

$$\rho_{\min} \begin{cases} \rho_h = 0.0025 \\ \rho_v = 0.0015 \end{cases}$$

Caso 3. Si:  $\phi V_c / 2 \leq V_u \leq \phi V_c$

$$A_s h = \frac{(V_u - \phi V_c) \times S_n}{\phi \times f_y \times d} ; \quad S_n \begin{cases} l w / 5 \\ 3 h \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

Donde “Sn” es la separación entre estribos; además,  $d=0.85 l w$ . Por lo tanto la cuantía horizontal ( $\rho_h$ ) deberá cumplir:

$$\rho_h = \frac{A_s h}{S_h \times h} \geq 0.0025$$

- $\phi=0.85$  (Cortante y torsión)

Y la cuantía vertical ( $\rho_v$ ) deberá cumplir las siguientes condiciones:

$$\rho_v = \frac{A_s v}{h \times l w}$$

$$\rho_v \geq \begin{cases} * 0.0025 + 0.50 \left[ 2.5 - \frac{h w}{l w} \right] (\rho_h - 0.0025) \\ * 0.0025 \end{cases}$$

Las cargas axiales últimas, momentos flectores últimos y fuerzas cortantes últimas se obtendrán con ayuda del software Etabs CSI, el cual será nuestra herramienta para la obtención de datos que usaremos en nuestro diseño estructural.

### **2.2.12 Diseño de Zapatas y Vigas de Cimentación**

La función de las cimentaciones es transferir las presiones por cargas vivas y muertas de una edificación según la capacidad portante del suelo, las cimentaciones se pueden clasificar en: superficiales y profundas.

Cimentaciones superficiales, son aquellas que se apoyan en el estrato que las rodea y cuya profundidad hasta el punto de apoyo no es significativa. Entre las cimentaciones superficiales conocidas tenemos: zapatas aisladas, zapatas conectadas, zapatas combinadas, cimentación corrida y plateas de cimentación.

Cimentaciones profundas, son aquellas que tienen que llegar hasta un estrato profundo para poder apoyarse en suelo rígido y/o compensar los esfuerzos verticales con la fricción producidas entre el elemento y el suelo. Entre ellas se encuentran los pilotes que pueden ser de madera, concreto y acero.

Las cargas axiales últimas, momentos flectores últimos y fuerzas cortantes últimas se obtendrán con ayuda del software Safe CSI, el cual será nuestra herramienta para la obtención de datos que usaremos en nuestro diseño estructural.

## **2.3 Definición de términos básicos**

De los términos que se utilizan en la presente tesis, se presentan las definiciones de los más utilizados según el contexto en el que se presentan.

### **2.3.1 Cuantía de acero balanceada**

La cuantía, es la razón del área de acero dividida entre el área de concreto de la sección analizada. Una cuantía balanceada ( $\rho_b$ ) corresponde al área de acero única que genera una falla simultánea entre el concreto y el acero en la sección analizada. En el diseño de concreto armado, siempre se diseña el área de acero de refuerzo a tracción menor al área de acero de la cuantía balanceada, esto se denomina como cuantía máxima ( $\rho_{m\acute{a}x}$ ). Así también se tiene en cuenta la cuantía mínima ( $\rho_{m\acute{i}n}$ ), que es aquella que determina que el acero no falle mucho antes de la capacidad máxima de la sección.

### **2.3.2 Interacción suelo-estructura**

Es un fenómeno que se produce con el contacto entre la base de la estructura y el suelo de fundación, que ante solicitaciones sísmicas y condiciones de suelos blandos, tienen resultados significativos a considerar en un análisis estructural. Según Villareal, G. estos efectos pueden ser calculados con modelos dinámicos de reconocidos científicos en la materia, como lo son: los modelos dinámicos de V.A. Ilichev, D.D. Barkan – O.A. Savinov, A.E. Sargsian el modelo dinámico de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87.

### **2.3.3 Rigidez del suelo de fundación**

Es la propiedad mecánica del suelo de resistir y amortiguar esfuerzos de compresión y desplazamiento, en condiciones elásticas uniformes y no uniformes.

### **2.3.4 Distorsión de la estructura**

Es la respuesta de la estructura ante fuerzas laterales (idealización de fuerzas sísmicas) que se determina con la relación entre el desplazamiento neto entre los entrepisos, dividido entre la altura de entrepisos, y multiplicado por  $0.75 \cdot R$  (factor de reducción), según NTE E.030 Diseño sismo resistente.

### **2.3.5 Irregularidad estructural**

Se dice que una estructura es irregular cuando no cumple con los parámetros de continuidad en planta ( $I_p$ ) y en altura ( $I_a$ ) según lo especificado en la Norma E.030, en las tablas N°8 y N°9. (Ver Anexo 5 y 6). Estos factores influyen directamente en el coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas ( $R$ ).

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

### **2.3.6 Modal Espectral**

Un análisis modal corresponde a un análisis dinámico de una estructura, con el cual se determinan desplazamientos, velocidades y aceleraciones. Este análisis se realizará a partir de brindarle a la estructura

una aceleración espectral ( $S_a$ ) definida en la norma NTE E.030 Diseño Sismo-resistente como:

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

Donde los factores correspondientes son: zonificación (Z), importancia de la edificación (U), tipo de suelo (S), y factor de amplificación sísmica (C), factor de reducción de fuerzas sísmica (R) y la gravedad (g).

### **2.3.7 Envolvente**

En un análisis estructural, una combinación envolvente es aquella que expresa los resultados máximos y mínimos de forma simultánea, de las diferentes combinaciones de cargas factoradas según las Normas E.060 “Concreto Armado” y E.020 “Cargas”. La combinación envolvente será entonces, una combinación de todas las combinaciones que se planteen en un diseño estructural, con la cual se diseñarán los elementos estructurales por resistencia última.

### **2.3.8 Modelo Estructural**

Es la idealización de la representación matemática de la estructura para realizar el análisis de esfuerzos mediante metodologías de mecánica de materiales y elementos finitos. Actualmente existen herramientas que facilitan el trabajo de modelación y obtención de resultados al instante. Según la Norma E.030 “Diseño sismo-resistente”, el modelo matemático deberá incluir todos los posibles efectos a los que estará sometida la estructura, quedando a criterio del diseñador incluir la flexibilidad en la base de fundación.

## CAPÍTULO III METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

### 3.1 Hipótesis General

Con el modelo de Interacción Suelo-Estructura se optimiza el Diseño Estructural de un edificio en suelos blandos.

### 3.2 Hipótesis secundarias

- Se determina que las **propiedades del suelo** influyen en la disminución entre 10% a 20% de la magnitud de cortante basal del diseño estructural de un edificio multifamiliar en suelos blandos con interacción suelo-estructura en Lurín – Lima.
  
- Se determina que el **desplazamiento de la estructura** se incrementa entre 15% a 30% para el diseño estructural de un edificio multifamiliar en suelos blandos con interacción suelo-estructura en Lurín – Lima.
  
- Se determina los **esfuerzos internos de los elementos estructurales** representan una disminución entre 10% a 20% las cuantías de acero para

diseñar la estructura óptima de un edificio multifamiliar en suelos blandos con interacción suelo-estructura en Lurín – Lima.

### **3.3 Variable**

Las variables son aquellas características de la investigación la cual puede medirse o cuantificarse.

#### **3.3.1 Variable independiente**

La variable independiente para la presente investigación es el modelo de Interacción suelo-estructura con el que se hace el diseño, para la investigación de la influencia de la interacción suelo-estructura se utilizó el modelo de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

#### **3.3.2 Variable dependiente**

La variable dependiente en este caso es el diseño estructural, que de acuerdo con los resultados que se obtienen en el análisis estructural se determina el refuerzo en todos los elementos.

### **3.4 Tipo de Investigación**

La investigación es del tipo **aplicada**, busca resolver y cuantificar el esfuerzo sísmico más cercano a la realidad usando el modelo de Interacción Suelo-Estructura de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87.

Tiene un enfoque cuantitativo, la investigación busca determinar los valores de rigidez y amortiguamiento propios del suelo en interacción con la estructura apoyada. Al obtener dichos valores e incluirlos en el modelo de

análisis estructural en el software, los parámetros a comparar son numéricos: los desplazamientos máximos o derivas, los periodos de vibración y los esfuerzos resultantes (cortantes y momentos) en los elementos estructurales.

### 3.5 Nivel de investigación

El nivel de la investigación es **descriptivo**, porque el análisis donde se incluye el modelo de interacción suelo-estructura (variable independiente) nos brinda resultados de un fenómeno no considerado en un análisis tradicional vigente en la Norma de diseño sísmico, por lo cual con la presente investigación se da a conocer los efectos que se manifiestan en un cálculo estructural con dicho modelo.

### 3.6 Diseño de la investigación

El diseño de la investigación es **descriptivo** porque se analizarán los fenómenos que afectan la estructura en suelos blandos y como éstos se manifiestan, para así poder identificar y minimizar aquellos que desfavorezcan el diseño.

En los suelos blandos, la estructura podría desplazarse si es que sus apoyos no se han ubicado en suelos profundos, donde su capacidad portante es mayor. Para esto se tiene que conocer a qué nivel se encuentran los suelos portantes, así como los niveles de la napa freática para identificar el proceso constructivo que se realizará.

Según Arias, F. (2012), el propósito es **experimental** porque para ello, la variable independiente (modelo de interacción suelo-estructura), en el primer caso de la investigación (diseño con base rígida) estará ausente, pero en el segundo caso (diseño con el modelo de interacción suelo-estructura) se

tomarán en cuenta sus aportes en los resultados. Por lo tanto, se puede realizar un diseño estructural sin usar la metodología de Interacción suelo-estructural, pero cuando los suelos son del tipo blando, el uso de esta metodología tiene resultados considerables que merecen investigarse.

Según la cronología de las observaciones, es **prospectivo** ya que se recogen los datos de un terreno y un tipo de suelos en sus condiciones actuales, y el diseño de la estructura se basa en los datos del estudio de suelos actual. La normativa es la NTE E.030 vigente en el Perú al presente año. La metodología a implementar está vigente actualmente en la normativa Rusa SNIP 2.02.05-87.

Según el número de mediciones, es **transversal** porque las mediciones se realizan en varios puntos, aquellos puntos están definidos por el estudio de suelos mediante calicatas. Para el diseño, se hace usando los datos del suelo más crítico. El diseño de la estructura también tendrá posibles valores de cantidades de acero y resistencias de concreto, de los cuales se analizará el más crítico.

### **3.7 Diseño Muestral**

#### **3.7.1. Población**

La población para esta investigación abarca el tipo de suelo de la zona, incluyendo los ubicados cerca al litoral del mar (también considerados como blandos), edificios multifamiliares en la costa.

### **3.7.2. Muestra**

Como muestra para la investigación se presenta un proyecto multifamiliar específico, con siete niveles y sin sótano. Se proyecta con cimentaciones superficiales, las cuales por recomendación del E.M.S. (Ver anexo) serán zapatas conectadas. Su estructura está configurada con muros estructurales (placas de concreto armado), losas aligeradas de entre piso, columnas y vigas de concreto armado.

### **3.8 Técnicas de investigación**

Para esta investigación, la característica principal del enfoque del modelo matemático es la participación del suelo como un elemento, con propiedades mecánicas influyentes en el comportamiento de la estructura en el instante de un sismo. Estas propiedades se obtienen con el E.M.S. y la teoría de ISE dinámica de aplicación de la Norma Rusa 2.02.05-87.

El diseño estructural se realiza en el software Etabs, al cual se alimenta de información obtenida mediante los cálculos en la teoría de interacción suelo-estructura.

Se usarán elementos tipo Springs o Resortes para simular las rigideces que brinda el tipo de suelo. En este caso, suelos blandos.

## **CAPÍTULO IV**

### **OPTIMIZACIÓN DE DISEÑO ESTRUCTURAL**

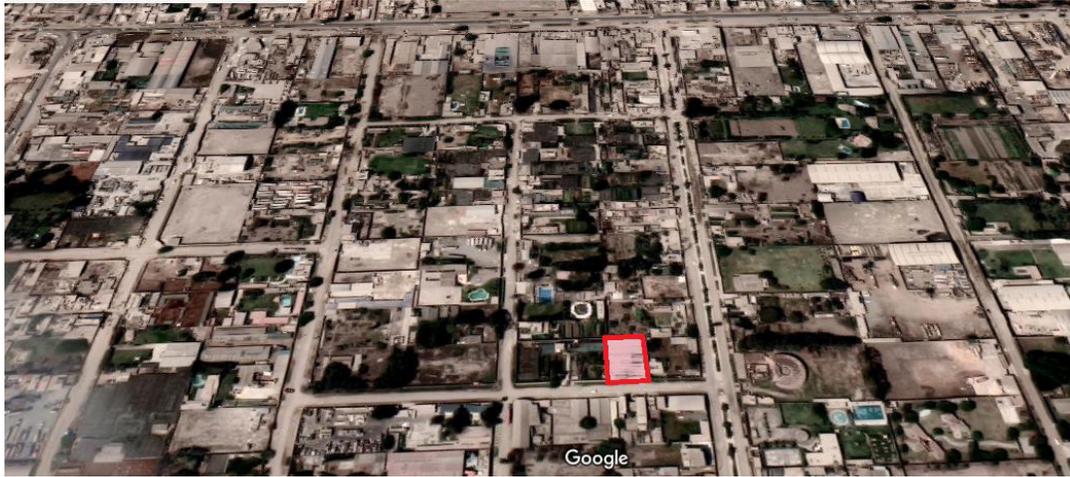
En el presente capítulo se realizará paso a paso la memoria de cálculo para el proyecto, demostrando así una optimización del diseño estructural aplicando el modelo de Interacción Suelo-Estructura de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87.

#### **4.1 Levantamiento de información del Proyecto**

La idea de un proyecto multifamiliar en Lurín se aterrizó al encontrar un terreno que se ubique en una zona cercana a colegios, centros comerciales, parques y autopistas que conecten con el centro de la ciudad. Además, de tener la posibilidad de realizar los estudios de mecánica de suelos con la autorización de los propietarios. El proyecto se encuentra ubicado en la Manzana Ñ, del Lote 8a, en la Urbanización Huertos de Lurín, distrito de Lurín, departamento de Lima.

El proyecto cuenta con un área total de terreno igual a 427.00 m<sup>2</sup>, área neta por nivel igual 279.86 m<sup>2</sup>. Y como son siete niveles similares, cuenta con un área techada igual a 1,959.02 m<sup>2</sup>

Figura 10. Ubicación del terreno en Lurín.



Fuente: Google Maps (2018)

Los materiales para el diseño de los elementos estructurales poseen las siguientes características:

Concreto:

- Resistencia a la compresión  $f'c$ : 210 Kg/cm<sup>2</sup>

Acero de refuerzo Grado 60:

- Resistencia a la fluencia  $f_y$ : 4200 Kg/cm<sup>2</sup>
- Módulo de elasticidad  $E_m$ : 32500 kg/cm<sup>2</sup>
- Módulo de corte  $G_m$ : 13000 kg/cm<sup>2</sup>
- Módulo de Poisson  $\nu$ : 0.25

## 4.2 Factores Sísmicos

El análisis del diseño sismo-resistente empieza considerando los factores correspondientes a zonificación (Z), importancia de la edificación (U), tipo de suelo (S), y factor de amplificación sísmica de acuerdo a los parámetros indicados en la Norma E.030 Diseño sismo-resistente.

En el capítulo 2 de la norma se definen los parámetros de los factores mencionados, a continuación, se presentan los resultados del análisis de estos factores:

Figura 11. Clasificación ZUCS del proyecto multifamiliar según NTE E.030.

CLASIFICACIÓN NTE E.030 -2016

<b>Z=</b>	0.45	Zona 4	<b>Lima</b>
<b>U=</b>	1.0	Edif. Común	<b>Viv. Multifamiliar</b>
<b>C=</b>	2.5		
<b>S=</b>	1.1	S3 - Zona 4	<b>Suelo Blando</b>

<b>R<sub>x</sub>=</b>	<b>6</b>
-----------------------	----------

<b>R<sub>y</sub> =</b>	<b>6</b>
------------------------	----------

Fuente: Elaborado por el autor.

El factor de coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R), se determina para cada dirección de desplazamiento de la estructura (Dirección X, Dirección Y) por lo que se evalúan los elementos estructurales para cada una.

Aquí se evalúan las irregularidades de la edificación, en caso contar con alguna se multiplicará por su factor correspondiente de la, I<sub>p</sub> de acuerdo con la Tabla N°8 y N°9 de la NTE. E.030 (Ver anexo 5 y 6).

Figura 12. Determinación de Irregularidades, según NTE E.030.

<b>IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN ALTURA</b>			
<b>Casos</b>	<b>DIR X-X</b>	<b>DIR Y-Y</b>	<b>Coefficiente R<sub>x,y</sub></b>
Irregularidad de Rigidez de Piso-Blando	No presenta	No presenta	1.00
Irregularidad de Resistencia-Piso Débil	No presenta	No presenta	1.00
Irregularidad Extrema de Rigidez	No presenta	No presenta	1.00
Irregularidad Extrema de Resistencia	No presenta	No presenta	1.00
Irregularidad de Masa o Peso	No presenta	No presenta	1.00
Irregularidad Geométrica Vertical	No presenta	No presenta	1.00
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	No presenta	No presenta	1.00
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	No presenta	No presenta	1.00

<b>IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN ALTURA</b>			
<b>Casos</b>	<b>DIR X-X</b>	<b>DIR Y-Y</b>	<b>Coefficiente R<sub>x,y</sub></b>
Irregularidad Torsional	No presenta	No presenta	1.00
Irregularidad Torsional Extrema	No presenta	No presenta	1.00
Esquinas Entrantes	No presenta	No presenta	1.00
Discontinuidad del Diafragma	No presenta	No presenta	1.00
Sistemas no Paralelos	No presenta	No presenta	1.00

Fuente: Elaborado por el autor.

De estos resultados, el valor del factor de reducción de Fuerzas sísmicas (R), está dado por la siguiente fórmula:

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

Donde  $R_0$ , es el factor seleccionado por el sistema estructural que rige en la dirección del análisis. Para ambos casos, dirección X e Y, se componen de Muros Estructurales. Esto está especificado en la Tabla N°7 de la Norma NTE E.030 (Ver anexo 3, Sistemas Estructurales).

El periodo fundamental de vibración (T), se calcula con los siguientes datos:

Figura 13. Cálculo de periodo fundamental “T”, según NTE E.030.

<u>PERIODO FUNDAMENTAL (T)</u>		CASO 2a. (Pórticos con muros en ascensor y escaleras)
$T = \frac{h_n}{C_T}$	$h_n =$	19.60 m
	$C_T =$	45
	<b>T =</b>	<b>0.44</b>

Fuente: Elaborado por el autor.

El cálculo del factor de amplificación sísmica (C) se define en el acápite 2.5 del Capítulo 2, es factor representa la amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración del suelo.

Figura 14. Cálculo de factor de amplificación sísmica “C”, según NTE E.030.

FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA (C)

	$T < T_p$	$C = 2,5$
$T_p =$	$T_p < T < T_L$	$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$
$1.00$		
$T_L =$		
$1.60$	$T > T_L$	$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$
<b>T =</b>		
<b>0.44</b>		

1er caso  $T < T_p$

**C = 2.50**

Fuente: Elaborado por el autor.

Figura 15. Verificación de relación entre la amplificación sísmica “C” y el factor de reducción “R”, según NTE E.030.

<u>VERIFICACIÓN 4.5.2 NTE E0.30</u>		
$\frac{C}{R} \geq 0,125$	$C =$	2.5
	$R =$	6
	<b>C / R =</b>	<b>0.42</b>

Fuente: Elaborado por el autor.

### 4.3 Análisis Estático

En el análisis estático, es aquel que calcula sus fuerzas sísmicas en una distribución de la fuerza cortante basal aplicada a cada entrepiso. La fórmula para determinar la distribución de la fuerza sísmica lateral por entrepiso está determinada por:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

Donde  $\alpha_i$  se deduce con la fórmula:

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

Donde:

- $F_i$ : Fuerza sísmica horizontal por entrepiso para cada dirección.
- $V$ : Cortante basal.
- $\alpha_i$ : Coeficiente de repartición de la cortante basal.
- $P_{i,j}$ : Peso por entrepiso, de acuerdo al metrado de cargas.
- $h_{i,j}$ : Altura de entrepiso.
- Para  $T$  menor o igual a 0.5 segundos:  $k=1$
- Para  $T$  mayor a 0.5 segundos:  $k=(0.75 + 0.5T)$

Para el metrado de las cargas muertas de la estructura se tuvo en cuenta las siguientes especificaciones de los materiales:

- Peso de elementos de concreto armado : 2400 Kg/m<sup>3</sup>
- Peso de tabiquería móvil : 100 Kg/m<sup>2</sup>
- Peso de losa aligerada ( $h=.20$  m) : 300 Kg/m<sup>2</sup>
- Pesos acabados con mortero : 100 Kg/m<sup>2</sup>

Para el metrado de las cargas vivas de la estructura se tuvo en cuenta las siguientes especificaciones de los materiales:

- Sobrecarga viviendas : 200 Kg/m<sup>2</sup>
- Sobrecarga corredores y escaleras : 200 Kg/m<sup>2</sup>

Figura 16. Metrado de cargas, Peso del entrepiso “P”, y Fuerzas sísmicas “Fi”, en la dirección X-X.

		Vx= 398.200 tn								
N° de Piso	Diafragma	Masa	Gravedad	Pi	k	hi	(hi)^k	Pi*(hi)^k	Fi	
		[Tn.s2/m]	[m/s2]	[Tn]		[m]			[Tn]	
Story7	Rigido	22.812	9.810	223.782	1	19.60	19.60	4,386.127	82.722 tn	
Story6	Rigido	28.999	9.810	284.481	1	16.80	16.80	4,779.281	90.137 tn	
Story5	Rigido	28.999	9.810	284.481	1	14.00	14.00	3,982.734	75.114 tn	
Story4	Rigido	28.999	9.810	284.481	1	11.20	11.20	3,186.187	60.091 tn	
Story3	Rigido	28.999	9.810	284.481	1	8.40	8.40	2,389.640	45.068 tn	
Story2	Rigido	28.999	9.810	284.481	1	5.60	5.60	1,593.094	30.046 tn	
Story1	Rigido	28.999	9.810	284.481	1	2.80	2.80	796.547	15.023 tn	
				1,930.668				21,113.610		

Fuente: Elaborado por el autor.

Figura 17. Metrado de cargas, Peso del entrepiso “P”, y Fuerzas sísmicas “Fi”, en la dirección Y-Y.

		Vx= 398.200 tn								
N° de Piso	Diafragma	Masa	Gravedad	Pi	k	hi	(hi)^k	Pi*(hi)^k	Fi	
		[Tn.s2/m]	[m/s2]	[Tn]		[m]			[Tn]	
Story7	Rigido	22.812	9.810	223.782	1	19.60	19.60	4,386.127	82.722 tn	
Story6	Rigido	28.999	9.810	284.481	1	16.80	16.80	4,779.281	90.137 tn	
Story5	Rigido	28.999	9.810	284.481	1	14.00	14.00	3,982.734	75.114 tn	
Story4	Rigido	28.999	9.810	284.481	1	11.20	11.20	3,186.187	60.091 tn	
Story3	Rigido	28.999	9.810	284.481	1	8.40	8.40	2,389.640	45.068 tn	
Story2	Rigido	28.999	9.810	284.481	1	5.60	5.60	1,593.094	30.046 tn	
Story1	Rigido	28.999	9.810	284.481	1	2.80	2.80	796.547	15.023 tn	
				1,930.668				21,113.610		

Fuente: Elaborado por el autor.

A continuación, se presenta la asignación de las fuerzas sísmicas  $F_i$  en cada entrepiso mediante el software Etabs CSI, en las Figuras 18, 19 y 20 a continuación:

Figura 18. Asignación de fuerzas sísmicas por entrepiso “Fi” en Etabs CSI.

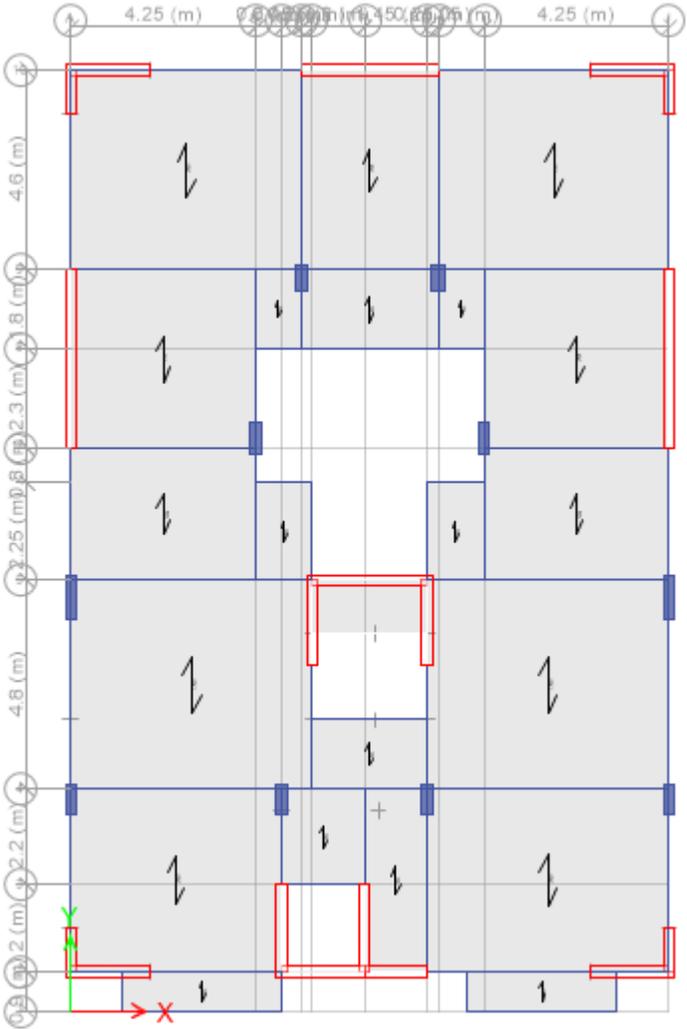
Load Set 1 of 1				
Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story7	D7	82.722	0	0
Story6	D6	90.137	0	0
Story5	D5	75.114	0	0
Story4	D4	60.091	0	0
Story3	D3	45.068	0	0
Story2	D2	30.046	0	0
Story1	D1	15.023	0	0

Load Set 1 of 1				
Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story7	D7	0	82.722	0
Story6	D6	0	90.137	0
Story5	D5	0	75.114	0
Story4	D4	0	60.091	0
Story3	D3	0	45.068	0
Story2	D2	0	30.046	0
Story1	D1	0	15.023	0

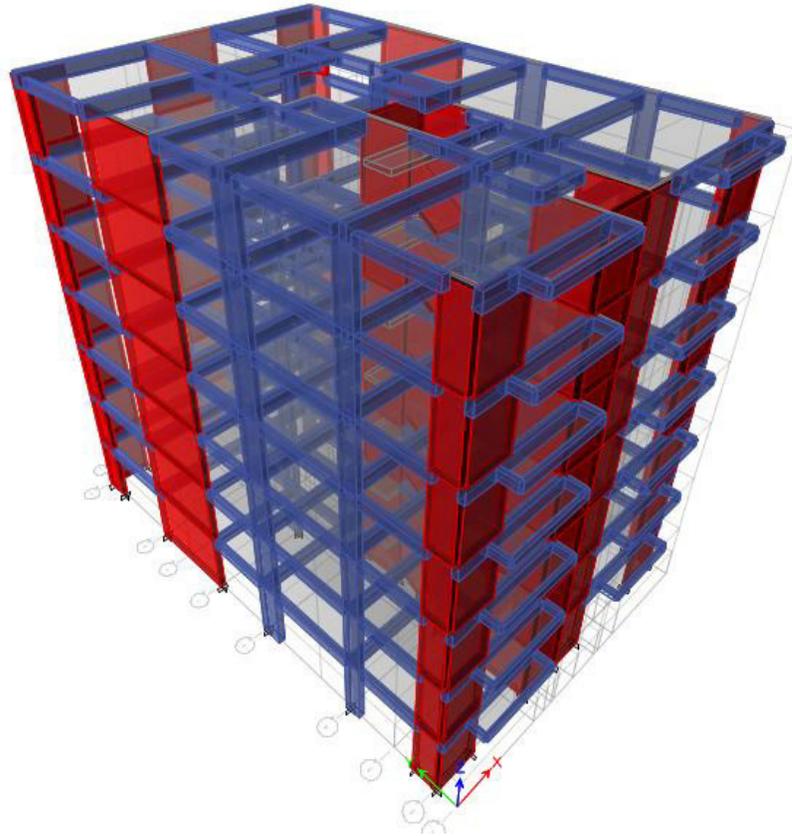
Fuente: Elaborado por el autor.

Figura 19. Modelo en software Etabs. Vista en planta nivel típico.



Fuente: Elaborado por el autor.

Figura 20. Modelo en software Etabs. Vista en 3D del edificio completo



Fuente: Elaborado por el autor.

#### 4.4 Análisis Dinámico

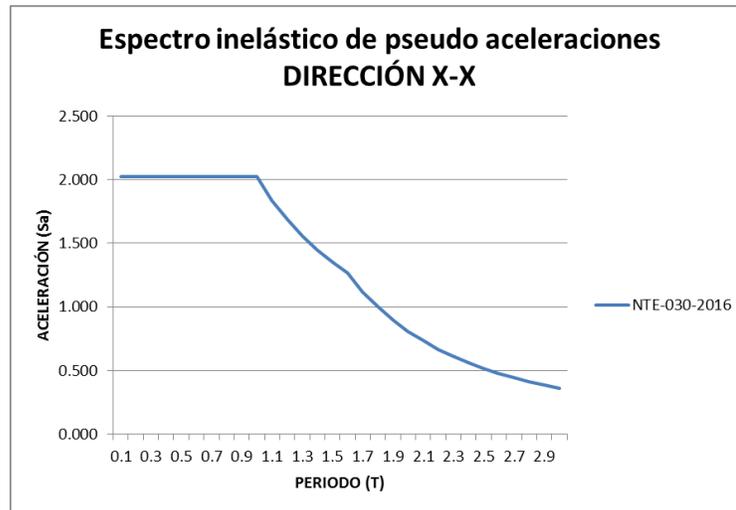
Para el análisis dinámico se analiza el modelo mediante un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones para cada una de las direcciones (x e y) definido por:

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

Donde la gravedad (g) es igual a 9.81 m/s<sup>2</sup>.

Se elabora el gráfico de la Aceleración Espectral ( $S_a$ ) y se ingresa en el software correspondiente para el análisis sísmico dinámico, según lo indicado en la Norma E.030 “Diseño Sismo-resistente”.

Figura 21. Curva de espectro de aceleraciones para el Análisis Dinámico. Dirección X-X



Fuente: Elaborado por el autor.

Figura 22. Curva de espectro de aceleraciones para el Análisis Dinámico. Dirección Y-Y



Fuente: Elaborado por el autor.

Los resultados del Análisis Sísmico Estático son un parámetro a considerar en el Análisis Sísmico Dinámico. Para ello, según el acápite 4.6.4 de la Norma NTE E.030, indica que la fuerza cortante mínima no podrá ser menor que el 80% del valor calculado en el Análisis Sísmico Estático en una estructura regular.

Por lo tanto, la siguiente expresión demuestra que se ha tomado en cuenta dicha comprobación:

Figura 23. Comprobación de cortante mínima Dinámico vs. Estático, según NTE E.030 “Diseño Sismo-Resistente”.

**COMPARATIVO CORTANTE BASAL: ESTÁTICO - DINÁMICO**

ANÁLISIS	CORTANTE ESTÁTICA Ve [Tn]	0.8 * Ve [Tn]	CORTANTE DINÁMICA Vd [Tn]	CONCLUSIÓN Vd > 0.8*Ve
Dirección X	398.201	318.561	468.2972	Cumple
Dirección Y	398.201	318.561	471.476	Cumple

Fuente: Elaborado por el autor.

Para la comprobación de cumplir con los límites de desplazamiento máximo se tiene la Tabla N°11, Límites de la distorsión de entrepiso (Ver anexo 7).

Figura 24. Resultados de distorsiones máximas – Modelo tradicional: Base Rígida, control según NTE E.030 Diseño Sismo Resistente.

Dirección	$\Delta/h$ (Drift)	0.75*R (Rx,y)	$\delta_{x,y}$ (deriva)	$\delta_x$ límite según E.030	Conclusión $\delta_{x,y} < \delta_x$ límite
X	0.001319	6	<b>0.00594</b>	0.007	Cumple
Y	0.001300	6	<b>0.00585</b>	0.007	Cumple

Fuente: Elaborado por el autor.

Según el análisis modal el periodo fundamental (T), después del análisis dinámico para la estructura en cada dirección es:

T<sub>x-x</sub>: 0.501 segundos

T<sub>y-y</sub>: 0.528 segundos

Figura 25. Resultados de periodos por cada Modo de vibración. Análisis Dinámico.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX
Modal	1	0.528	0.11	0.6056	0	0.11	0.6056	0	0.2773
Modal	2	0.501	0.5952	0.1042	0	0.7052	0.7098	0	0.0474
Modal	3	0.382	0.0174	0.0052	0	0.7226	0.715	0	0.0024
Modal	4	0.133	0.08	0.0845	0	0.8026	0.7995	0	0.1903
Modal	5	0.128	0.0797	0.0794	0	0.8823	0.879	0	0.1799
Modal	6	0.098	0.0064	0.0016	0	0.8887	0.8805	0	0.0035
Modal	7	0.06	0.0539	0.0058	0	0.9425	0.8863	0	0.0125
Modal	8	0.057	0.0049	0.0577	0	0.9474	0.9441	0	0.126
Modal	9	0.044	0.0015	0.0006	0	0.949	0.9446	0	0.0013
Modal	10	0.037	0.0274	0.0008	0	0.9764	0.9454	0	0.0022
Modal	11	0.034	0.0006	0.0296	0	0.977	0.975	0	0.0836
Modal	12	0.027	0.0014	0.0002	0	0.9783	0.9752	0	0.0005

Fuente: Elaboración propia.

#### 4.5 Modelo dinámico Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

El análisis estructural al que en la presente tesis se denomina tradicional, es el efectuado en concordancia de la Norma Técnica de Edificaciones E.030 Diseño Sismo Resistente (N.T.E. E.030), del Reglamento Nacional de edificaciones (R.N.E.). La norma menciona en el acápite 4.7.2 Modelos para el análisis, que el modelo matemático con flexibilidad en la base puede ser usado a criterio del profesional, lo cual no obliga a considerar sus efectos en el diseño sismo-resistente.

Para el diseño con la metodología de la Norma Rusa 2.02.05-87, la cual es descrita en los libros del PhD. Genner Villarreal, se realiza incluyendo al modelo el área de la zapata suponiendo un material infinitamente rígido.

Para que la zapata cumpla con la suposición de elemento completamente rígido en la modelación del Software Etbas, se le asignó un valor para el Módulo de Elasticidad de  $E= 9 \times 10^8 \text{ Tn/m}^2$ , solo para la modelación en el software.

Para el cálculo del modelo de interacción Suelo-Estructura se utilizan las fórmulas del modelo la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87:

$$K_z = C_z A$$

$$K_x = C_x A$$

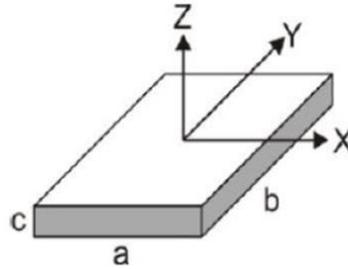
$$K_\varphi = C_\varphi I_\varphi$$

$$K_\psi = C_\psi I_\psi$$

Donde:

- $K_z$ : coeficiente de rigidez de compresión elástica uniforme (Tn/m)
- $K_x, K_y$ : desplazamiento elástico uniforme (Tn/m)
- $K_\varphi$ : compresión elástica no uniforme (Tn/m)
- $K_\psi$ : desplazamiento elástico no uniforme (Tn/m)

Figura 26. Ilustración de rotulado de lados de la zapata para el cálculo de rigidez.



Fuente: Interacción Sísmica Suelo-Estructura en zapatas aisladas (Villarreal, G. 2009; p.)

La ilustración muestra la conceptualización que tendrán las zapatas considerando los ejes como globales para todos los elementos. Donde se utilizan las siguientes fórmulas para el cálculo de masas traslacionales y rotacionales:

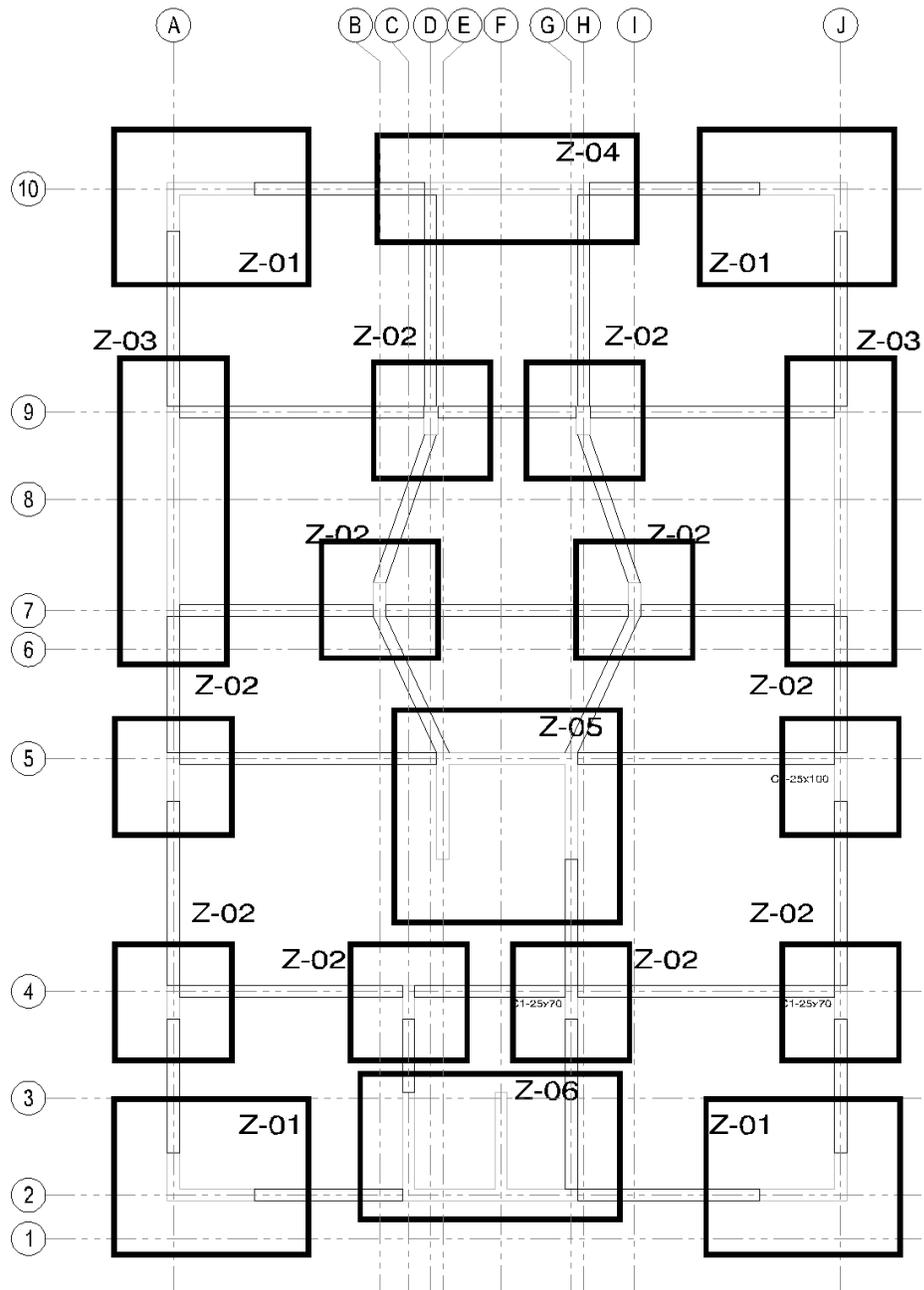
$$M_t = M_x = M_y = M_z = \frac{P_{zapata}}{g} = \frac{\gamma_c \cdot V_{zapata}}{g} = \frac{\gamma_c \cdot a \cdot b \cdot c}{g}$$

$$M_{\phi x'} = M_t d^2 + I_{mx} = M_t \left(\frac{c}{2}\right)^2 + \frac{M_t (b^2 + c^2)}{12}$$

$$M_{\phi y'} = M_t d^2 + I_{my} = M_t \left(\frac{c}{2}\right)^2 + \frac{M_t (a^2 + c^2)}{12}$$

$$M_{\psi z'} = I_{mz} = \frac{M_t (a^2 + b^2)}{12}$$

Figura 27. Distribución de la cimentación del proyecto



Fuente: Elaborado por el autor.

A continuación se muestran los valores de masas traslacionales y rotacionales calculadas para cada tipo de zapata de acuerdo a la figura N°27.

Figura 28. Masas de las zapatas del proyecto

Zapata	Ancho (a)	Largo (b)	Altura (c)	Mt [Tn.s <sup>2</sup> /m]	Mφx [Tn.s <sup>2</sup> /m]	Mφy [Tn.s <sup>2</sup> /m]	Mψz [Tn.s <sup>2</sup> /m]
Z-1	4.00 m	3.20 m	0.60 m	1.879	1.829	2.731	4.109
Z-2	2.40 m	2.40 m	0.60 m	0.846	0.507	0.507	0.812
Z-3	2.20 m	6.30 m	0.60 m	2.034	6.973	1.065	7.550
Z-4	5.35 m	2.20 m	0.60 m	1.728	0.904	4.328	4.818
Z-5	4.65 m	4.40 m	0.60 m	3.003	5.206	5.772	10.257
Z-6	4.35 m	3.00 m	0.60 m	1.916	1.667	3.251	4.457

Fuente: Elaborado por el autor.

Para el cálculo estructural, se realizó un Estudio de Mecánica de suelos para determinar las propiedades del terreno de cimentación e incluirlas en el análisis del modelo de Interacción Suelo-Estructura. Ver Anexo 8.

Figura 29. Cuadro conclusiones E.M.S. (Ver anexo 8).

Nivel de Desplante Df (*) (m)	Peso Unitario del Suelo Superficial γ <sub>2</sub> (Kg/m <sup>3</sup> )	Peso Unitario del Suelo Cimentación γ <sub>1</sub> (Kg/m <sup>3</sup> )	Angulo de Fricción φ (°)	Cohesión c (Kg/cm <sup>2</sup> )	Módulo de Poisson μ	Módulo de elasticidad E <sub>s</sub> (Tn/m <sup>2</sup> )
1.50	1390	1600	28	0.15	0.25	1330

Fuente: Estudio de Mecánica de Suelos en Lurín-Lima, elaborado por el autor.

- b<sub>0</sub>: coeficiente (m<sup>-1</sup>) asumido para suelos arenosos igual a 1, según el autor Phd. Genner Villarreal.
- E: 1,330 Tn/m<sup>2</sup>
- A<sub>10</sub>: 10 m<sup>2</sup>

Y con las siguientes expresiones obtenemos los datos de la Figura N°30.

$$C_z = b_0 E_s \left( 1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}} \right); \quad \begin{aligned} C_x &= C_y = 0,7 C_z \\ C_{\phi x} &= C_{\phi y} = 2 C_z \\ C_{\psi z} &= C_z \end{aligned}$$

Figura 30. Cálculo de los coeficientes de desplazamiento.

Zapata	Ancho (a)	Largo (b)	Área (A)	bo	Es [Tn/m <sup>2</sup> ]	A <sub>10</sub> [m <sup>2</sup> ]	Cz [Tn/m <sup>3</sup> ]	Cx = Cy [Tn/m <sup>3</sup> ]	Cφx = Cφy [Tn/m <sup>3</sup> ]	Cψz [Tn/m <sup>3</sup> ]
Z-1	4.00 m	3.20 m	12.80 m <sup>2</sup>	1.00	1,330	10.00	2,505.57	1,753.90	5,011.13	2,505.57
Z-2	2.40 m	2.40 m	5.76 m <sup>2</sup>	1.00	1,330	10.00	3,082.43	2,157.70	6,164.86	3,082.43
Z-3	2.20 m	6.30 m	13.86 m <sup>2</sup>	1.00	1,330	10.00	2,459.72	1,721.80	4,919.44	2,459.72
Z-4	5.35 m	2.20 m	11.77 m <sup>2</sup>	1.00	1,330	10.00	2,555.92	1,789.15	5,111.85	2,555.92
Z-5	4.65 m	4.40 m	20.46 m <sup>2</sup>	1.00	1,330	10.00	2,259.82	1,581.87	4,519.64	2,259.82
Z-6	4.35 m	3.00 m	13.05 m <sup>2</sup>	1.00	1,330	10.00	2,494.25	1,745.98	4,988.50	2,494.25

Fuente: Elaborado por el autor.

Donde, según el modelo dinámico Norma Rusa SNIP 2.02.05-87, se utilizan las siguientes fórmulas para el cálculo de coeficiente de rigidez del suelo y sus resultados son presentados en la figura N° 31:

$$\begin{aligned}
 K_x &= K_y = C_x A \\
 K_z &= C_z A \\
 K_{\phi x} &= C_{\phi x} I_x \\
 K_{\phi y} &= C_{\phi y} I_y \\
 K_{\psi z} &= C_{\psi z} I_z
 \end{aligned}$$

Figura 31. Resultados finales de los coeficientes de rigidez

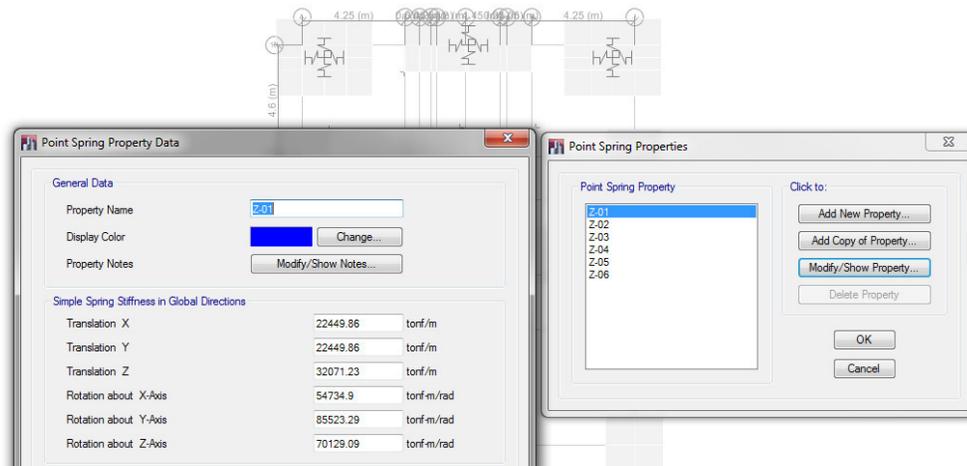
Zapata	Kx = Ky [Tn/m]	Kz [Tn/m]	Kφx [Tn/m]	Kφy [Tn/m]	Kψz [Tn/m]
Z-1	22,449.86	32,071.23	54,734.90	85,523.29	70,129.09
Z-2	12,428.35	17,754.79	17,044.60	17,044.60	17,044.60
Z-3	23,864.18	34,091.69	225,516.53	27,500.63	126,508.58
Z-4	21,058.25	30,083.22	24,267.13	143,509.50	83,888.31
Z-5	32,365.14	46,235.91	149,187.88	166,622.68	157,905.28
Z-6	22,784.98	32,549.97	48,824.95	102,654.46	75,739.71

Fuente: Elaborado por el autor.

Con los resultados obtenidos procedemos con la discretización de los elementos de cimentación en Etabs como parte del procedimiento de análisis del modelo.

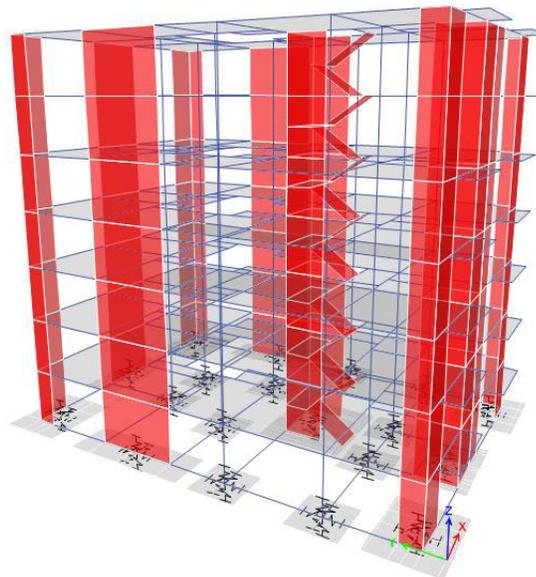


Figura 34. Asignación de elementos “Springs” en software Etabs.



Fuente: Elaborado por el autor.

Figura 35. Modelación 3D con los elementos del suelo asignados como resortes (Springs)



Fuente: Elaborado por el autor.

#### 4.6 Análisis de Interacción Suelo-Estructura

Por lo tanto, la siguiente expresión demuestra que se ha tomado en cuenta dicha comprobación:

Figura 36. Comprobación de cortante mínima Dinámico vs. Estático, según NTE E.030 “Diseño Sismo-Resistente”.

##### COMPARATIVO CORTANTE BASAL: ESTÁTICO - MODELO ISE

ANÁLISIS	CORTANTE ESTÁTICA Ve [Tn]	0.8 * Ve [Tn]	CORTANTE DINÁMICA Vd [Tn]	CONCLUSIÓN Vd > 0.8*Ve
Dirección X	398.201	318.561	370.8223	Cumple
Dirección Y	398.201	318.561	368.075	Cumple

Fuente: Elaborado por el autor.

Para la comprobación de cumplir con los límites de desplazamiento máximo se tiene la Tabla N°11, Límites de la distorsión de entrepiso (Ver anexo 7).

Figura 37. Resultados de distorsiones máximas – Modelo tradicional: Base Rígida, control según NTE E.030 Diseño Sismo Resistente.

Dirección	$\Delta/h$ (Drift)	$0.75^*R$ (Rx,y)	$\delta_{x,y}$ (deriva)	$\delta x$ máx según E.030	Obs.
X	0.0014840	6	<b>0.00668</b>	0.007	Cumple
Y	0.0014420	6	<b>0.00649</b>	0.007	Cumple

Fuente: Elaborado por el autor.

Según el análisis modal el periodo fundamental (T), después del análisis dinámico para la estructura en cada dirección es:

Tx-x: 0.668 segundos

Ty-y: 0.626 segundos

Figura 38. Resultados de periodos por cada Modo de vibración. Análisis Dinámico.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX
Modal	1	0.668	0.7466	0.0242	0	0.7466	0.0242	0	0.0078
Modal	2	0.626	0.0246	0.7395	0	0.7712	0.7638	0	0.226
Modal	3	0.436	0.0017	0.0016	0	0.773	0.7653	0	0.0003
Modal	4	0.159	0.0477	0.1385	0	0.8207	0.9038	0	0.4338
Modal	5	0.155	0.1323	0.0478	0	0.953	0.9516	0	0.1544
Modal	6	0.127	0.0027	0.0011	0	0.9557	0.9527	0	0.0041
Modal	7	0.076	0.022	0.0162	0	0.9777	0.9689	0	0.0529
Modal	8	0.075	0.0127	0.023	0	0.9904	0.9919	0	0.0767
Modal	9	0.06	0.0005	0.0002	0	0.9908	0.9921	0	0.0008
Modal	10	0.045	0.0061	0.0005	0	0.997	0.9925	0	0.0024
Modal	11	0.042	0.0003	0.0054	0	0.9973	0.998	0	0.0278
Modal	12	0.034	2.969E-05	2.08E-05	0	0.9973	0.998	0	0.0001

Fuente: Elaboración propia.

## 4.7 Comparación de resultados: modelo base rígida y modelo ISE

### 4.7.1 Resultados de Cortante Basal

Luego del análisis se obtuvo que la fuerza cortante basal tuvo una reducción de, 20.83% en la dirección X; así como de 21.94% en la dirección Y. Este fenómeno se esperaba debido al amortiguamiento lateral dado por los valores de rigidez  $K_x$  y  $K_y$  calculados anteriormente para el modelo dinámico Norma Rusa SNIP 2.02.05-87.

#### **CORTANTE BASAL- MODELO BASE RÍGIDA**

Dirección X: 468.365 tn

Dirección Y: 471.539 tn

#### **CORTANTE BASAL- MODELO INT. SUELO-ESTRUCTURA**

Dirección X 370.822 tn

Dirección Y 368.075 tn

#### 4.7.2 Resultado de Periodos Fundamentales

Los periodos fundamentales presentan un incremento en la comparación de ambos análisis. Esto debido a la flexibilidad participativa en el modelo matemático.

Análisis	Modo	Base Rígida	ISE
Modal	1	0.528	0.668
Modal	2	0.501	0.626
Modal	3	0.382	0.436
Modal	4	0.133	0.159
Modal	5	0.128	0.155
Modal	6	0.098	0.127
Modal	7	0.06	0.076
Modal	8	0.057	0.075
Modal	9	0.044	0.06
Modal	10	0.037	0.045
Modal	11	0.034	0.042
Modal	12	0.027	0.034

#### 4.7.3 Resultados de desplazamientos

Al modelar la flexibilidad lateral en la cimentación, los desplazamientos máximos de la estructura se incrementan como fenómeno de la Interacción Suelo-Estructura.

Dirección	0.75*R (Rx,y)	$\Delta/h$ (Drift)		$\delta_{x,y}$ (deriva)		% Incremento
		Base Rígida	ISE	Base Rígida	ISE	
X	6	0.00122	0.00148	0.00550	0.00668	21.45%
Y	6	0.00123	0.00144	0.00553	0.00649	17.36%

#### 4.7.4 Resultados del análisis de vigas

Las vigas de concreto armado, presentan una disminución de esfuerzos internos, a continuación, se presenta una comparación de los esfuerzos promedio de todas las vigas comparando el modelo de Base Rígida vs. modelo Interacción Suelo-Estructura.

	Esfuerzos de Vigas - Base Rígida		
	Mu - [Tn-m] Promedio	Mu + [Tn-m] Promedio	Vu [Tn] Promedio
1er nivel	9.97	6.85	9.77
2do nivel	13.25	9.40	11.52
3er nivel	14.76	10.76	12.43
4to nivel	15.08	11.05	13.21
5to nivel	14.55	10.63	12.86
6to nivel	13.80	9.86	12.30
7mo nivel	11.54	8.83	11.18

	Esfuerzos de Vigas - Interacción Suelo Estructura		
	Mu - [Tn-m] Promedio	Mu + [Tn-m] Promedio	Vu [Tn] Promedio
1er nivel	8.71	5.75	9.03
2do nivel	11.04	7.51	10.26
3er nivel	12.16	8.46	10.88
4to nivel	12.34	8.63	10.99
5to nivel	11.92	8.32	10.80
6to nivel	11.34	7.74	10.43
7mo nivel	9.59	7.23	9.70

Figura 39. Resultado de reducción de esfuerzos con el modelo Interacción Suelo- Estructura

	<b>Esfuerzos de Vigas - Porcentaje de reducción %</b>		
	<b>% Reducción Mu-</b>	<b>% Reducción Mu+</b>	<b>% Reducción Vu</b>
<b>1er nivel</b>	12.68%	16.07%	7.57%
<b>2do nivel</b>	16.66%	20.08%	10.95%
<b>3er nivel</b>	17.63%	21.42%	12.45%
<b>4to nivel</b>	18.16%	21.91%	16.75%
<b>5to nivel</b>	18.10%	21.71%	16.07%
<b>6to nivel</b>	17.88%	21.52%	15.16%
<b>7mo nivel</b>	16.94%	18.08%	13.19%
<b>Promedio</b>	<b>16.86%</b>	<b>20.11%</b>	<b>13.16%</b>

Fuente: Elaborado por el autor.

#### 4.7.5 Resultados del análisis de columnas

Las columnas, presentan también una disminución de esfuerzos internos, a continuación, se presenta una comparación de los esfuerzos promedio de todas las columnas comparando el modelo de Base Rígida vs. modelo Interacción Suelo-Estructura.

	<b>Esfuerzos de Columnas - Base Rígida</b>		
	<b>Pu [Tn] Promedio</b>	<b>Mu [Tn-m] Promedio</b>	<b>Vu [Tn] Promedio</b>
<b>C-01</b>	160.79	4.70	2.59
<b>C-02</b>	174.89	4.48	2.70
<b>C-03</b>	147.75	10.02	4.02

	<b>Esfuerzos de Columnas - Interacción Suelo Estructura</b>		
	<b>Pu [Tn] Promedio</b>	<b>Mu [Tn-m] Promedio</b>	<b>Vu [Tn] Promedio</b>
<b>C-01</b>	150.61	4.64	2.89
<b>C-02</b>	173.88	4.82	2.99
<b>C-03</b>	134.61	10.22	4.55

Figura 40. Resultado de variación de esfuerzos con el modelo Interacción Suelo- Estructura

	<b>Esfuerzos de Columnas - Porcentaje de reducción %</b>		
	<b>Pu [Tn] Promedio</b>	<b>Mu [Tn-m] Promedio</b>	<b>Vu [Tn] Promedio</b>
<b>C-01</b>	6.33%	1.26%	-11.86%
<b>C-02</b>	0.58%	-7.42%	-10.45%
<b>C-03</b>	8.89%	-2.00%	-13.25%
<b>Promedio</b>	<b>5.27%</b>	<b>-2.72%</b>	<b>-11.86%</b>

Fuente: Elaborado por el autor.

#### 4.7.6 Resultados del análisis de muros estructurales

Las placas o Muros Estructurales, presentan también una variación de esfuerzos internos, a continuación se presenta una comparación de los esfuerzos promedio de todas los muros estructurales comparando el modelo de Base Rígida vs. modelo Interacción Suelo-Estructura.

	<b>Esfuerzos de Muros Est. - Base Rígida</b>		
	<b>Pu [Tn] Promedio</b>	<b>Mu [Tn-m] Promedio</b>	<b>Vu [Tn] Promedio</b>
<b>P-01</b>	191.00	269.68	48.30
<b>P-02</b>	197.70	105.65	24.89
<b>P-03</b>	219.20	455.94	56.93
<b>P-04</b>	393.90	759.75	89.86
<b>P-05</b>	358.00	668.75	91.53

	<b>Esfuerzos de Muros Estructurales - Interacción Suelo Estructura</b>		
	<b>Pu [Tn] Promedio</b>	<b>Mu [Tn-m] Promedio</b>	<b>Vu [Tn] Promedio</b>
<b>P-01</b>	186.00	195.35	36.30
<b>P-02</b>	176.50	105.65	24.89
<b>P-03</b>	216.73	396.82	62.18
<b>P-04</b>	375.19	534.96	59.43
<b>P-05</b>	320.23	529.60	71.91

Figura 41. Resultado de variación de esfuerzos con el modelo Interacción Suelo- Estructura

	Esfuerzos de Muros Estructurales - Porcentaje de reducción %		
	Pu [Tn] Promedio	Mu [Tn-m] Promedio	Vu [Tn] Promedio
<b>P-01</b>	2.62%	27.56%	24.84%
<b>P-02</b>	10.72%	0.00%	0.00%
<b>P-03</b>	1.13%	12.97%	-9.23%
<b>P-04</b>	4.75%	29.59%	33.87%
<b>P-05</b>	10.55%	20.81%	21.44%
<b>Promedio</b>	<b>5.95%</b>	<b>18.18%</b>	<b>14.18%</b>

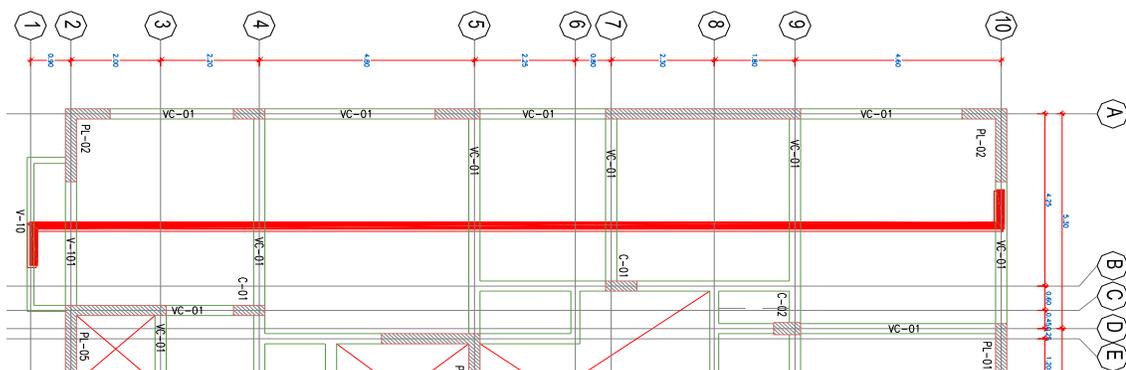
Fuente: Elaborado por el autor.

## 4.8 Diseño de los elementos estructurales

### 4.8.1 Diseño de Losas Aligeradas

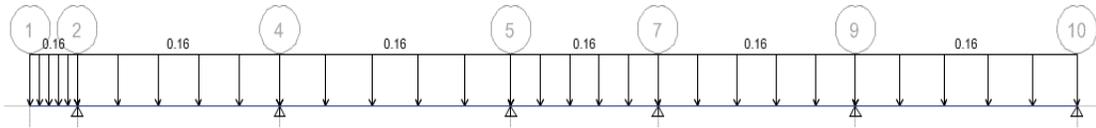
El diseño estructural de las losas aligeradas no se verá afectado en la condición de la Interacción Suelo-Estructura debido a que los esfuerzos de sismo no tienen valores significativos en las viguetas. Por lo tanto se procederá con el diseño estructural según la Norma E.060 “Concreto Armado”, se mostrará el diseño del paño más crítico:

Figura 42. Paño más crítico en planta de techos.



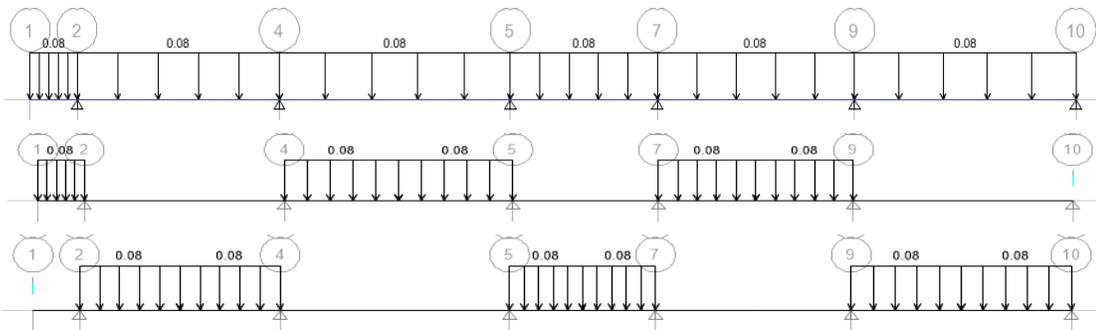
Fuente: Elaboración propia

Figura 43. Asignación de cargas muertas a losa aligerada (viga T)



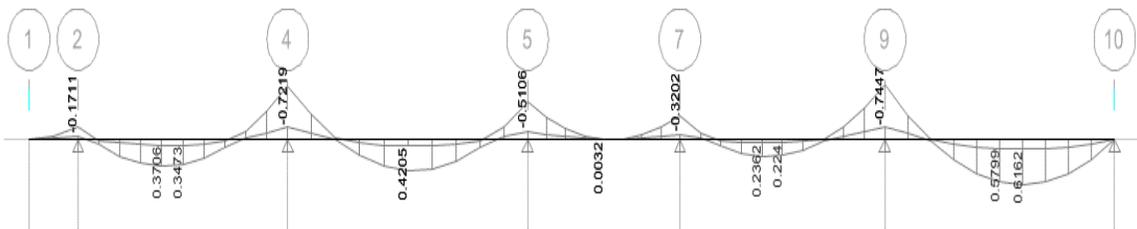
Fuente: Elaboración propia

Figura 44. Asignación de cargas vivas a losa aligerada (viga T), con dameros



Fuente: Elaboración propia

Figura 45. Momentos flectores resultantes en losa aligerada:



Fuente: Elaboración propia

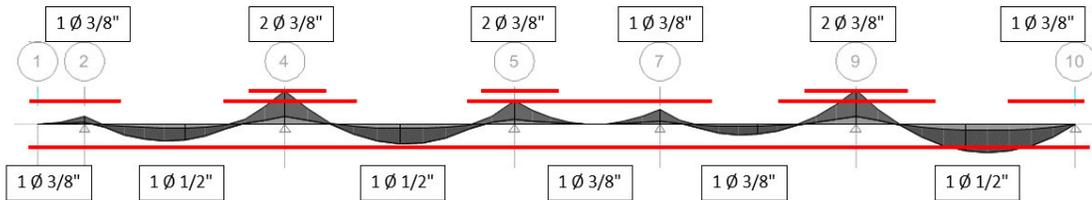
Para los momentos resultantes, se propone la siguiente distribución de acero:

Figura 46. Acero de refuerzo en viguetas de losa aligerada (h=0.20m):

Aligerado	Mu [Tn-m]	a (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	ØMn [Tn-m]	Diam.
Paño 1	0.17	1.70	0.71	0.44	1 Ø 3/8"
Paño 2	0.37	2.98	1.27	0.74	1 Ø 1/2"
	0.72	3.35	1.43	0.83	2 Ø 3/8"
Paño 3	0.42	2.98	1.27	0.74	1 Ø 1/2"
	0.51	3.35	1.43	0.83	2 Ø 3/8"
Paño 4	0.00	1.70	0.71	0.44	1 Ø 3/8"
	0.32	1.70	0.71	0.44	1 Ø 3/8"
Paño 5	0.24	1.70	0.71	0.44	1 Ø 3/8"
	0.74	3.35	1.43	0.83	2 Ø 3/8"
Paño 6	0.62	2.98	1.27	0.74	1 Ø 1/2"

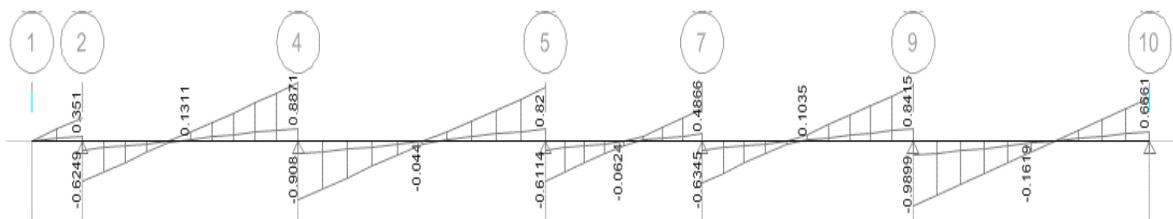
Fuente: Elaborado por el autor.

Figura 47. Distribución de acero de refuerzo en viguetas de losa aligerada (h=0.20m):



Fuente: Elaborado por el autor.

Figura 48. Fuerzas cortantes resultantes en losa aligerada:



Fuente: Elaboración propia

Luego, se realiza la comprobación de fuerzas cortantes asumidas en su totalidad por  $\phi V_c$ :

$$V_u \text{ losa alig} = 0.99 \text{ tn}$$

Entonces:  $\phi V_c = \phi * 0.53\sqrt{F'_c} * bw * d = 1.12 \text{ tn}$

Por lo tanto, la resistencia al cortante del concreto ( $\phi V_c$ ) es mayor que las cortantes requeridas ( $V_u$ ).

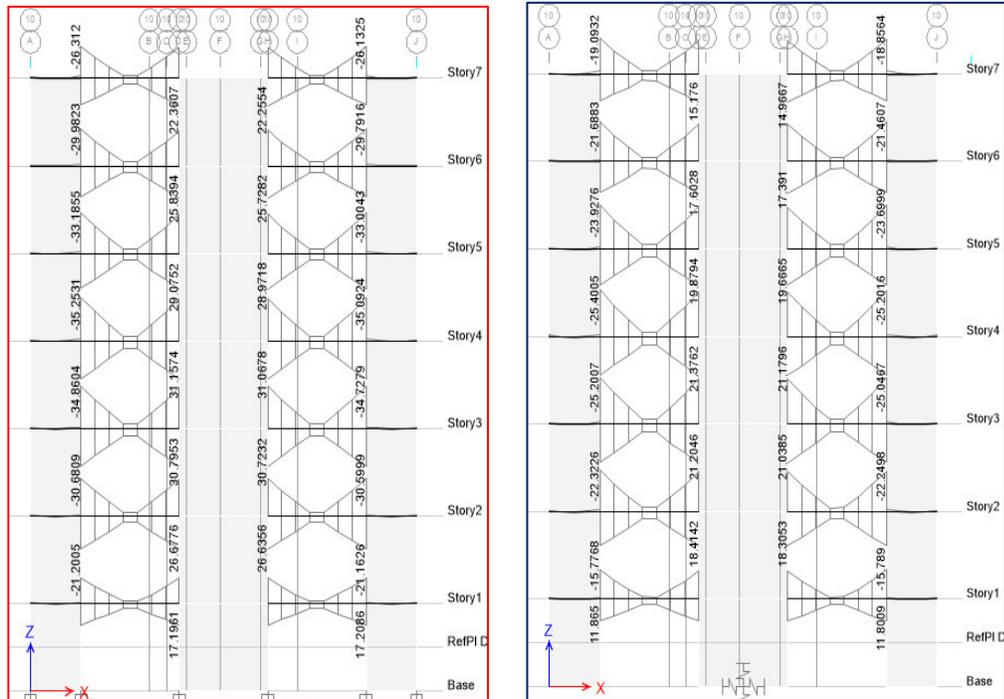
$$\phi V_n \geq V_u \quad \dots \text{ cumple.}$$

#### **4.8.2 Diseño de Vigas**

Para el diseño de vigas de concreto armado, se efectuará a modo de ejemplo el eje con los mayores esfuerzos, el eje 10.

En el nivel 4, del eje 10 existe una diferencia muy pronunciada entre los resultados de momentos flectores con el diseño tradicional de base rígida y el diseño con el modelo de Interacción Suelo-Estructura.

Figura 49. Eje 10, diagramas de momentos modelo tradicional de base rígida (izquierda) y el modelo de Interacción Suelo-Estructura (derecha)



Fuente: Elaborado por el autor.

De estos resultados, se realiza una comparación de esfuerzos máximos y se procede con el diseño del elemento.

Sección V-104: 0.25m x 0.60m

As mín = 4.67 cm<sup>2</sup>

As máx = 26.78 cm<sup>2</sup>

$\phi = 0.90$

Figura 50. Esfuerzos de momento flector requerido ( $M_u$ ) y fuerza cortante requerida ( $V_u$ ) en V-404, eje 10. Modelo base rígida.

V-402A	$M_u$ (-) izq. [Tn-m]	$M_u$ (-) der. [Tn-m]	$M_u$ (+) [Tn-m]	$V_u$ [Tn]
	35.25	34.20	31.16	23.04
Refuerzo	8Ø3/4"	8Ø3/4"	8Ø3/4"	1Ø3/8": 1@.05;
ØMn [Tn-m]	39.02	39.02	39.02	12@.10;
As [cm <sup>2</sup> ]	22.80	22.80	22.80	rto@.25

Fuente: Elaborado por el autor.

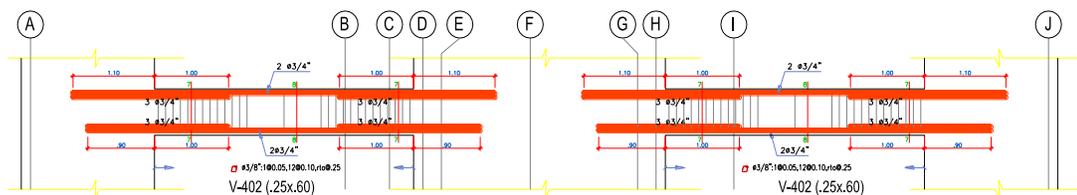
Figura 51. Esfuerzos de momento flector requerido ( $M_u$ ) y fuerza cortante requerida ( $V_u$ ) en V-404, eje 10. Modelo Interacción Suelo-Estructura.

V-402B	$M_u$ (-) izq. [Tn-m]	$M_u$ (-) der. [Tn-m]	$M_u$ (+) [Tn-m]	$V_u$ [Tn]
	25.40	24.62	21.38	17.41
Refuerzo	5Ø3/4"	5Ø3/4"	5Ø3/4"	1Ø3/8": 1@.05;
ØMn [Tn-m]	26.55	26.55	26.55	12@.10;
As [cm <sup>2</sup> ]	14.25	14.25	14.25	rto@.25

Fuente: Elaborado por el autor.

De lo anterior, se puede evidenciar las diferencias en momentos actuantes en los elementos estructurales cuando se considera un análisis de Interacción Suelo-Estructura.

Figura 52. Esfuerzos de momento flector requerido ( $M_u$ ) y fuerza cortante requerida ( $V_u$ ) en V-404, eje 10. Modelo Interacción Suelo-Estructura.

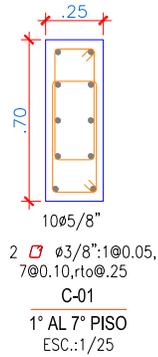


Fuente: Elaborado por el autor.

### 4.8.3 Diseño de Columnas

Para el diseño de columnas de concreto armado, se efectuará a modo de ejemplo el elemento con mayores esfuerzos, la columna.

Figura 53. Dimensionamiento de la Columna C-01



Fuente: Elaborado por el autor.

Figura 54. Esfuerzos de momento flector requerido ( $M_u$ ) y fuerza cortante requerida ( $V_u$ ) en columna eje 10. Modelo base rígida.

**COMBINACIÓN ENVOLVENTE: BASE RÍGIDA**

	Ubicación	$P_u$ [Tn]	$M_u$ - Dir x-x [Tn-m]	$M_u$ - Dir y-y [Tn-m]	$V_u$ - Dir x-x [Tn]	$V_u$ - Dir y-y [Tn]
C-01	C-4	249.34	2.30	7.70	2.00	4.05

Fuente: Elaborado por el autor.

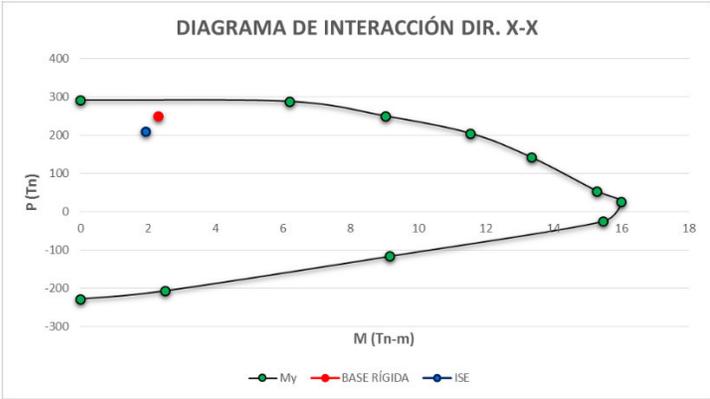
Figura 55. Esfuerzos de momento flector requerido ( $M_u$ ) y fuerza cortante requerida ( $V_u$ ) en columna eje 10. Modelo Interacción Suelo-Estructura.

**COMBINACIÓN ENVOLVENTE: INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA**

	Ubicación	$P_u$ [Tn]	$M_u$ - Dir x-x [Tn-m]	$M_u$ - Dir y-y [Tn-m]	$V_u$ - Dir x-x [Tn]	$V_u$ - Dir y-y [Tn]
C-01	C-4	209.6	1.94	6.6	1.72	3.57

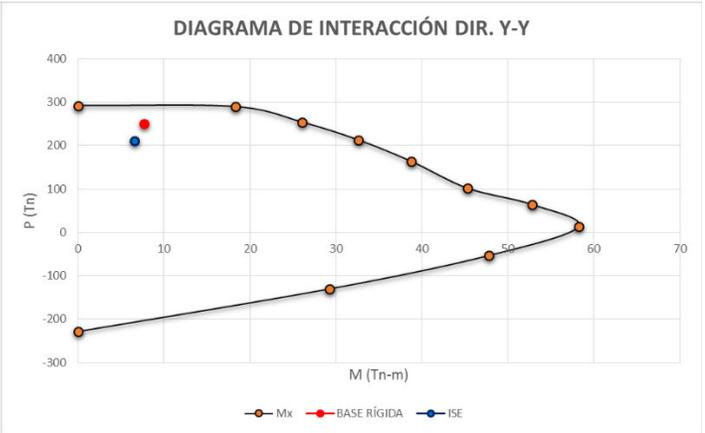
Fuente: Elaborado por el autor.

Figura 56. Esfuerzos de momento flector requerido ( $M_u$ ) y cargas axiales ( $P_u$ ) en la dirección X. Columna C-01.



Fuente: Elaborado por el autor.

Figura 57. Esfuerzos de momento flector requerido ( $M_u$ ) y cargas axiales ( $P_u$ ) en la dirección Y. Columna C-01.



Fuente: Elaborado por el autor.

Del análisis de los diagramas de interacción de la columna, los esfuerzos con el modelo de base rígida se acercan al límite pero no exceden la capacidad de la columna. En los demás casos se repiten los resultados, por lo que la optimización de acero en los elementos columnas es nula.

#### 4.8.4 Diseño de Muros Estructurales (Placas)

Para el tercer indicador, se muestran los datos a evaluar en el diseño estructural.

Figura 58. Esfuerzos axiales, momentos flectores y cortantes en placa P-02, Eje 10 y eje J.

Modelo base rígida.

	<b>Esfuerzos de Muros Est. - Base Rígida</b>		
	<b>Pu [Tn] Promedio</b>	<b>Mu [Tn-m] Promedio</b>	<b>Vu [Tn] Promedio</b>
<b>P-02</b>	197.70	105.65	24.89

Fuente: Elaborado por el autor.

Figura 59. Esfuerzos axiales, momentos flectores y cortantes en placa P-02, Eje 10 y eje J.

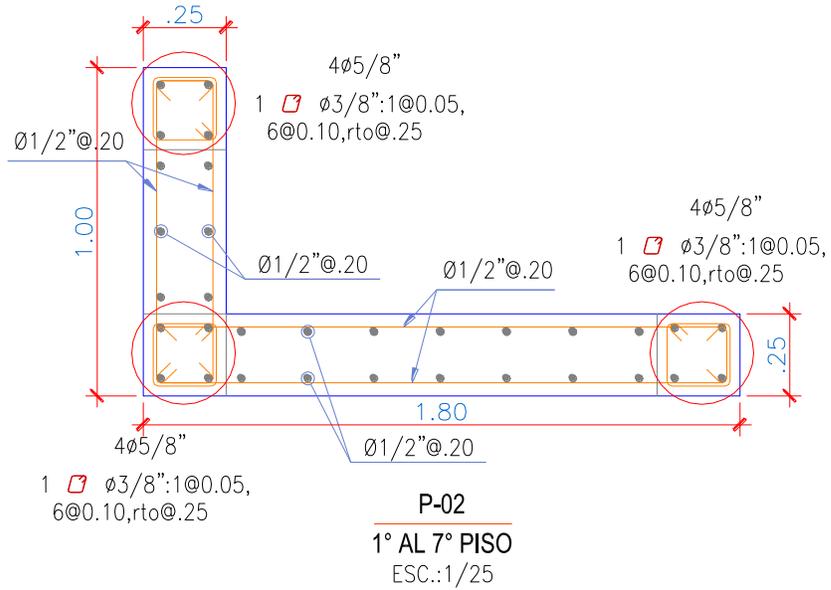
Modelo Interacción Suelo-Estructura.

	<b>Esfuerzos de Muros Estructurales - Interacción Suelo Estructura</b>		
	<b>Pu [Tn] Promedio</b>	<b>Mu [Tn-m] Promedio</b>	<b>Vu [Tn] Promedio</b>
<b>P-02</b>	176.50	105.65	24.89

Fuente: Elaborado por el autor.

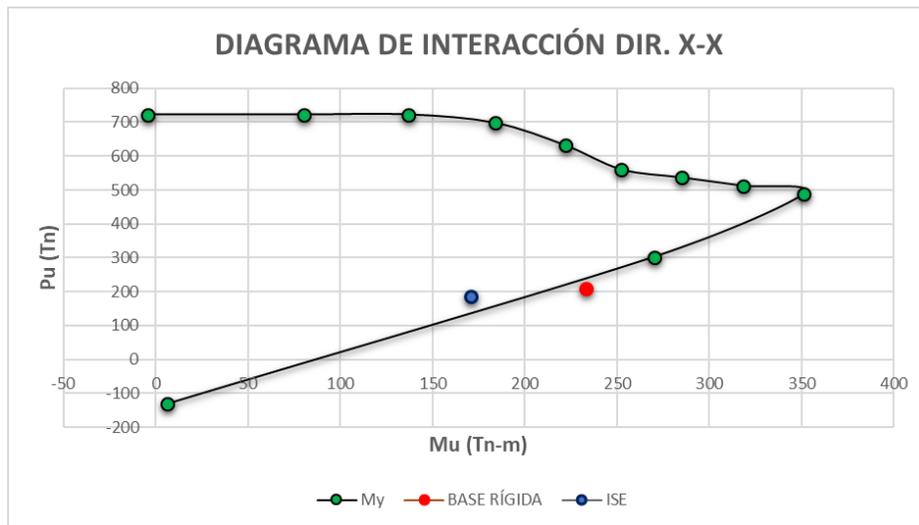
Para el caso más crítico se demuestra el diseño de la placa P-02, del eje J y eje 10, el análisis del diagrama de interacción muestra lo siguiente:

Figura 60. Dimensionamiento de P-02, Eje 10 y eje J



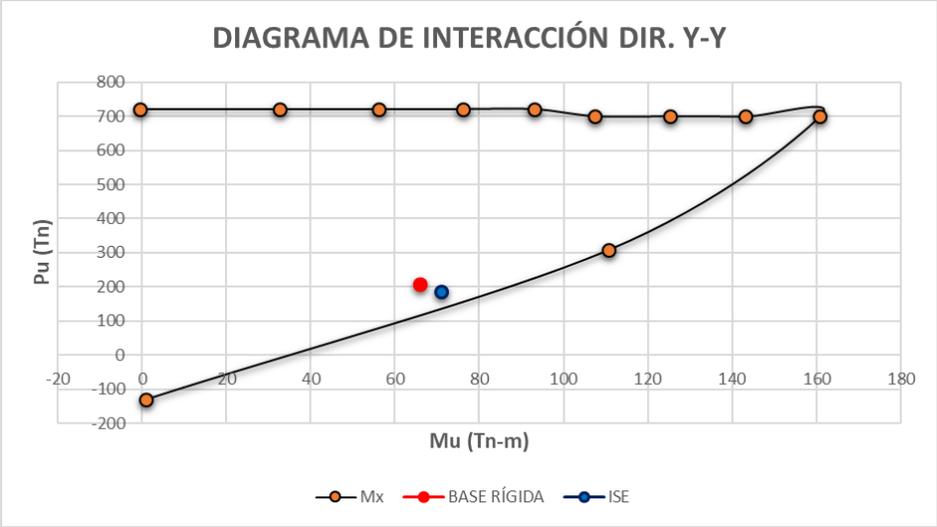
Fuente: Elaborado por el autor.

Figura 61. Esfuerzos de momento flector requerido ( $M_u$ ) y cargas axiales ( $P_u$ ) en la dirección X. Placa P-02. Modelo base rígida.



Fuente: Elaborado por el autor.

Figura 62. Esfuerzos de momento flector requerido ( $M_u$ ) y cargas axiales ( $P_u$ ) en la dirección Y. Placa P-02. Modelo base rígida.



Fuente: Elaborado por el autor.

Del análisis de los diagramas de interacción de la placa, los esfuerzos con el modelo de base rígida exceden la capacidad de la placa en la dirección X, cuyo diseño funciona perfectamente para el modelo de Interacción Suelo-Estructura. Por lo tanto, para el análisis de considerando la base rígida la distribución de acero tendrá que ser modificada en la dirección X.

## CAPÍTULO V

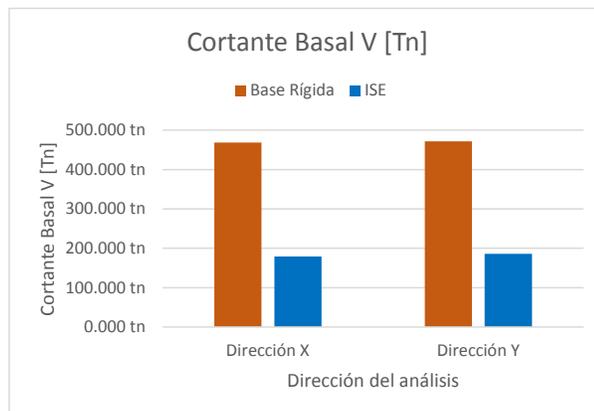
### RESULTADOS

El presente capítulo muestra los resultados de la aplicación de los métodos elegidos para la solución de la problemática.

#### 5.1 Resultados de los parámetros sísmicos

Aplicados los cálculos matemáticos y la modelación se obtuvo que la variación del concepto de una base rígida sin amortiguamiento amplifica la magnitud de derivas y esfuerzos en la super-estructura:

Figura 63. Comparación Cortante basal, modelo Base rígida vs. Interacción Suelo-Estructura (ISE)

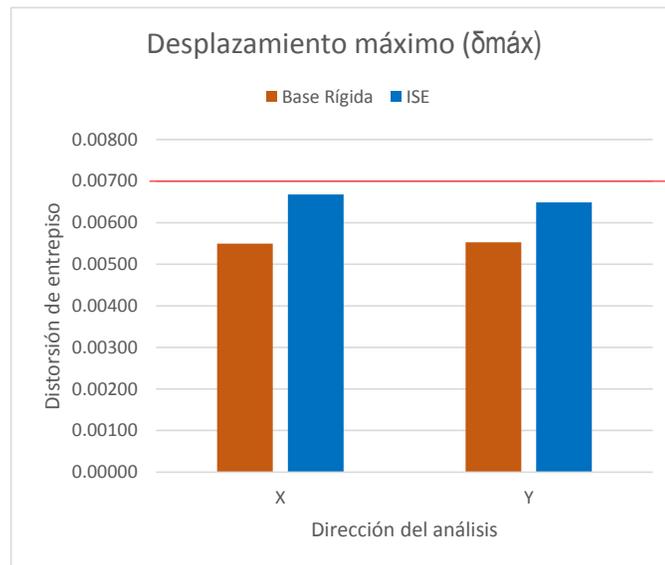


Fuente: Elaborado por el autor.

A primera vista puede notarse la disminución de la magnitud de la fuerza cortante en la base. Comparando los resultados la fuerza cortante en dirección X se optimizó en 20.83% de la inicial en la misma dirección; además la fuerza cortante en dirección Y se optimizó en un 21.94% de la inicial.

Así también, el segundo indicador resulta con los siguientes datos:

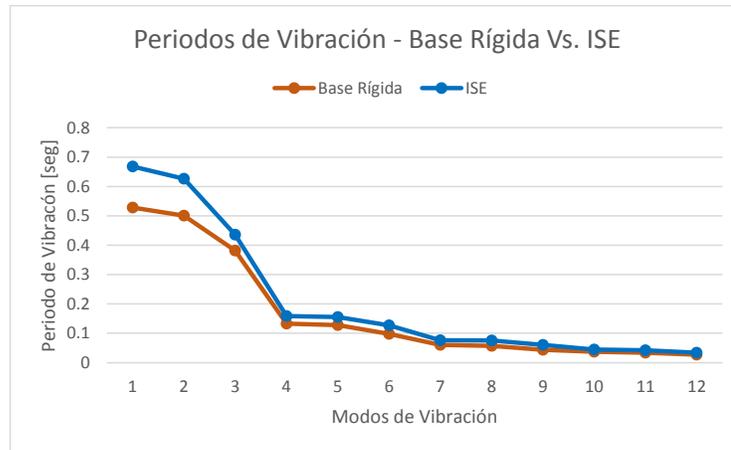
Figura 64. Comparación Desplazamientos máximos, modelo Base rígida vs. Interacción Suelo-Estructura (ISE)



Fuente: Elaborado por el autor.

Se aprecia un incremento del 14.48% en la dirección X, y un 10.94% en la dirección Y, con respecto a los desplazamientos arrojados en la etapa del diseño tradicional (ver figura 64).

Figura 65. Comparación Desplazamientos máximos, modelo Base rígida vs. Interacción Suelo-Estructura (ISE)

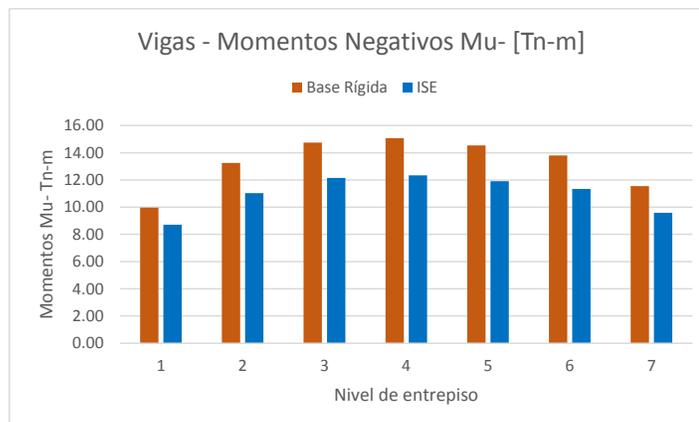


Fuente: Elaborado por el autor.

## 5.2 Optimización de Esfuerzos internos en Vigas

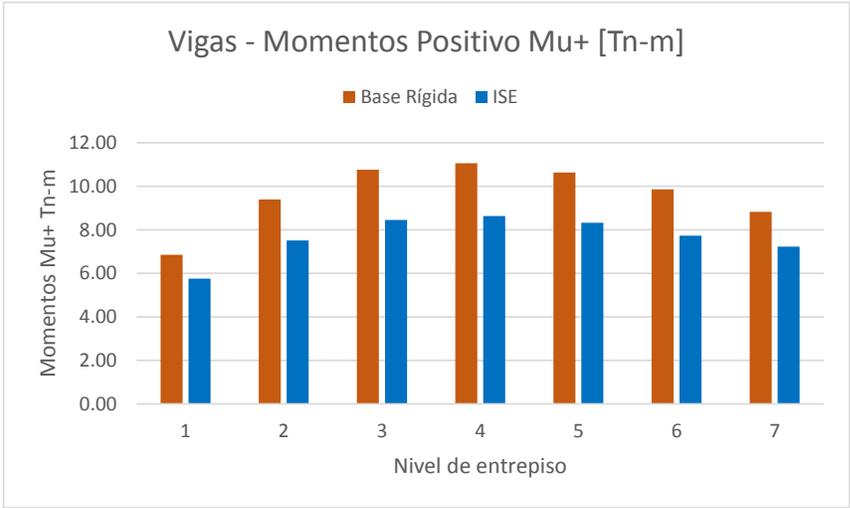
La optimización de esfuerzos internos en las vigas se ha determinado promediando los resultados de momentos y cortantes totales de todas las vigas por cada piso. La Figura 39, muestra que la optimización de los momentos negativos fue en promedio 16.86%, de los momentos positivos fue de 20.11% y de las fuerzas cortantes de 13.16%

Figura 66. Comparación de momentos negativos en Vigas, modelo Base rígida vs. Interacción Suelo-Estructura (ISE)



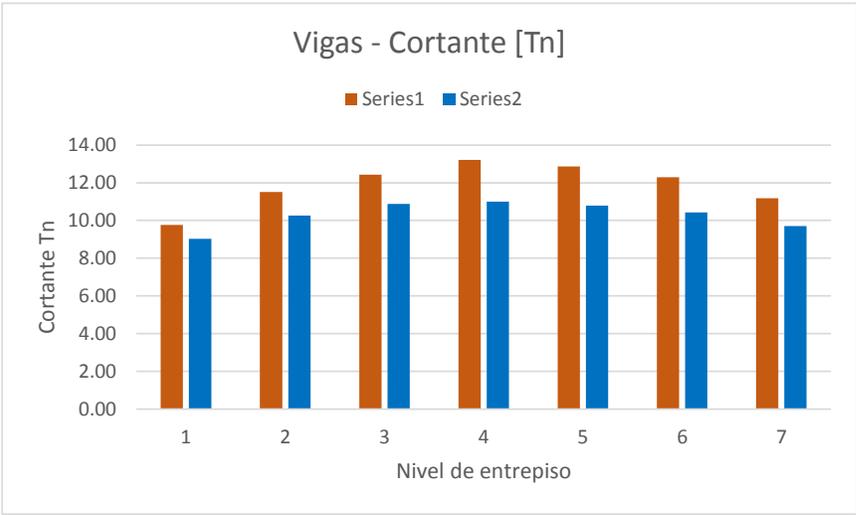
Fuente: Elaborado por el autor.

Figura 67. Comparación de momentos positivos en Vigas, modelo Base rígida vs. Interacción Suelo-Estructura (ISE)



Fuente: Elaborado por el autor.

Figura 68. Comparación de esfuerzos cortantes en Vigas, modelo Base rígida vs. Interacción Suelo-Estructura (ISE)



Fuente: Elaborado por el autor.

Figura 69. Optimización de acero en Diseño Estructural – Vigas

	<b>Kg de Acero - Metrado del Diseño Estructural</b>			
	<b>Base Rígida (kg)</b>	<b>ISE (kg)</b>	<b>Diferencia (kg)</b>	<b>Dif. (%)</b>
<b>1er nivel</b>	2,363.04	2,196.38	166.66	7.05%
<b>2do nivel</b>	2,813.89	2,457.69	356.20	12.66%
<b>3er nivel</b>	2,847.79	2,484.80	362.99	12.75%
<b>4to nivel</b>	2,847.79	2,495.82	351.97	12.36%
<b>5to nivel</b>	2,847.79	2,484.80	362.99	12.75%
<b>6to nivel</b>	2,835.67	2,476.94	358.74	12.65%
<b>7mo nivel</b>	2,722.03	2,402.23	319.80	11.75%
<b>Promedio</b>	<b>19,278.01</b>	<b>16,998.67</b>	<b>2,279.35</b>	<b>11.71%</b>

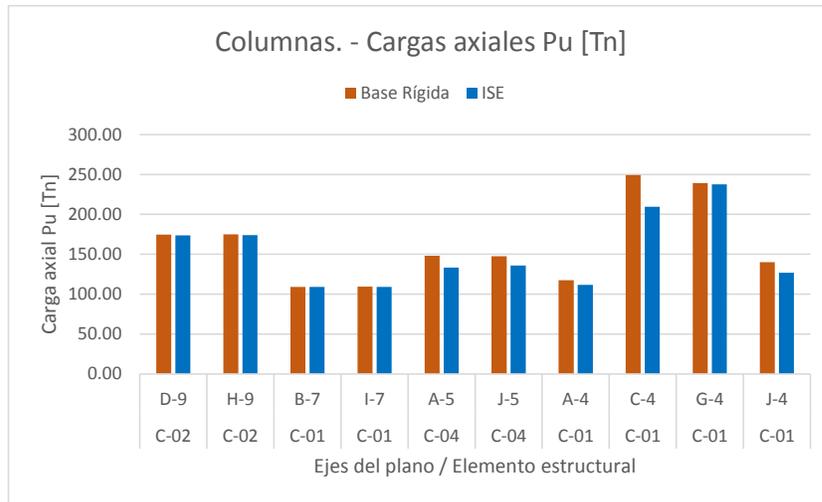
Fuente: Elaborado por el autor.

La Figura 69, muestra la optimización cuantificable del acero según el diseño estructural del modelo dinámico de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87. La optimización del acero para vigas fue de 11.71%.

### 5.3 Optimización de Esfuerzos internos en Columnas

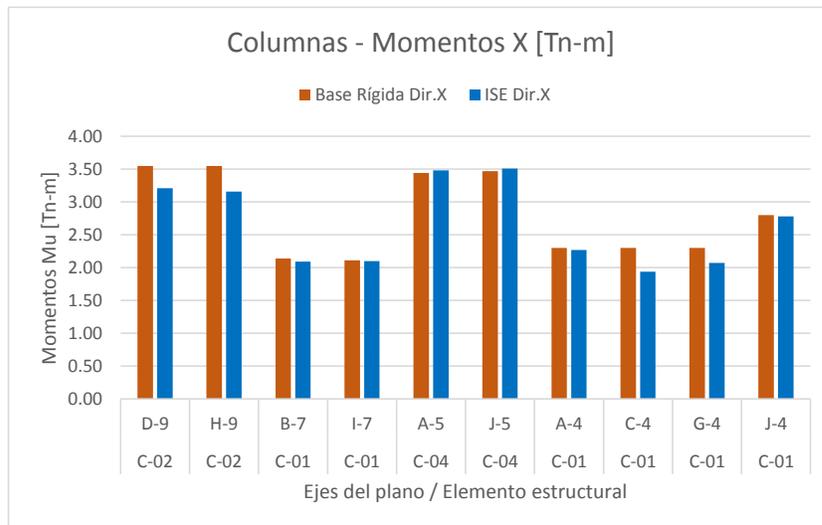
La optimización de esfuerzos internos en las columnas se ha determinado promediando los resultados de momentos y cortantes de cada elemento en toda su longitud. La Figura 40, muestra que la optimización de las cargas axiales fue de 5.10%; los momentos en la dirección X, se optimizó en 4.90%; las cortantes en la dirección Y, se optimizó en 4.1%. Sin embargo hubo un incremento en los momentos de la dirección en Y de 4.60%; así también las fuerzas cortantes en la dirección Y se incrementaron en 19.00%. Esto significa, que si bien el elemento presenta incrementos en su fuerzas internas, resulta conveniente identificar estos valores que no pudieron detectarse en un análisis tradicional.

Figura 70. Comparación de Cargas Axiales en Columnas, modelo Base rígida vs. Interacción Suelo-Estructura (ISE)



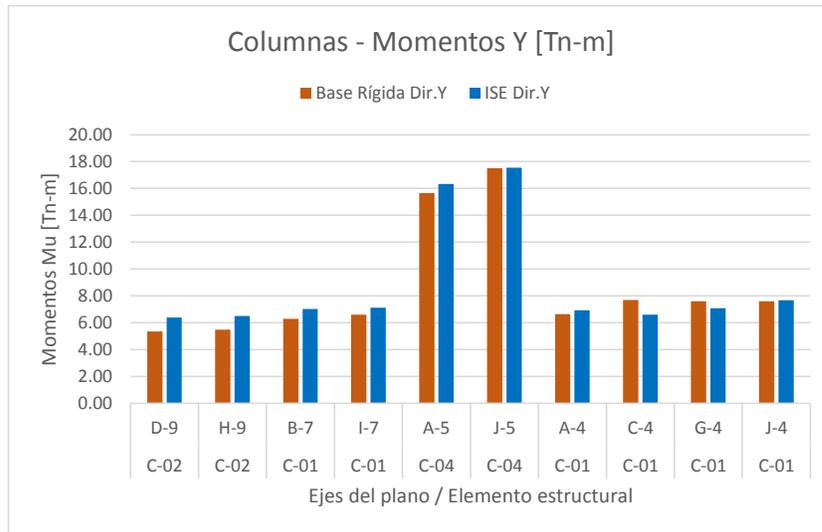
Fuente: Elaborado por el autor.

Figura 71. Comparación de Momentos en Dir. X en Columnas, modelo Base rígida vs. Interacción Suelo-Estructura (ISE)



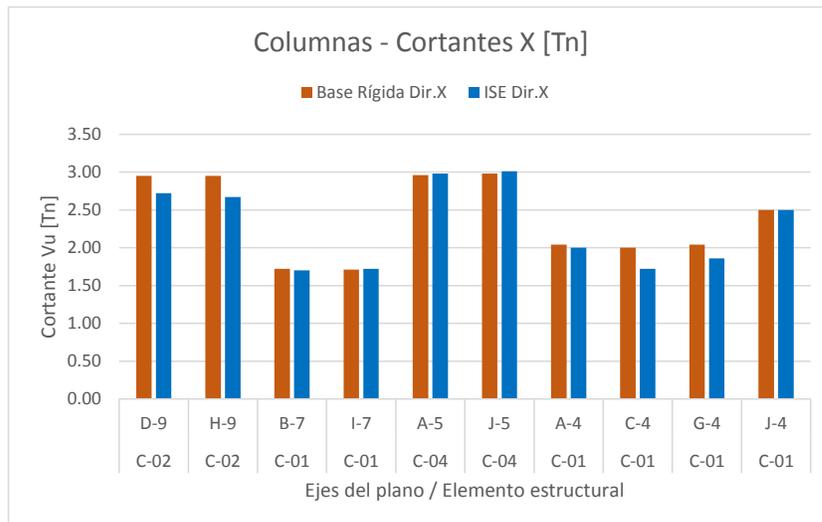
Fuente: Elaborado por el autor.

Figura 72. Comparación de Momentos en Dir. Y en Columnas, modelo Base rígida vs. Interacción Suelo-Estructura (ISE)



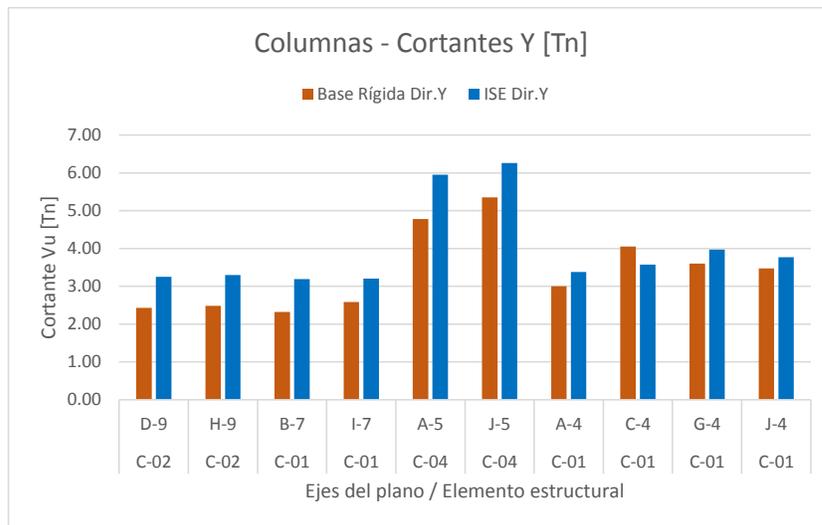
Fuente: Elaborado por el autor.

Figura 73. Comparación de Cortantes en Dir. X en Columnas, modelo Base rígida vs. Interacción Suelo-Estructura (ISE)



Fuente: Elaborado por el autor.

Figura 74. Comparación de Cortantes en Dir. Y en Columnas, modelo Base rígida vs. Interacción Suelo-Estructura (ISE)



Fuente: Elaborado por el autor.

Figura 75. Optimización de acero en Diseño Estructural – Columnas

	Kg de Acero - Metrado del Diseño Estructural			
	Base Rígida (kg)	ISE (kg)	Diferencia (kg)	Dif. (%)
<b>C-01</b>	3,814.94	3,814.94	0.00	0.00%
<b>C-02</b>	1,154.70	1,154.70	0.00	0.00%
<b>C-03</b>	2,084.75	2,084.75	0.00	0.00%
<b>Promedio</b>	<b>7,054.39</b>	<b>7,054.39</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00%</b>

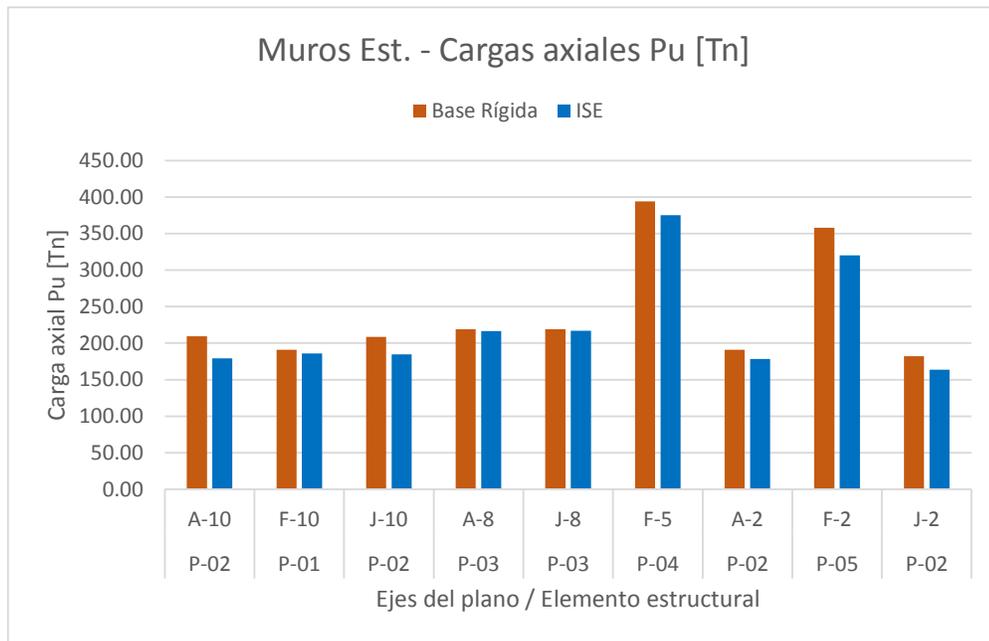
Fuente: Elaborado por el autor.

La Figura 75, muestra que en las columnas, la disminución de esfuerzos que tuvo la optimización fue mínima, por lo que el refuerzo se mantiene igual en ambos casos y por encima de la cuantía mínima.

## 5.4 Optimización de Esfuerzos internos en Muros Estructurales

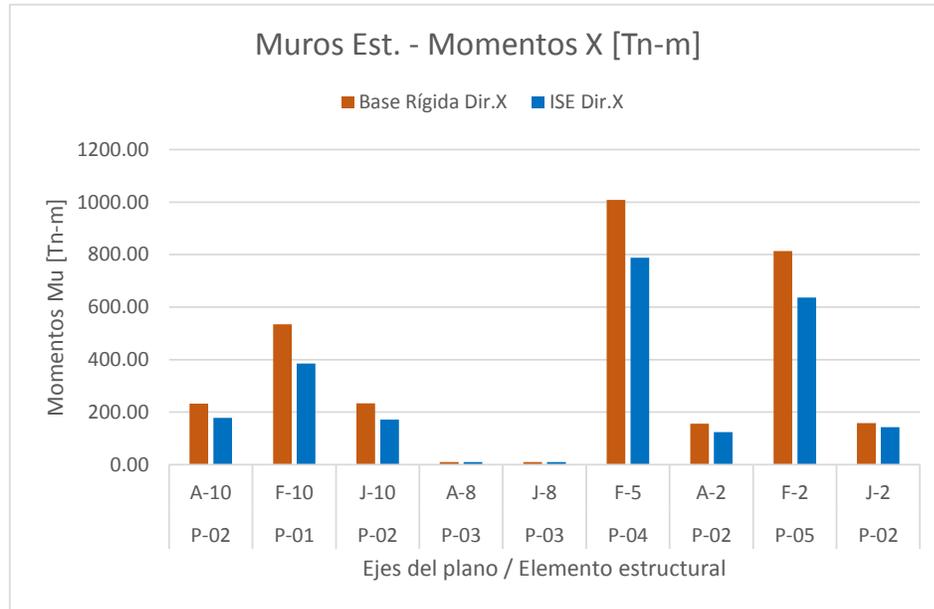
La optimización de esfuerzos internos en las muros estructurales se ha determinado promediando los resultados de momentos y cortantes de cada elemento en toda su longitud. La Figura 41, muestra que la optimización de las cargas axiales fue de 7.00%; los momentos en la dirección X, se optimizaron en 16.70%; los momentos en la dirección Y, se optimizaron en 10.10%; las fuerzas cortantes en la dirección X, se optimizaron en 14.60%; . Sin embargo hubo un incremento en las fuerzas cortantes de la dirección en Y de 11.30%. Esto significa, que si bien el elemento presenta incrementos en su fuerzas internas, resulta conveniente identificar estos valores que no pudieron detectarse en un análisis tradicional.

Figura 76. Comparación de Cargas Axiales en Muros Estructurales, modelo Base rígida vs. Interacción Suelo-Estructura (ISE)



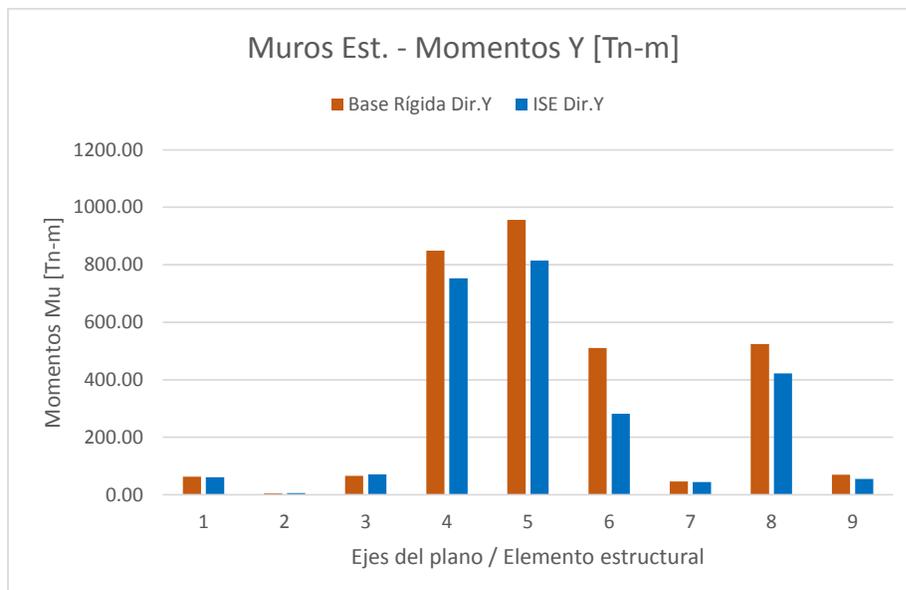
Fuente: Elaborado por el autor.

Figura 77. Comparación de Momentos en Dir. X en Muros Estructurales, modelo Base rígida vs. Interacción Suelo-Estructura (ISE)



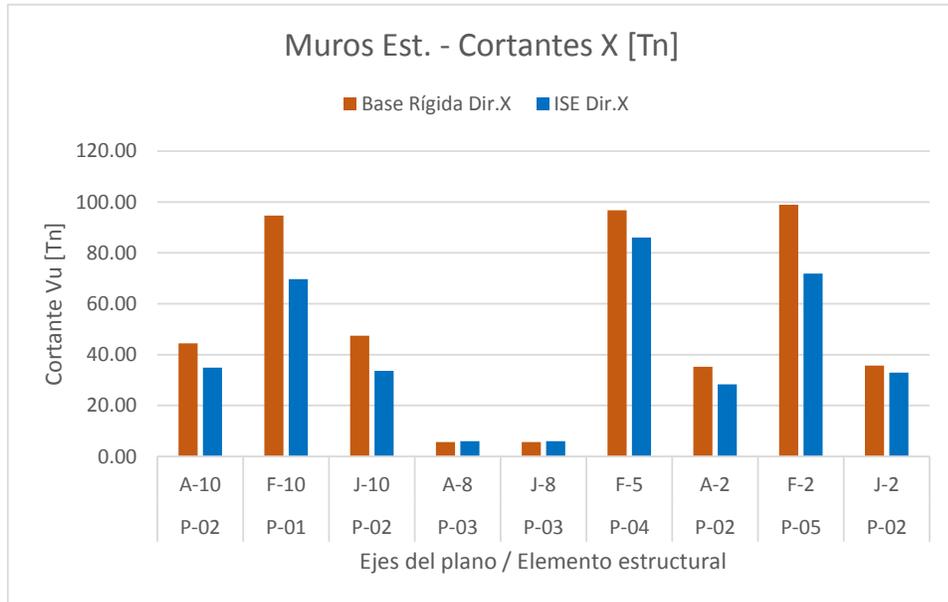
Fuente: Elaborado por el autor.

Figura 78. Comparación de Momentos en Dir. Y en Muros Estructurales, modelo Base rígida vs. Interacción Suelo-Estructura (ISE)



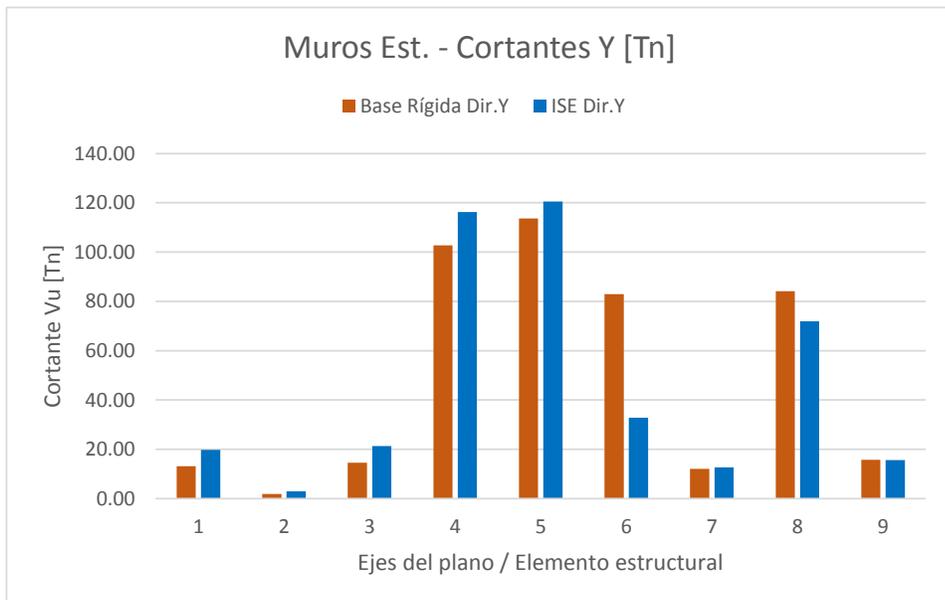
Fuente: Elaborado por el autor.

Figura 79. Comparación de Cortantes en Dir. X en Muros Estructurales, modelo Base rígida vs. Interacción Suelo-Estructura (ISE)



Fuente: Elaborado por el autor.

Figura 80. Comparación de Cortantes en Dir. Y en Muros Estructurales, modelo Base rígida vs. Interacción Suelo-Estructura (ISE)



Fuente: Elaborado por el autor.

Figura 81. Optimización de acero en Diseño Estructural – Columnas

	<b>Kg de Acero - Metrado del Diseño Estructural</b>			
	<b>Base Rígida (kg)</b>	<b>ISE (kg)</b>	<b>Diferencia (kg)</b>	<b>Dif. (%)</b>
<b>P-01</b>	2,612.56	1,843.26	769.30	29.45%
<b>P-02</b>	2,252.96	1,887.79	365.17	16.21%
<b>P-03</b>	2,045.34	2,045.34	0.00	0.00%
<b>P-04</b>	4,812.66	4,032.80	779.86	16.20%
<b>P-05</b>	3,914.77	3,914.77	0.00	0.00%
<b>Promedio</b>	<b>15,638.29</b>	<b>13,723.96</b>	<b>1,914.33</b>	<b>12.37%</b>

Fuente: Elaborado por el autor.

La Figura 81, muestra la optimización cuantificable del acero según el diseño estructural del modelo dinámico de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87. La optimización del acero para muros estructurales fue de 12.37%.

## **CAPÍTULO VI**

### **DISCUSIÓN DE RESULTADOS**

6.1 La fuerza cortante de la edificación modelada en esta investigación, luego de aplicar un modelo de interacción suelo-estructura tiene un reducción de la cortante basal de 20.83% en la dirección X, y 21.94% en la dirección Y. Esto viene a ser uno de los principales indicadores de una optimización de esfuerzos en la estructura.

Galicia, W. y León, J. (2007), en su modelo de interacción suelo-estructura para una edificación de 5 pisos, obtuvieron una disminución de la cortante basal 25% en promedio en ambas direcciones.

Esto resulta cercano a los resultados obtenidos por Galicia y León, por lo que se comprueba que el método tiene relación con otros resultados en la optimización de esfuerzos.

6.2 Al aplicar cualquier modelo de interacción suelo-estructura, se origina un incremento de los desplazamientos máximos de la estructura. Para la presente investigación existe un incremento de 14.48% para la dirección X y 10.94% para la dirección Y.

Villarreal, G. (2009), en su investigación con modelos de interacción suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas, obtuvo incrementos de desplazamientos de 54.10% en la dirección X, y un incremento de 44.6% en la dirección Y.

Así mismo, Galicia, W. y León, J. (2007), obtuvieron un incremento en el desplazamiento del 40% en promedio en las direcciones X e Y.

Garay, R. (2017), obtiene incrementos de desplazamiento de 21.45% en la dirección X, y 28.49% en la dirección Y. Su investigación también es de una estructura de edificio multifamiliar por lo que es comparable con la presente investigación.

Los resultados de las demás investigaciones son mayores a los obtenidos por esta investigación. El factor principal de esta diferencia es el sistema estructural que tiene la estructura en Lurín, siendo un edificio con muros estructurales principalmente. Lo cual conlleva a una mayor rigidez en ambas direcciones. Por lo tanto los desplazamientos incrementados no difieren por mucho del modelo tradicional.

6.3 Con respecto a los esfuerzos internos de los elementos estructurales, Galicia y León muestran reducciones de esfuerzos en cargas axiales de 25%, fuerzas cortantes 23% y momentos flectores de 25% en promedio para todos sus elementos.

Los resultados en optimización de cargas axiales en esta investigación en vigas: reducción de momentos negativos en 16.86%, en momentos positivos en 20.11% y fuerzas cortantes en 13.16%

En columnas, reducción de cargas axiales en 5.10%, momentos en dirección X de 4.9% y momentos en dirección Y de 4.1%.

En muros estructurales una reducción de esfuerzos de 7% en cargas axiales, momentos en dirección X de 16.7% y momentos en dirección Y de 10.1%.

6.4 En cuestión de optimización, Alfaro, G. y Copello, R. (2017), muestran resultados de una optimización de acero del 5.88% en costo al disminuir el acero por el diseño estructural usando el modelo de interacción suelo-estructura ubicada en el distrito de San Isidro.

En la edificación proyectada en Lurín, con suelos blandos, la optimización de acero encontrada es de 11.71% para vigas y 12.37% para muros estructurales, con respecto al diseño tradicional.

Esto se debe a que en suelos blandos, es más notorio el efecto de amortiguamiento de esfuerzos brindados por el suelo de fundación.

## CONCLUSIONES

1. Se comprueba que las propiedades mecánicas del suelo influyen en todos los esfuerzos internos de la super-estructura, brindando una optimización del diseño en cada uno de los elementos estructurales. La Norma Rusa empleada es el referente para la inclusión de los parámetros a incluir en la norma nacional vigente en el Perú.

2. Los desplazamientos máximos y derivas de entrepiso se han incrementado a comparación del análisis tradicional (péndulo invertido con base empotrada). Esto se debe a que los elementos en la cimentación también cuentan con un desplazamiento por las fuerzas sísmicas. Los desplazamientos se han incrementado en 14.48% en la dirección x y 10.94% en la dirección y, respecto al desplazamiento inicial de la estructura. Esto nos permite controlar de forma más real el desplazamiento lateral de la estructura, brindando seguridad y confianza.

3. Existe una optimización de acero de 11.71% para vigas y 12.37% para muros estructurales, con respecto al diseño tradicional. Lo cual indica que el modelo de Interacción suelo-estructura es óptimo que un modelo de base empotrada cuando se ubican en suelos blandos.

## RECOMENDACIONES

1. En los suelos de Lurín, debido a la baja capacidad portante del terreno podría existir el caso de edificaciones con pilotes, por lo cual se recomienda analizar cimentaciones profundas usando la Interacción suelo-estructura.

2. Los efectos de la Interacción Suelo-Estructura son representativos en suelos blandos o flexibles. Sin embargo, en suelos altamente rígidos los efectos no significan cambios con respecto al modelo de base empotrada.

3. La zonificación en Lurín es para edificaciones de hasta 5 pisos; sin embargo, la investigación demuestra que podrían modificarse los parámetros urbanísticos, lo que se propone como un aporte para la investigación de la interacción de las edificaciones altas en suelos flexibles, aplicada en un distrito potencialmente atractivo para el sector inmobiliario.

4. La normativa NTE E.030 “Diseño sismo-resistente” debe incluir la obligación de elaborar un análisis sísmico con el modelo de interacción sísmica porque ha quedado demostrado que sus resultados son óptimos. Además de realizar un análisis real de los efectos de las solicitaciones sísmicas en la estructura, en un país donde el riesgo sísmico es alto.

## FUENTES DE INFORMACIÓN

### Bibliográficas:

Arias, F. (2012) *El proyecto de investigación, Introducción a la metodología científica*, 6ta. Ed. Episteme C.A. Caracas, Venezuela.

Alfaro, G. y Copello, R. (2017) *Comparativo de Análisis Estructural considerando Interacción Suelo-Estructura (ISE) VS. Empotrado, para un edificio de oficinas de 5 pisos, en la ciudad de Lima, con sistema dual, según la propuesta de Norma E030-2014*. Universidad Peruana de Ciencia Aplicadas. Lima, Perú.

Borda, J. y Rodríguez, J. (2012) *Análisis de los efectos de interacción sísmica Suelo-Estructura en una edificación de hormigón armado ubicada en Cochabamba-Bolivia*, V Congreso Internacional de Ingeniería Estructural Sísmica y Puentes.

Carhuapoma, M. y Parodi, I. (2015) *Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones aporticadas en el barrio de Pueblo Nuevo de la Ciudad de Lircay*. Universidad Nacional de Huancavelica, Perú.

Díaz, D. (2012), *Estudios de modelos sísmicos en las edificaciones*. Universidad de León. León, España

Estaire, J. (2004), *Comportamiento de cimentaciones superficiales sobre suelos granulares*. Universidad Politécnica de Madrid. Madrid, España.

Galicia Guarníz W. y León Vasquez J. (2007), *Tesis Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones de albañilería confinada con plateas de cimentación*. Universidad Privada Antenor Orrego. Trujillo, Perú.

Garay, R. (2017), *Influencia de la Interacción Suelo-Estructura en el comportamiento sísmico de un edificio de 7 niveles del proyecto 'Multifamiliar Los Balcones' Barrio Columbo-Cajamarca*. Universidad Nacional de Cajamarca. Cajamarca, Perú.

Isidoro, C. (2016), *Interacción dinámica suelo-Estructura*. Universidad Nacional Autónoma de México, México.

Jurado, C. (2012), *Problemas de Interacción Suelo-Estructura en cimentaciones y muros de contención. Influencia de los fenómenos de despegue y deslizamiento*. Universidad Politécnica de Madrid. Madrid, España.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006) *Norma Técnica de Edificaciones E.020, Cargas*. Perú. D.O. El Peruano, pág. 320731-320738.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2016) *Norma Técnica de Edificaciones E.030, Diseño Sismo-Resistente*. Perú. D.O. El Peruano, pág. 576293-576322.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018) *Norma Técnica de Edificaciones E.050, Suelos y cimentaciones*. Perú. D.O. El Peruano, pág. 320754-320867.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009) *Norma Técnica de Edificaciones E.060, Concreto Armado*. Perú. D.O. El Peruano, pág. .

San Bartolomé, A. (2011), *Diseño y Construcción de Estructuras Sismoresistente de Albañilería*, Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.

Tavera, H. & Buforn, E. (1998), *Sismicidad y Geotecnia de Perú*. Artículo Universidad Complutensa de Madrid. España.

Tisalema, M. (2015). *Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con cimentaciones superficiales, Modelo dinámico Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 SAP 2000 V20*. Ecuador.

Valderrama, C. y Meza, J. (2014), *Influencia de la interacción Suelo-Estructura en la reducción de esfuerzos de una edificación aporticada con zapatas aisladas*. Universidad Peruana de Ciencia Aplicadas. Lima, Perú

Villarreal, G. (2009). *Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas*. Lima, Perú

Zazueta, J. (2013). *Diseño geotécnico de un cajón de cimentación de concreto reforzado, apoyado sobre arcillas sensitivas, incluyendo un análisis de interacción estática suelo-estructura*. Universidad Nacional Autónoma de México, México.

### **Electrónicas:**

Ministerio del Ambiente (2012), Mapa de suelos en los distritos de Lima. Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres – CISMID, <https://sinia.minam.gob.pe/mapas/mapa-suelos-districtos-lima> (Recuperado el 20 agosto del 2018)

National Institute of Standards and Technology - NIST (2012), *Soil-Structure Interaction for Building Structures*, U.S.A. <https://www.nehrp.gov/pdf/nistgcr12-917-21.pdf> (Recuperado el 30 agosto del 2018)

## ÍNDICE DE ANEXOS

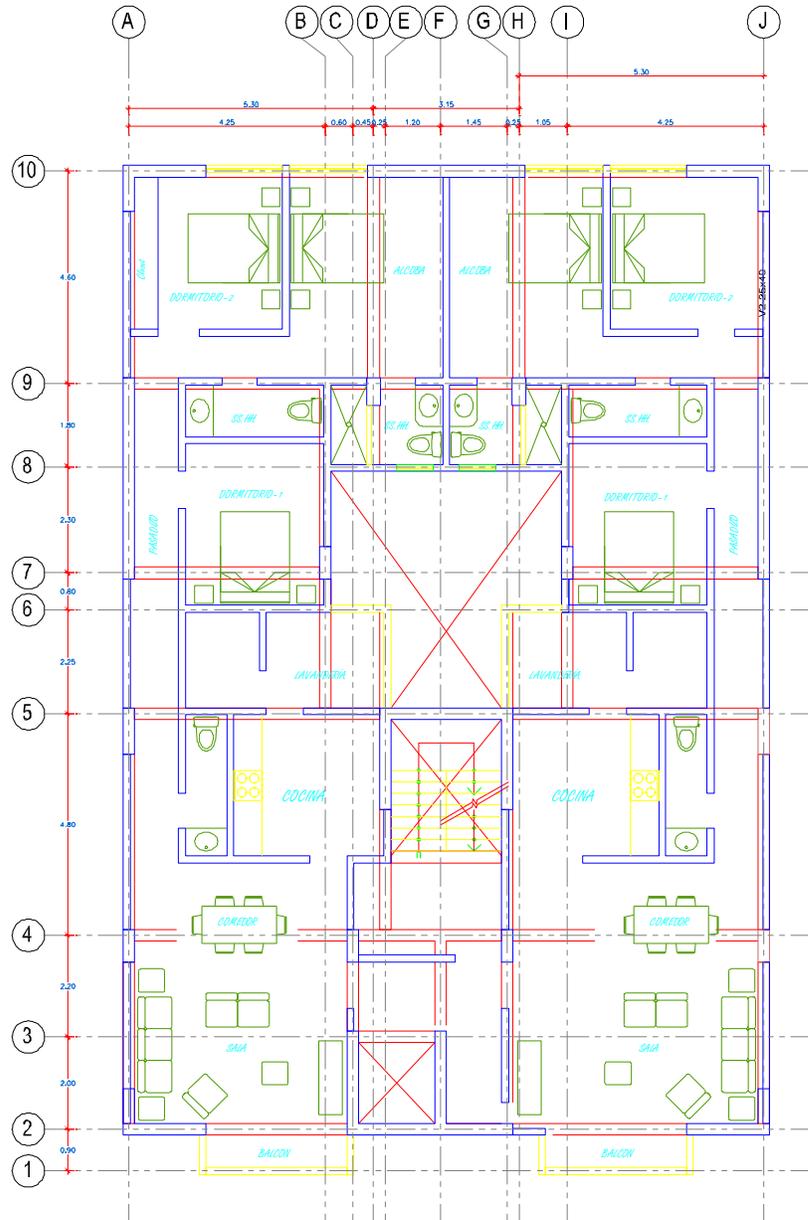
	Página
Anexo 1. Áreas del proyecto	98
Anexo 2. Tabla de Factor de Suelo por Zona sísmica	99
Anexo 3. Sistemas Estructurales	99
Anexo 4. Flexibilidad en la base – Norma NTE E.030-2016	100
Anexo 5. Tabla N°8 Irregularidades estructurales en altura $I_a$	101
Anexo 6. Tabla N°9 Irregularidades Estructurales en planta $I_p$	102
Anexo 7. Tabla N°11 Límite para la distorsión del entrepiso.	103
Anexo 8. Estudio de Mecánica de Suelos en Lurín-Lima.	104
Anexo 9. Planos de Arquitectura y Estructuras.	142
Anexo 10. Matriz de consistencia.	153

## Anexo 1. Áreas del proyecto

Área del Terreno = 427.00 m<sup>2</sup>

Área neta por nivel = 279.86 m<sup>2</sup>

Área techada = 1,959.02 m<sup>2</sup>



## Anexo 2. Tabla de Factor de Suelo por Zona sísmica

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

Fuente: RNE NTE E.030 "Diseño Sismo Resistente"

## Anexo 3. Sistemas Estructurales

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

Fuente: RNE NTE E.030 "Diseño Sismo Resistente"

## Anexo 4. Flexibilidad en la base – Norma NTE E.030-2016

### 4.7.2 Modelo para el Análisis

El modelo matemático deberá representar correctamente la distribución espacial de masas en la estructura.

El comportamiento de los elementos será modelado de modo consistente con resultados de ensayos de laboratorio y tomará en cuenta la fluencia, la degradación de resistencia, la degradación de rigidez, el estrechamiento de los lazos histeréticos, y todos los aspectos relevantes del comportamiento estructural indicado por los ensayos.

La resistencia de los elementos será obtenida en base a los valores esperados sobre resistencia del material, endurecimiento por deformación y degradación de resistencia por la carga cíclica.

Se permite suponer propiedades lineales para aquellos elementos en los que el análisis demuestre que permanecen en el rango elástico de respuesta.

Se admite considerar un amortiguamiento viscoso equivalente con un valor máximo del 5 % del amortiguamiento crítico, además de la disipación resultante del comportamiento histerético de los elementos.

Se puede suponer que la estructura está empotrada en la base, o alternativamente considerar la flexibilidad del sistema de cimentación si fuera pertinente.

Fuente: R.N.E. N.T.E. - E.030 “Diseño Sismo-Resistente” (p.13)

## Anexo 5. Tabla N°8 Irregularidades estructurales en altura Ia

Tabla N° 8 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad $I_r$
<p><b>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando</b> Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p>	0,75
<p><b>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil</b> Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	
<p><b>Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10)</b> Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p>	0,50
<p><b>Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10)</b> Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	
<p><b>Irregularidad de Masa o Peso</b> Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90
<p><b>Irregularidad Geométrica Vertical</b> La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90
<p><b>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes</b> Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.</p>	0,80
<p><b>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes (Ver Tabla N° 10)</b> Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25 % de la fuerza cortante total.</p>	0,60

Fuente: R.N.E. N.T.E. - E.030 “Diseño Sismo-Resistente” (p.9-10)

## Anexo 6. Tabla N°9 Irregularidades Estructurales en planta I<sub>p</sub>

Tabla N° 9 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad $I_p$
<p><b>Irregularidad Torsional</b> Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (<math>A_{máx}</math>), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (<math>A_{cm}</math>).</p> <p>Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p>	0,75
<p><b>Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10)</b> Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (<math>A_{cm}</math>), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (<math>A_{cm}</math>).</p> <p>Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p>	0,60
<p><b>Esquinas Entrantes</b> La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.</p>	0,90
<p><b>Discontinuidad del Diafragma</b> La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma.</p> <p>También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.</p>	0,85
<p><b>Sistemas no Paralelos</b> Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.</p>	0,90

Fuente: R.N.E. N.T.E. - E.030 “Diseño Sismo-Resistente” (p.9-10)

**Anexo 7. Tabla N°11 Límite para la distorsión del entrepiso.**

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

Fuente: R.N.E. N.T.E. - E.030 "Diseño Sismo-Resistente" (p.13)

**Anexo 8. Estudio de Mecánica de Suelos en Lurín-Lima.**

**Anexo 9. Planos de Arquitectura y Estructuras.**

Anexo 10. Matriz de consistencia.

OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR EN SUELOS BLANDOS, CON EL MODELO INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA, EN LURÍN – LIMA							
PROBLEMA	OBJETIVO GENERAL	HIPÓTESIS PRINCIPAL	VARIABLES V. INDEPENDIENTE	INDICADORES	ÍNDICES	MEDICIÓN	MÉTODO
¿Cómo optimizar el diseño estructural de un edificio multifamiliar en suelos blandos, en Lurín - Lima?	Optimizar el Diseño Estructural de un edificio en suelos blandos con el modelo de interacción suelo-estructura.	Con el modelo de la Interacción Suelo-Estructura se optimiza el Diseño Estructural de un edificio en suelos blandos.	Metodología Interacción Suelo-Estructura.	Norma Rusa SNIP 2.02.05-87	Masas traslacionales Coeficientes de rigidez de desplazamiento. Coeficientes de rigidez de compresión.	Modelo de Interacción Suelo-Estructura	Tipo de Investigación: <b>Aplicada</b> , porque usa una metodología existente. Con enfoque <b>Cuantitativo</b> , porque los resultados son representados con valores numéricos.
<b>SECUNDARIO</b> ¿Cómo influyen las propiedades del suelo en la optimización del diseño estructural un edificio multifamiliar en suelos blandos en Lurín - Lima?	<b>ESPECÍFICO</b> Determinar la influencia de las propiedades del suelo en la optimización del diseño estructural de un edificio multifamiliar en suelos blandos con el modelo de interacción suelo-estructura en Lurín – Lima.	<b>SECUNDARIO</b> Se determina que las propiedades del suelo influye en la disminución entre 10% a 20% de la magnitud de cortante basal del diseño estructural de un edificio multifamiliar en suelos blandos (con interacción suelo-estructura en Lurín – Lima.	<b>V. DEPENDIENTE</b>	Coeficientes de rigidez, masas traslacionales y rotacionales.	Cortane basal y periodos fundamentales.	-Norma E-060 Concreto Armado -Norma E-030 Diseño Sismo Resistente - Etabs 2016	Nivel de la Investigación: <b>Descriptiva</b> , se describirá el procedimiento del análisis con la ISE.
¿Qué variaciones tiene el desplazamiento de la estructura en la optimización del diseño estructural de un edificio multifamiliar en suelos blandos en Lurín - Lima?	Obtener las variaciones del desplazamiento de la estructura en la optimización del diseño estructural de un edificio multifamiliar en suelos blandos con el modelo de interacción suelo-estructura en Lurín – Lima.	Se determina que el desplazamiento de la estructura se incrementa entre 15% a 30% para el diseño estructural de un edificio multifamiliar en suelos blandos (con interacción suelo-estructura en Lurín – Lima.	Optimización del Diseño Estructural.	Desplazamiento máximos de la estructura.	Los desplazamientos máximos son determinados en el software Etabs 2013 y Safe 2014, para desplazamiento por sismo y asentamiento respectivamente	-Norma E-060 Concreto Armado -Norma E-030 Diseño Sismo Resistente - Etabs 2016	Diseño de la Investigación: Experimental, Prospectivo y Transversal.
¿En cuánto disminuyen los esfuerzos internos de los elementos estructurales en la optimización del diseño estructural de un edificio multifamiliar en suelos blandos en Lurín – Lima?	Determinar la disminución de esfuerzos internos de los elementos estructurales en la optimización del diseño estructural de un edificio multifamiliar en suelos blandos con el modelo de interacción suelo-estructura en Lurín – Lima.	Se determina los esfuerzos internos de los elementos estructurales representan una disminución entre 10% a 20% las cuantías de acero para diseñar la estructura óptima de un edificio multifamiliar en suelos blandos con interacción suelo-estructura en Lurín – Lima.		Esfuerzos internos actuantes: Axial, cortante y momento flector.	Las esfuerzos actuantes son determinados en el software Etabs 2013 y Safe 2014	-Norma E-060 Concreto Armado -Norma E-030 Diseño Sismo Resistente - Etabs 2016	