

FACULTAD DE INGENIERÍA



Carrera de Ingeniería Civil

ANÁLISIS DE LA INTERACCIÓN SÍSMICA SUELO
- ESTRUCTURA EN UN EDIFICIO CON SISTEMA
DE MUROS ESTRUCTURALES SOMETIDO A
DIFERENTES PERFILES DE SUELO, TRUJILLO
2020.

Tesis para optar el título profesional de:

Ingeniero civil

Autor:

Deitin Adahilson Rios Carranza

Asesor:

MSc. Ing. Ricardo Daniel Ávalos Alayo

Trujillo - Perú

2020

DEDICATORIA

Dedico de manera especial esta investigación a mis padres y hermanos que siempre me brindaron su apoyo incondicional en cada una de mis metas trazadas y en una de las más importantes que fue culminar satisfactoriamente mi carrera profesional.

AGRADECIMIENTO

Le agradezco a mi institución Universidad Privada del Norte y a mis maestros, especialmente al MSc. Ing. Ricardo Daniel Ávalos Alayo quien me ha brindado su tiempo para resolver mis inquietudes y me ha guiado en el proceso de desarrollo de este mi proyecto de investigación. También agradezco a mis amigos y compañeros por ayudarme y compartir conmigo sus ideas de mejora.

TABLA DE CONTENIDOS

| | |
|--|-----------|
| AGRADECIMIENTO..... | 3 |
| ÍNDICE DE TABLAS | 7 |
| ÍNDICE DE ECUACIONES | 12 |
| RESUMEN | 15 |
| CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN | 16 |
| 1.1. Realidad Problemática | 16 |
| 1.2. Antecedentes de la investigación..... | 18 |
| 1.3. Bases teóricas | 24 |
| 1.3.1. Interacción suelo estructura | 24 |
| 1.3.2. Análisis Sísmico | 28 |
| 1.3.3. Análisis estructural | 37 |
| 1.3.4. Análisis dinámico modal espectral | 38 |
| 1.3.5. Requisitos de resistencia, rigidez y ductilidad | 41 |
| 1.3.6. Modelos dinámicos de interacción suelo-estructura | 42 |
| 1.3.7. Edificio de muros estructurales..... | 50 |
| 1.3.8. Criterios de estructuración y diseño..... | 52 |
| 1.4. Formulación del problema..... | 56 |
| 1.5. Objetivos..... | 57 |
| 1.5.1. Objetivo General..... | 57 |
| 1.5.2. Objetivos específicos | 57 |
| 1.6. Hipótesis | 57 |
| 1.6.1. Hipótesis General..... | 57 |
| CAPÍTULO II. METODOLOGÍA | 58 |
| 2.1. Tipo de investigación..... | 58 |
| 2.2.1. Por el propósito..... | 58 |
| 2.2.2. Por el diseño..... | 58 |

| | | |
|--|--|-----------|
| 2.2. | Diseño de investigación..... | 58 |
| 2.3. | Unidad experimental..... | 58 |
| 2.4. | Población y muestra..... | 58 |
| 2.4.1. | Población | 58 |
| 2.4.2. | Muestra | 59 |
| 2.4.3. | Operacionalización de variables | 59 |
| 2.5. | Técnicas e instrumentos de recolección y análisis de datos | 61 |
| 2.3.1. | Recolección de datos | 61 |
| 2.3.2. | Procesamiento de datos..... | 61 |
| 2.3.3. | Análisis de datos | 62 |
| 2.3.4. | Aspectos éticos | 62 |
| CAPÍTULO III. DESARROLLO DE TESIS | | 63 |
| 3.1. | Modelo Arquitectónico de la edificación | 63 |
| 3.2. | Predimensionamiento estructural..... | 65 |
| 3.2.1. | Predimensionamiento de columnas | 65 |
| 3.2.2. | Predimensionamiento de losa aligerada..... | 67 |
| 3.2.3. | Predimensionamiento de losa maciza | 67 |
| 3.2.4. | Predimensionamiento de vigas | 69 |
| 3.2.5. | Verificación de rigidez en vigas y columnas | 70 |
| 3.2.7. | Estructura del edificio a partir del predimensionamiento | 72 |
| 3.3. | Características de la estructura | 75 |
| 3.4. | Cargas | 76 |
| 3.5. | Características de suelos de la ciudad de Trujillo..... | 77 |
| 3.6. | Modelamiento de la estructura..... | 82 |
| 3.7. | Parámetros sísmicos normativos (RNE)..... | 89 |
| 3.8. | Análisis Sísmico Estático y Dinámico según Norma E-030 | 90 |
| 3.9. | Cálculo de Interacción suelo-estructura..... | 101 |
| 3.9.1. | Método D.D. Barkan O.A. Savinov | 102 |
| 3.9.2. | Método Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 | 105 |

| | | |
|--|--|------------|
| 3.9.3. | Método Norma Boliviana NBDS-2018 | 107 |
| 3.10. | Análisis sísmico con métodos de Interacción suelo - estructura | 110 |
| CAPÍTULO IV. RESULTADOS | | 115 |
| 4.1. | Control de derivas – Según Norma Peruana E030 | 115 |
| 4.2. | Control de irregularidades | 118 |
| 4.2.1. | Irregularidad en altura..... | 118 |
| 4.2.2. | Irregularidad en planta..... | 121 |
| 4.3. | Periodos de Vibración de la estructura | 125 |
| 4.4. | Desplazamientos | 127 |
| 4.5. | Fuerza cortante | 128 |
| 4.6. | Momento Flector | 129 |
| 4.7. | Momento Torsional | 131 |
| CAPÍTULO V. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES..... | | 133 |
| 5.1. | Discusión | 133 |
| 5.1.1. | Control de derivas..... | 133 |
| 5.1.2. | Periodos de Vibración..... | 135 |
| 5.1.3. | Desplazamientos | 138 |
| 5.1.4. | Fuerza Cortante..... | 143 |
| 5.1.5. | Momento Flector..... | 146 |
| 5.1.6. | Momento de Torsión..... | 149 |
| 5.2. | Conclusiones..... | 151 |
| 5.3. | Limitaciones | 155 |
| 5.4. | Recomendaciones | 155 |
| REFERENCIAS | | 157 |
| ANEXOS | | 160 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | |
|--|-----|
| Tabla 1: Factores de zona | 29 |
| Tabla 2. Clasificación de perfiles de suelo | 32 |
| Tabla 3. Factores de suelo "S" | 33 |
| Tabla 4. Periodo "TP" y "TL" | 33 |
| Tabla 5. Categoría de las edificaciones y factor U | 34 |
| Tabla 6. Sistemas Estructurales | 36 |
| Tabla 7. Límites para la distorsión de entrepiso | 42 |
| Tabla 8. Coeficiente C0 de acuerdo al tipo de fundación..... | 45 |
| Tabla 9. Matriz de operacionalización de variable dependiente | 59 |
| Tabla 10. Matriz de operacionalización de variable independiente 1 | 60 |
| Tabla 11. Matriz de operacionalización de variable independiente 2 | 60 |
| Tabla 12. Predimensionamiento de vigas principales | 69 |
| Tabla 13. Predimensionamiento de vigas secundarias | 70 |
| Tabla 14. Inercia de vigas..... | 70 |
| Tabla 15. Inercia de columnas..... | 71 |
| Tabla 16. Verificación de inercia | 71 |
| Tabla 17. Predimensionamiento final columnas..... | 71 |
| Tabla 18. Parámetros sísmicos para perfil de suelo S1 Norma E030-RNE | 89 |
| Tabla 19. Parámetros sísmicos para perfil de suelo S2 Norma E030-RNE | 89 |
| Tabla 20. Masas de la platea de cimentación | 109 |
| Tabla 21. Coeficientes de compresión y desplazamiento..... | 109 |
| Tabla 22. Coeficientes de Rigidez traslacional y rotacional | 109 |
| Tabla 23. Distorsiones según sismo estático para perfil de suelo S1 | 115 |

| | |
|---|-----|
| Tabla 24. Distorsiones según sismo dinámico para perfil de suelo S1 | 116 |
| Tabla 25. Distorsiones según sismo estático para perfil de suelo S2 | 117 |
| Tabla 26. Distorsiones según sismo dinámico para perfil de suelo S2 | 117 |
| Tabla 27. Irregularidad de rigidez - piso blando para suelo S1 | 118 |
| Tabla 28. Irregularidad de rigidez - piso blando para suelo S2..... | 119 |
| Tabla 29. Irregularidad de masa | 120 |
| Tabla 30. Irregularidad torsional para suelo S1..... | 122 |
| Tabla 31. Irregularidad torsional para suelo S2..... | 122 |
| Tabla 32. Periodos de Vibración de la estructura para suelo S1 | 125 |
| Tabla 33. Periodos de Vibración de la estructura para suelo S2 | 126 |
| Tabla 34. Desplazamientos de entrepiso para suelo S1 | 127 |
| Tabla 35. Desplazamientos de entrepiso para suelo S2..... | 127 |
| Tabla 36. Fuerza cortante de entrepiso para suelo S1 | 128 |
| Tabla 37. Fuerza cortante de entrepiso para suelo S2 | 129 |
| Tabla 38. Momentos de entrepiso para suelo S1 | 130 |
| Tabla 39. Momentos de entrepiso para suelo S2..... | 130 |
| Tabla 40. Momento Torsional para suelo S1..... | 131 |
| Tabla 41. Momento Torsional para suelo S2..... | 132 |

ÍNDICE DE GRÁFICOS

| | |
|--|-----|
| Gráfico 1. Control de distorsiones para suelo S1 | 134 |
| Gráfico 2. Control de distorsiones para suelo S2 | 134 |
| Gráfico 3. Periodos de Vibración para suelo S1..... | 137 |
| Gráfico 4. Periodos de Vibración para suelo S2..... | 137 |
| Gráfico 5. Periodo fundamental de Vibración suelo S1 vs S2 | 137 |
| Gráfico 6. Desplazamiento con sismo en "x" para suelo S1 | 138 |
| Gráfico 7. Desplazamiento con sismo en "y" para suelo S1 | 139 |
| Gráfico 8. Desplazamiento con sismo en "x" para suelo S2 | 139 |
| Gráfico 9. Desplazamiento con sismo en "y" para suelo S2 | 140 |
| Gráfico 10: Desplazamiento con sismo en "x" para suelo S1 vs S2..... | 140 |
| Gráfico 11. Fuerza Cortante piso 1 para suelo S1 | 143 |
| Gráfico 12. Fuerza Cortante piso 1 para suelo S2 | 143 |
| Gráfico 13. Fuerza Cortante piso 1 para suelo S1 vs S2 | 145 |
| Gráfico 14. Momento flector piso 1 para suelo S1..... | 146 |
| Gráfico 15. Momento flector piso 1 para suelo S2..... | 147 |
| Gráfico 16. Momento flector piso 1 para suelo S1 vs S2..... | 148 |
| Gráfico 17: Momento torsor piso 1 para suelo S1..... | 149 |
| Gráfico 18: Momento torsor piso 1 para suelo S2..... | 149 |
| Gráfico 19. Momento torsor piso 1 para suelo S1 vs S2..... | 150 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1. Esquema de interacción suelo | 25 |
| Figura 2. Zonificación | 28 |
| Figura 3. Vista en planta de la arquitectura del edificio – piso 1 | 63 |
| Figura 4. Vista en planta de la arquitectura del edificio – piso de 2 al 11..... | 64 |
| Figura 5. Vista en planta de la arquitectura del edificio – azotea..... | 64 |
| Figura 6. Determinación de las áreas tributarias | 65 |
| Figura 7. Dirección de las losas predimensionadas..... | 68 |
| Figura 8. Vista de planta del edificio predimensionado | 73 |
| Figura 9. Elevación del edificio predimensionado | 74 |
| Figura 10. Mapa de microzonificación Geotécnica..... | 78 |
| Figura 11. Mapa de microzonificación Sísmica | 79 |
| Figura 12. Definición de materiales | 82 |
| Figura 13. Propiedades de material | 83 |
| Figura 14. Definición de secciones de vigas y columnas | 83 |
| Figura 15. Definición de secciones de losa aligerada y maciza | 84 |
| Figura 16. Definición de secciones de placas..... | 84 |
| Figura 17. Modelado completo del edificio..... | 85 |
| Figura 18. Asignación de diafragmas rígidos..... | 86 |
| Figura 19. Patrones de carga | 86 |
| Figura 20. Asignación de cargas..... | 87 |
| Figura 21. Peso sísmico | 87 |
| Figura 22. Asignación de brazo rígido | 88 |
| Figura 23. Definición de patrones de carga..... | 90 |

| | |
|--|-----|
| Figura 24. Espectro según facto C para perfil de suelo S1 | 91 |
| Figura 25. Espectro según facto C para perfil de suelo S2..... | 92 |
| Figura 26. Espectro en ETABS | 92 |
| Figura 27. Modos de Vibración..... | 93 |
| Figura 28. Casos de cargas | 94 |
| Figura 29. Combinaciones de carga | 94 |
| Figura 30. Empotramiento de base (Base fija) | 95 |
| Figura 31. Periodos de perfil de suelo S1 | 96 |
| Figura 32. Periodos de perfil de suelo S1 | 96 |
| Figura 33. Asignación de factor de cortante V y factor k para perfil de suelo S1 | 98 |
| Figura 34. Asignación de factor de cortante V y factor k para perfil de suelo S2 | 98 |
| Figura 35. Cortante estático para perfil de suelo S1..... | 100 |
| Figura 36. Cortante dinámico para perfil de suelo S1 | 100 |
| Figura 37. Planta de platea de cimentación | 102 |
| Figura 38. Modelado de edificio con cimiento tipo platea de cimentación..... | 110 |
| Figura 39. Empotramiento perfecto análisis sísmico Norma E030..... | 111 |
| Figura 40. Platea de cimentación discretizada para interacción suelo- estructura. | 111 |
| Figura 41. Material infinitamente rígido | 112 |
| Figura 42. Sección de platea de cimentación | 112 |
| Figura 43. Platea con masas de traslación y rotación | 113 |
| Figura 44. Modelamiento zapatas con coeficientes de rigidez traslacional y rotacional .. | 114 |
| Figura 45. Planta de edificación | 123 |

ÍNDICE DE ECUACIONES

| | |
|--|-----|
| Ecuación 1. Factor de amplificación sísmica para $T < T_P$ | 333 |
| Ecuación 2. Factor de amplificación sísmica para $T_P < T < T_L$ | 333 |
| Ecuación 3. Factor de amplificación sísmica para $T_L < T$ | 333 |
| Ecuación 4. Coeficiente de reducción de fuerza sísmica | 37 |
| Ecuación 5 Aceleración espectral | 39 |
| Ecuación 6. Periodos muy cortos | 39 |
| Ecuación 7. Respuesta elástica máxima esperada | 400 |
| Ecuación 8. Coeficiente de correlación | 400 |
| Ecuación 9. Respuesta máxima | 400 |
| Ecuación 10. Coeficiente de rigidez traslacional "x,y" (Barkan) | 422 |
| Ecuación 11. Coeficiente de rigidez traslacional "z" (Barkan) | 422 |
| Ecuación 12. Coeficiente de rigidez rotacional "x" (Barkan) | 422 |
| Ecuación 13. Coeficiente de rigidez rotacional "y" (Barkan) | 433 |
| Ecuación 14. Coeficiente de compresión elástica uniforme "z" (Barkan) | 433 |
| Ecuación 15. Coeficiente de compresión elástica uniforme "x" (Barkan) | 433 |
| Ecuación 16. Coeficiente de compresión elástica no uniforme "y" | 433 |
| Ecuación 17. Fórmula simplificada de coeficiente de desplazamiento "z" | 444 |
| Ecuación 18. Fórmula simplificada de coeficiente de desplazamiento "x" | 444 |
| Ecuación 19. Fórmula simplificada de coeficiente de compresión "x" | 444 |
| Ecuación 20. Fórmula simplificada de coeficiente de compresión "y" | 444 |
| Ecuación 21. Presión estática | 444 |
| Ecuación 22. Coeficiente experimental "Do" | 444 |
| Ecuación 23. Coeficiente experimental "Co" para cálculos prácticos | 444 |

| | |
|---|-----|
| Ecuación 24. Coeficiente experimental “Do” para cálculos prácticos | 444 |
| Ecuación 25. Coeficiente de rigidez de desplazamiento elástico uniforme (N. Rusa) | 466 |
| Ecuación 26. Coeficientes de rigidez de compresión elástica uniforme (N. Rusa) | 466 |
| Ecuación 27. Coeficientes de rigidez de compresión elástica no uniforme (N. Rusa) “x” | 466 |
| Ecuación 28. Coeficientes de rigidez de compresión elástica no uniforme (N. Rusa) “y” | 466 |
| Ecuación 29. Coeficientes de rigidez de desplazamiento elástica no uniforme (N. Rusa) | 466 |
| Ecuación 30. Coeficientes de compresión elástica no uniforme (N. Rusa) | 466 |
| Ecuación 31. Fórmula simplificada de desplazamiento elástico uniforme (N. Rusa) | 47 |
| Ecuación 32. Fórmula simplificada de compresión elástica no uniforme (N. Rusa) | 47 |
| Ecuación 33. Fórmula simplificada de desplazamiento elástico no uniforme (N. Rusa) ... | 47 |
| Ecuación 34. Amortiguación relativa | 47 |
| Ecuación 35. Presión estática media de la base de la cimentación | 47 |
| Ecuación 36. Vibraciones relativas horizontales (N. Rusa) | 48 |
| Ecuación 37. Vibraciones relativas rotacionales “x,y” (N. Rusa) | 48 |
| Ecuación 38. Vibraciones relativas rotacionales “z” (N. Rusa) | 48 |
| Ecuación 39. Amortiguacion horizontal “x,y” (N. Rusa) | 48 |
| Ecuación 40. Amortiguacion horizontal “z” (N. Rusa) | 48 |
| Ecuación 41. Amortiguacion rotacional “x” (N. Rusa) | 48 |
| Ecuación 42. Amortiguacion rotacional “y” (N. Rusa) | 48 |
| Ecuación 43. Amortiguacion rotacional “z” (N. Rusa) | 48 |
| Ecuación 44. Resorte traslacional vertical (N. Boliviana) | 49 |
| Ecuación 45. Resortes traslacionales horizontales (N. Boliviana) | 49 |
| Ecuación 46. Resorte rotacional horizontal (N. Boliviana) | 49 |
| Ecuación 47. Resortes rotacional vertical (N. Boliviana) | 49 |

| | |
|--|-----|
| Ecuación 48. Predimensionamiento de área de columna central | 66 |
| Ecuación 49. Predimensionamiento de área de columna de borde | 66 |
| Ecuación 50. Predimensionamiento de losa maciza..... | 66 |
| Ecuación 51. Peralte de viga principal | 69 |
| Ecuación 52. Peralte de viga secundaria | 69 |
| Ecuación 53. Base de vigas | 69 |
| Ecuación 54. Cálculo de Inercia..... | 70 |
| Ecuación 55. Predimensionamiento de la altura de la platea | 70 |
| Ecuación 56. Factor escala del espectro | 91 |
| Ecuación 57. Coeficiente de cortante basal | 97 |
| Ecuación 58. Masa traslacional | 101 |
| Ecuación 59. Masa Rotacional “x” | 101 |
| Ecuación 60. Masa Rotacional “y” | 102 |
| Ecuación 61. Masa Rotacional “z” | 102 |

RESUMEN

La presente investigación se ha realizado con el propósito de analizar los efectos de la interacción sísmica suelo – estructura en un edificio con sistema de muros estructurales sometido a diferentes perfiles de suelo en la ciudad de Trujillo. El diseño de esta investigación es de tipo no experimental descriptiva - aplicada, en la que se tiene como población todos los modelos de edificios con sistema de muros estructurales de 11 pisos, que cumplen los parámetros de diseño del Reglamento Nacional de Edificaciones en la ciudad de Trujillo, de la que se extrajo una muestra no probabilística por conveniencia correspondiente a un edificio de muros estructurales de 11 pisos con cimentación de tipo platea. Como técnicas de recolección de datos se utilizó el análisis de documento, planos de arquitectura y estructuras y un estudio de suelos, para el procesamiento de datos se ha utilizado herramientas como AutoCAD2020, ETABS V.18 y Microsoft Excel 2016. En cuanto a los resultados obtenidos de los métodos con base flexible respecto a método de la norma peruana se observa un incremento significativo en los desplazamientos, un incremento medianamente significativo en los periodos de vibración y en cuanto a las fuerzas internas se observa una disminución medianamente significativa en la fuerza cortante, momento flector y momento torsor. Además, pasar de un suelo duro (S1) a uno intermedio (S2) aumenta los periodos de vibración, desplazamiento y fuerzas internas.

Palabras clave: Interacción suelo – estructura, base flexible, base fija, muros estructurales

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

1.1. Realidad Problemática

Países en el mundo con gran potencialidad de crecimiento en ingeniería desde hace mucho desarrollan tecnología y métodos matemáticos cada vez más complejos que garanticen que los edificios tengan el comportamiento dinámico matemáticamente esperado ante un sismo leve o severo, es por ello que se realizan estudios que gran parte se enfocan en analizar uno de los grandes problemas de la ingeniería civil que es la interacción suelo-cimiento-estructura. En la búsqueda de la solución de dicho problema se han desarrollado a lo largo del tiempo diferentes métodos de aplicación en el análisis de la interacción suelo-estructura, sin embargo, aún se está lejos de poder establecer un modelo que represente resultados significativamente cercanos al comportamiento real de la estructura. Por ejemplo, Gamarra (2014) en su estudio “Análisis de la interacción sísmica suelo - estructura en edificación de albañilería estructural” utiliza los modelos dinámicos proporcionados por Villarreal (2009) y además utiliza otros modelos los cuales son: norma boliviana de diseño sísmico, norma mexicana de ingeniería sísmica, norma de Estado Unidos y norma japonesa para la construcción. Estos métodos desarrollan formas distintas de como analizar el posible comportamiento dinámico que tendrá la estructura ante un evento sísmico.

Gamarra (2014) señala que el tema de interacción suelo-estructura ha seguido un largo proceso de investigación por diferentes autores y diferentes países en todo el mundo, quienes en la necesidad de llegar a determinar resultados más reales y exactos han desarrollado diferentes métodos y modelos dinámicos para la simulación y el análisis del tema en estudio sobre todo en edificaciones de concreto armado, donde es de vital importancia tener en cuenta los problemas dinámicos de suelo – cimiento –

estructura, para asegurar un mayor grado de confiabilidad en las estructuras, sin embargo, este fenómeno de interacción debe ser aplicado al diseño de casi todo tipo de estructuras de concreto armado y otras, especialmente en las estructuras que estarán ubicadas en zonas de alta sismicidad.

Por ejemplo, uno de los estudios resaltantes de interacción suelo estructura, fue realizado en china por Kun (2017) quien concluye que la frecuencia fundamental del edificio puede variar con la intensidad de fuerza de excitación, el cambio en la frecuencia puede atribuirse a una o más de las siguientes causas: 1. Cambio en la construcción de rigidez efectiva, que podría deberse a la fisuración de las secciones de RC en el lado de la tensión y / o la desvinculación de los elementos no estructurales que contribuyen a la rigidez; 2. Cambio de rigidez de la base debido al ablandamiento en el suelo en cepas más grandes y el efecto resultante de la estructura del suelo Interacción.

Es preciso señalar que el Perú a diferencia de otros países en el mundo, cuenta con un Reglamento Nacional de Edificaciones en el que aún no se detallan normas referidas al tema en estudio (Interacción suelo-estructura), a pesar de saber que su ubicación geográfica está dentro de las zonas altamente sísmicas, sobre todo en las edificaciones que se encuentran en las costas del océano pacífico en la que se concentra gran parte de población, específicamente en costas de Perú. En un estudio realizado por Villarreal (2009) se señala que el Perú es un país altamente sísmico y según la clasificación mundial le corresponde 9 grados en la escala Mercalli Modificada. Cerca de 18 millones de peruanos viven en zonas sísmicas y están expuestos a las constantes amenazas de ocurrencias de sismos. Cabe indicar, que, en investigaciones sísmicas,

aún están lejos de poder resolver el peligro sísmico, el cual se incrementa y al que están expuestos cotidianamente.

Tal es el caso de la ciudad de Trujillo, ubicada en el noroeste peruano correspondiente a un factor de zona $Z=0.45$, factor con mayor grado de riesgo sísmico según su clasificación (RNE, 2018). A pesar de eso, la mayoría de los ingenieros no consideran la interacción suelo – cimiento y su posterior efecto sobre la estructura cuando se hace el diseño estructural de las edificaciones. Trujillo no cuenta con edificios de gran altura, pero es muy común encontrar edificaciones medianas que oscilan entre los 8 y 15 pisos destinados para distintos usos clasificados según su importancia, los cuales utilizan cimentaciones como zapatas aisladas o platea de cimentación apoyadas sobre estratos de suelo intermedio y duro, que es la clasificación de suelo en la mayoría del territorio de dicha ciudad.

A partir de lo expuesto anteriormente se hace relevante la necesidad de analizar la interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones, lo cual servirá como base para realizar estudios referentes a este tema y un incremento del conocimiento a nivel teórico y práctico y pueda ser considerado al momento de diseñar edificaciones con peligros de alta sismicidad.

1.2. Antecedentes de la investigación

- Título: *“Influencia de la interacción suelo-fundación estructura en el desempeño sísmico de estructuras de hormigón armado”*

Riquelme y Sepúlveda (2015), Analizar la influencia de las propiedades del sitio de fundación y sus características en el desempeño de estructuras de hormigón armado con fundaciones aisladas (pág.03). Se construyeron modelos que constan con un sub-dominio de suelo, sub-

dominio de estructura, e interfaz, con los cuales se buscó simular el comportamiento de SFSI para poder evaluar el desempeño de las estructuras al considerar este efecto, de los modelos construidos se ejecutaron 27 casos, los cuales resultan de la combinación de los parámetros que modifican la rigidez del suelo, rigidez de la estructura, y tamaño de las fundaciones (pág.04). Se concluye que tanto las características del suelo, así como también de las fundaciones influyen en gran medida en el desempeño sísmico de la estructura y del suelo considerando la misma demanda en los diferentes casos a analizar con suelo no plástico (pág.24).

Esta investigación nos ayuda a comprender acerca de la incidencia que tienen las características del suelo de fundación en el análisis sísmico considerando la interacción suelo estructura. Además, este estudio nos brinda una guía previa para poder pronosticar el comportamiento que tendrá nuestro análisis tomando los parámetros de suelo de Trujillo.

- Título: “*evaluación de la interacción suelo-estructura para estructuras sometidas a cargas sísmicas con diferentes tipos de fundación*”

Elwi, Muhammed y Alhussiny (2018), estudiar el efecto de la interacción suelo-estructura en edificios de varios pisos con diversos sistemas de cimientos (pág.01). Los edificios de varios pisos con soporte fijo y flexible sometidos a fuerzas sísmicas se analizaron bajo diferentes Condiciones del suelo como duro, medio y suave. Los edificios fueron analizados por el método de espectro de respuesta. utilizando el software SAP2000 (pág.02). Se concluyó que la desviación lateral, deriva de piso, cizalla de base y

momento los valores aumentan cuando el tipo de suelo cambia de duro a medio y medio a suave. La deflexión lateral, deriva de piso, cortante de base y momento del edificio de base fija fueron más bajos en comparación con la construcción de base flexible (pág.03).

Este estudio aporta resultados acerca de la respuesta de los edificios sometidos a fuerzas sísmicas con cimientos rígidos y flexibles, esto no servirá para describir mejor el comportamiento sísmico de los edificios considerando la interacción suelo-estructura.

- Título "*Análisis sísmico de un edificio de doce pisos de la ciudad de manta considerando interacción suelo estructura*"

Aguiar y Ortiz (2017), Realizaron el análisis sísmico de un edificio, ubicado en la ciudad de Manta con un modelo que considera base empotrada aplicando el método espectral (pág.251). Se utilizó la metodología de la ASCE-10 para obtener un modelo simplificado de un grado de libertad equivalente y la guía NEHRP-12 para considerar interacción suelo estructura, además, se detalló el cálculo de los factores que se tomaron en cuenta para el modelamiento de una estructura con vigas de cimentación; y, se comparan los resultados de los distintos modelos propuestos (pág.251). Estos autores concluyen que las derivas de piso no llegan a ser mayores a 0,70 % únicamente en los primeros diez pisos de la edificación, lo que contrasta con el poco daño que sufrió la estructura; para los dos últimos niveles la deriva de piso excedió este valor al punto que en el nivel doce en componte E-W alcanzo el 1,40 %, además la metodología propuesta para hallar

desplazamientos y fuerzas en cualquier pórtico, se obtuvieron resultados similares en desplazamiento y proporcionales en fuerzas (pág.277).

Esta investigación nos permitirá tener una idea de cómo evaluar la incidencia de la interacción suelo estructura en las fuerzas internas, periodo de vibración, desplazamientos, deriva de piso entre otros.

- Título: “*Análisis de la interacción sísmica suelo -estructura en edificación de albañilería estructural*”.

Gamarra (2014), Determinar la influencia en los modelos de interacción sísmica suelo estructura, considerando la flexibilidad y las propiedades inerciales de los suelos, para el cálculo de edificación de albañilería estructural ante la acción sísmica de la región Junín (pág.25). Se analizó la edificación de albañilería estructural, con un suelo intermedio de tipo arena-limo arcilloso ubicado en Huancayo-Junín-Peru, con modelos de cálculo de los investigadores D. D. Barkan- O.A. Savinov, V.A. Ilichev, A.E. Sargsian, Norma Rusa SNIP 2.02.05-87, Norma Boliviana de Diseño sísmico NBDS-2006, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, modelo de la Norma Japonesa Para la Construcción y modelo de la EE.UU. NIST GCR 12-917-21. Con empleo de programa de cómputo ETABS V9.7.4 y SafeV12.3.2, a través de las comparaciones con la Norma Peruana (pág. 17). Se llegó a concluir que el suelo incrementa los desplazamientos máximos de entrepiso además de incrementar la carga axial, fuerza cortante y el momento flector. Para la carga axial se produjo una variación con un intervalo de 18.2% a 93.8%. Para la fuerza cortante se produjo una variación con un intervalo de

15.7% a 24.5%. Para el momento flector se produjo una variación con un intervalo de 0.6% a 19.0%. Por lo cual la interacción sísmica suelo - estructura nos permite realizar un análisis de rigidez adecuado de la edificación (pág.192).

Esta investigación nos aporta una forma clara de cómo modelar e incluir la interacción suelo estructura en edificaciones con un sistema de construcción en albañilería y representa muy claramente los efectos que se generan en la estructura a través de comparación entre diferentes métodos y la norma peruana.

- Título: “*Evaluación de la interacción suelo-estructura en una construcción de 51 pisos a partir de la relación espectral de grabaciones de terremotos*”

Kun (2017), Evaluar la influencia de la interacción suelo estructura en un edificio de 51 pisos a partir de una data de grabaciones de terremotos (pág. 1). En este estudio, los registros del terremoto de Chi-Chi y la 1226 doblete del terremoto de Hengchun de la matriz estructural en un edificio de gran altura de 51 pisos son Se utiliza para obtener las características dinámicas de los edificios mediante el método de la función de transferencia (TF) (pág. 1). Como resultado se demuestra que la frecuencia fundamental del edificio puede variar con la intensidad de fuerza de excitación El cambio en la frecuencia puede atribuirse a una o más de las siguientes causas: 1. Cambio en la construcción de rigidez efectiva; 2. Cambio de rigidez de la base (pág. 6).

Esta investigación nos aporta una metodología en la que podemos ver y analizar como varía el comportamiento de la estructura conforme se incrementa en altura, para que de tal forma podemos proyectar resultados a la estructura que se vaya a diseñar en esta investigación.

- Título: “*Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con plateas de cimentación*”

Villareal (2017), Elaboración de una metodología de uso y aplicación de los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura, considerando la flexibilidad y las propiedades inerciales de los suelos, para el cálculo de edificaciones con plateas de cimentación ante la acción sísmica. (pág.05). Se analizó el esquema de cálculo de edificaciones, considerando la flexibilidad de la base de fundación y se describió el modelo dinámico suelo-estructura para edificaciones con plateas de cimentación. Se explicó y fundamentó teóricamente los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura, donde se consideran los efectos de flexibilidad y propiedades inerciales de los suelos (pág.03). Llega a concluir que hay incremento de los periodos de vibración, desplazamientos y por ende derivas, además las fuerzas internas de la estructura (Fuerza axial, cortante basal y momento flector) se reducen.

Este estudio nos brinda modelos de cálculo de interacción suelo estructura que puede ser aplicada a la presente investigación, puesto que tipo de cimentación que se está utilizando (platea de cimentación) es la misma que utiliza Villareal en su investigación. Además, no ayudaría a constatar la veracidad y validez de los resultados.

1.3. Bases teóricas

1.3.1. Interacción suelo estructura

Villarreal (2017) define a la interacción suelo estructura como: “El contacto dinámico entre el suelo y la cimentación, transmitiendo este último el movimiento al edificio, siendo dicho tipo de análisis el real, ya que se analiza todo como un trinomio suelo-cimentación-superestructura” (p.25).

Por otra parte, Corona, Avilés, López, y Gerardo (2004) definen a la interacción suelo estructura como:

Un conjunto de efectos producidos en la estructura y el suelo como resultado de la deformabilidad de este ante la excitación sísmica, la interacción modifica las propiedades dinámicas relevantes que tendría la estructura supuesta con base indeformable, así como las características del movimiento del suelo en la cimentación.

La Interacción Estática Suelo Estructura (IESE) se refiere a los esfuerzos y deformaciones que se inducen, tanto en el suelo como en la estructura, debidas únicamente a las cargas gravitacionales y en el que se debe tener una compatibilidad de deformaciones entre estructura y terreno de cimentación. La importancia de la IDSE en la respuesta estructural está definida por el contraste que existe entre la rigidez del sistema suelo-cimentación y la rigidez de la estructura, por lo que, en estructuras rígidas (como es el caso de estructuras a base de muros de mampostería o concreto, o de marcos de concreto robustos) el efecto será más pronunciado (Fernández, 2013).

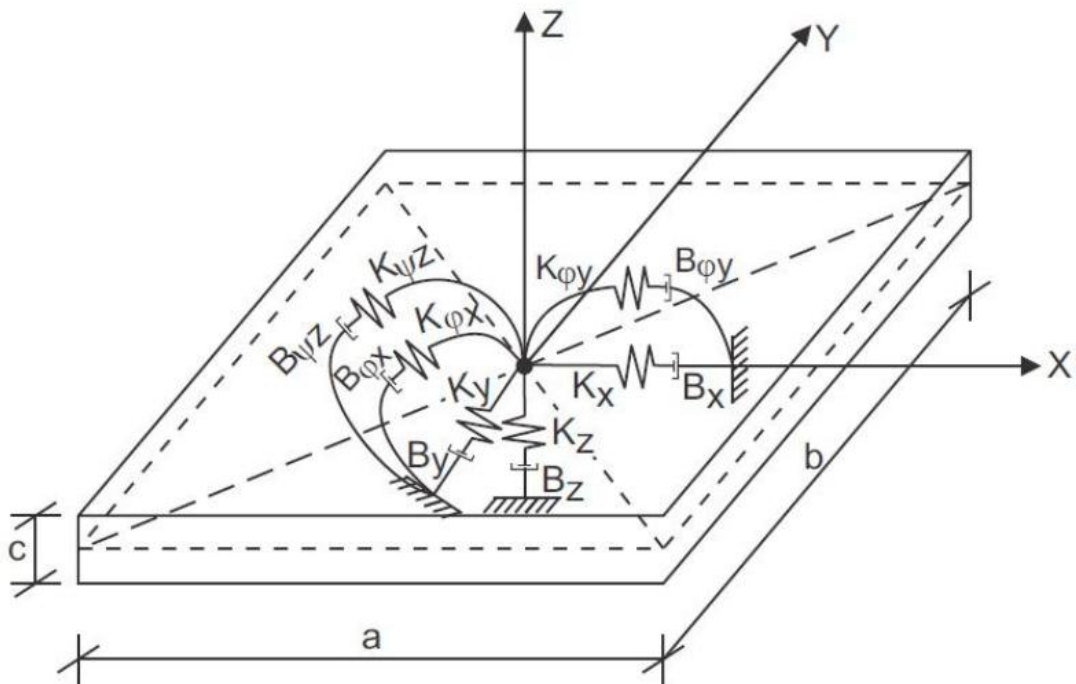


Figura 1. Esquema de interacción suelo – platea de cimentación. Copyright 2009 por Villarreal

Villarreal (2009) indica que el problema principal de la consideración de la flexibilidad de la base de fundación, consiste en la determinación de los coeficientes de rigidez:

K_z - coeficiente de rigidez de compresión elástica uniforme; (T/m)

K_x, K_y - coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico uniforme; (T/m)

$K_{\phi x}, K_{\phi y}$ - coeficientes de rigidez de compresión no uniforme; (T.m)

$K_{\psi z}$ - coeficiente de rigidez de desplazamiento no uniforme; (T.m)

De esta manera, las vibraciones pueden ser descritas parcialmente por:

- vibraciones verticales;
- vibraciones horizontales;
- vibraciones horizontal-rotacionales;
- vibraciones rotacionales alrededor del eje vertical.

1.3.1.1. Interacción Inercial

El caso más simple de interacción suelo-estructura. Se da cuando la cimentación, esto es, la zona de contacto terreno estructura, es pequeña y superficial; pequeña, de manera que pueda considerarse puntual respecto a las longitudes de las ondas sísmicas que la van a solicitar y superficial, de manera que no exista una zona de terreno que tenga que guardar cierta compatibilidad de deformaciones con el movimiento de la estructura en otra zona que no sea puntual (Soriano, 1989).

Si el terreno no es infinitamente rígido, los esfuerzos que se generan en la cimentación provocarán una deformación variable, es decir un movimiento que obligará al punto de unión y a su entorno próximo a moverse de manera distinta al movimiento del campo libre. Para comenzar el estudio de esta modificación del movimiento causada por esta interacción elemental (puntual), podemos volver a considerar el sistema de un grado de libertad con amortiguamiento viscoso, pero esta vez con un vínculo flexible (Soriano, 1989).

(solano, 2012) por otro lado define acerca de la interacción inercial como:

La interacción inercial se modela por medio de las funciones de impedancia del suelo (rigideces y amortiguamiento del conjunto suelo - cimentación dependientes de las frecuencias) y mediante el análisis del sistema suelo estructura completo con matrices de rigidez, amortiguamiento y masa que contienen todos los elementos del sistema.

1.3.1.2. Interacción Cinemática

Soriano (1989) indica que “Normalmente las cimentaciones están suficientemente enterradas y son de extensión tal que para suponerla puntual y en superficie, puede conducir a ciertas inexactitudes”

El problema completo de interacción puede ilustrarse con un esquema donde se representa un caso bidimensional. Se indica la forma en que la ecuación matricial del movimiento puede desdoblarse en una ecuación previa, que representa la interacción cinemática, y otra ecuación final, que representa la interacción inercial (Soriano, 1989). Hay casos particulares en los que la interacción cinemática tiene efecto nulo. Por ejemplo, el caso teórico de cimentación puntual en superficie que ya se postuló, o el caso particular de una cimentación superficial que sólo estuviese solicitada por ondas de corte de propagación vertical: ondas SV. En estos casos el movimiento relativo respecto al cimiento de una estructura sin masa (tal es el movimiento añadido por el efecto de la interacción cinemática) sería exactamente nulo; la estructura y su cimiento se moverían de manera idéntica (Soriano, 1989).

Soriano (1989) afirma que “Cuando las ondas sísmicas no son exclusivamente del tipo SV y sobre todo cuando la cimentación se realiza a una profundidad notable, el efecto de la interacción cinemática puede tener una importancia grande”

Resolver un problema de interacción cinemática es prácticamente igual de complejo que resolver de una vez el correspondiente

problema completo. El desdoblamiento que se ha hecho tiene la utilidad de poder resolver de una forma, aunque sea aproximada, la parte cinemática y poder utilizar un procedimiento más detallado para la parte inercial, que es más fácil de resolver (Soriano, 1989).

1.3.2. Análisis Sísmico

Para realizar el análisis sísmico dinámico se está tomando en cuenta los parámetros de la norma peruana E030, por tal motivo es necesario estudiar y conocer los conceptos que esta no brinda.

1.3.2.1. Zonificación

El mapa del Perú se ha dividido por zonas en un total de 4, como se muestra en la Figura 1. “La zonificación mostrada se basa en la distribución espacial de sismicidad, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos movimientos con la distancia epicentral, así también en la información neotectónica”. (Norma técnica E030 diseño sismorresistente, 2018).



Figura 2. Zonificación. Copyright 2018 por la Norma técnica E030 diseño sismorresistente

A cada uno de los factores de zona se les asigna un valor según se indica en la Tabla 1. Con este factor se indica como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor “Z” se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad (Norma técnica E030 diseño sismorresistente, 2018).

Tabla 1: *Factores de zona*

| ZONA | Z |
|------|------|
| 4 | 0.45 |
| 3 | 0.35 |
| 2 | 0.25 |
| 1 | 0.1 |

Nota. Copyright 2018 por la Norma técnica E030 diseño sismorresistente

1.3.2.2. Condiciones geotécnicas

Para la clasificación de los perfiles de suelo se ha tomando en cuenta la propagación de las ondas de corte (\bar{V}_s) de acuerdo a sus velocidades, por otro lado, para suelos de tipo granulares, el promedio ponderado obtenido para los N_{60} mediante un ensayo de penetración estándar (SPT), o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada (\bar{S}_u) para suelos cohesivos. Estas propiedades deben determinarse para los 30 m superiores del perfil de suelo medidos desde el nivel del fondo de cimentación (Norma técnica E030 diseño sismorresistente, 2018).

La norma técnica E030 diseño sismorresistente (2018), especifica 5 tipos de suelos:

a) Perfil Tipo S0: Roca Dura

A este tipo corresponden las rocas sanas con velocidad de propagación de ondas de corte \bar{V}_s mayor que 1500 m/s. Las mediciones deberán corresponder al sitio del proyecto o a perfiles de la misma roca en la misma formación con igual o mayor intemperismo o fracturas. Cuando se conoce que la roca dura es continua hasta una profundidad de 30 m, las mediciones de la velocidad de las ondas de corte superficiales pueden ser usadas para estimar el valor de \bar{V}_s .

b) Perfil Tipo S1: Roca o Suelos Muy Rígidos

A este tipo corresponden las rocas con diferentes grados de fracturación, de macizos homogéneos y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte \bar{V}_s , entre 500 m/s y 1500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Roca fracturada, con una resistencia a la compresión no confinada q_u mayor o igual que 500 kPa (5 kg/cm²).
- Arena muy densa o grava arenosa densa, con N_{60} mayor que 50.
- Arcilla muy compacta (de espesor menor que 20 m), con una resistencia al corte en condición no drenada \bar{S}_u mayor que 100 kPa (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

c) Perfil Tipo S2: Suelos Intermedios

A este tipo corresponden los suelos medianamente rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte \bar{V}_s , entre 180 m/s y 500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Arena densa, gruesa a media, o grava arenosa medianamente densa, con valores del SPT \bar{N}_{60} , entre 15 y 50.
- Suelo cohesivo compacto, con una resistencia al corte en condiciones no drenada \bar{S}_u , entre 50 kPa (0,5 kg/cm²) y 100 kPa (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

d) Perfil Tipo S3: Suelos Blandos

Corresponden a este tipo los suelos flexibles con velocidades de propagación de onda de corte \bar{V}_s , menor o igual a 180 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Arena media a fina, o grava arenosa, con valores del SPT \bar{N}_{60} menor que 15.
- Suelo cohesivo blando, con una resistencia al corte en condición no drenada \bar{S}_u , entre 25 kPa (0,25 kg/cm²) y 50 kPa (0,5 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.
- Cualquier perfil que no correspondan al tipo S4 y que tenga más de 3 m de suelo con las siguientes características: índice de plasticidad PI mayor que 20, contenido de humedad ω mayor que 40%, resistencia al corte en condición no drenada \bar{S}_u menor que 25 kPa.

e) Perfil Tipo S4: Condiciones Excepcionales

este tipo corresponden los suelos excepcionalmente flexibles y los sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas son particularmente desfavorables, en los cuales se requiere efectuar un estudio específico para el sitio. Sólo será necesario considerar un perfil tipo S4 cuando el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) así lo determine. La Tabla 2 resume valores típicos para los distintos tipos de perfiles de suelo:

Tabla 2. Clasificación de perfiles de suelo

| Perfil | \bar{V}_s | \bar{N}_{60} | \bar{S}_u |
|--------|--------------------------------|----------------|-----------------|
| S0 | >1500 m/s | - | - |
| S1 | 500 m/s a 1500 m/s | >50 | >100kPa |
| S2 | 180 m/s a 500 m/s | 15 a 50 | 50 kPa a 100kPa |
| S3 | < 180 m/s | <15 | 25kPa a 50 kPa |
| S4 | Clasificación basada en el EMS | | |

Nota. Copyright 2018 por la Norma técnica E030 diseño sismorresistente

1.3.2.3. Parámetros de sitio

En la norma técnica E030 diseño sismorresistente (2018) especifica que “Se considera el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los períodos TP y TL dados en las Tablas 3 y 4”.

Tabla 3. Factores de suelo "S"

| Zona - Suelo | S ₀ | S ₁ | S ₂ | S ₃ |
|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| Z ₄ | 0.80 | 1 | 1.05 | 1.1 |
| Z ₃ | 0.80 | 1 | 1.05 | 1.2 |
| Z ₂ | 0.80 | 1 | 1.05 | 1.4 |
| Z ₁ | 0.80 | 1 | 1.05 | 2 |

Nota. Copyright 2018 por la Norma técnica E030 diseño sismorresistente

Tabla 4. Periodo "TP" y "TL"

| | Perfil de suelo | | | |
|--------------------|-----------------|----------------|----------------|----------------|
| | S ₀ | S ₁ | S ₂ | S ₃ |
| T _P (S) | 0.3 | 0.4 | 0.6 | 1 |
| T _L (S) | 3 | 2.5 | 2 | 1.6 |

Nota. Copyright 2018 por la Norma técnica E030 diseño sismorresistente

1.3.2.4. Factor de ampliación sísmica

En la norma técnica E030 diseño sismorresistente (2018) especifica que "De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de ampliación sísmica (C) por las siguientes expresiones":

$$T < TP \quad C = 2,5 \quad (\text{Ecuación 1})$$

$$TP < T < TL \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{TP}{TL}\right) \quad (\text{Ecuación 2})$$

$$T > TL \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{TP \cdot TL}{T^2}\right) \quad (\text{Ecuación 3})$$

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

1.3.2.5. Categoría de edificaciones y factor de uso (U)

Según la norma técnica E030 diseño sismorresistente (2018), se indica que “Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla 5”.

Tabla 5. *Categoría de las edificaciones y factor U*

| Categoría | Descripción | Factor U |
|--|---|------------|
| A Edificaciones esenciales | A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud. | Ver nota 2 |
| | A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado. | 1.5 |
| B Edificaciones Importantes | Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. | 1.3 |

También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.

C Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree 1
Edificaciones Comunes peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.

D
Edificaciones Temporales Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares Ver nota 3

Nota1. Copyright 2018 por la Norma técnica E030 diseño sismorresistente

Nota2. Las nuevas edificaciones de categoría A1 tendrán aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable podrá decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de U será como mínimo 1,5.

Nota3. En estas edificaciones deberá proveerse resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

1.3.2.6. Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción

Los sistemas estructurales han sido clasificados según los tipos de materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis tanto en “x” como en “y”, tal como se indica en la Tabla 6. Cuando en la dirección de análisis, la edificación presente más de un sistema estructural, se tomará el menor coeficiente R_0 que corresponda (Norma técnica E030 diseño sismorresistente, 2018).

Tabla 6. *Sistemas Estructurales*

| Sistema Estructural | Coefficiente Básico de Reducción R0 |
|--|--|
| Acero: | |
| 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 |
| Concreto Armado: | |
| Pórticos | 8 |
| Dual | 7 |
| De muros estructurales | 6 |
| Muros de ductilidad limitada | 4 |
| Albañilería Armada o Confinada. | 3 |
| Madera (Por esfuerzos admisibles) | 7 |

Nota1. Copyright 2018 por la Norma técnica E030 diseño sismorresistente

Nota2. Estos coeficientes se aplicarán únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido.

1.3.2.7. Regularidad estructural

Según la norma técnica E030 diseño sismorresistente (2018) “Las estructuras se deberán clasificar como regulares o irregulares para los siguientes fines”:

- Cumplir determinadas restricciones
- Establecer los procedimientos de análisis.
- Determinar el coeficiente R de reducción de fuerzas sísmicas.

Estructuras Regulares son las que, en su configuración resistente a cargas laterales, no presentan las irregularidades. En estos casos, el factor I_a o I_p será igual a 1,0.

Estructuras Irregulares son aquellas que presentan una o más de las irregularidades.

1.3.2.8. Coeficientes de reducción de las fuerzas sísmicas

Según la norma técnica E030 diseño sismorresistente (2018) “El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinará como el producto del coeficiente R_0 y de los factores I_a , I_p ”.

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p \text{ (Ecuación 4)}$$

1.3.3. Análisis estructural

1.3.3.1. Consideraciones Generales para el Análisis

Para estructuras regulares, el análisis podrá hacerse considerando que el total de la fuerza sísmica actúa independientemente en dos direcciones ortogonales predominantes. Para estructuras irregulares deberá suponerse que la acción sísmica ocurre en la dirección que resulte más desfavorable para el diseño. Las solicitaciones sísmicas verticales se considerarán en el diseño de los elementos verticales, en elementos horizontales de gran luz, en elementos post o pre tensados y en los voladizos o salientes de un edificio. Se considera que la fuerza sísmica vertical actúa en los elementos simultáneamente con la fuerza sísmica horizontal y en el sentido más desfavorable para el análisis (Norma técnica E030 diseño sismorresistente, 2018).

1.3.3.2. Modelos para el análisis

El modelo utilizado para el análisis necesariamente debe considerar una distribución espacial de masas y rigideces que sean adecuadas y permitan calcular los aspectos más significativos del comportamiento dinámico de la estructura. Las edificaciones de concreto armado y las de albañilería podrán analizarse considerando las inercias de las secciones brutas, ignorando la fisuración y el refuerzo (Norma técnica E030 diseño sismorresistente, 2018).

1.3.3.3. Estimación de peso (P)

Norma técnica E030 diseño sismorresistente (2018) “El peso (P), se calculará sumando a la carga muerta total de la edificación y un porcentaje de la carga viva o sobrecarga según sea el tipo de edificación a analizar”:

- a) En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva.
- b) En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25 % de la carga viva.
- c) En depósitos, el 80 % del peso total que es posible almacenar.
- d) En azoteas y techos en general se tomará el 25 % de la carga viva.
- e) En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100 % de la carga que puede contener.

1.3.4. Análisis dinámico modal espectral

1.3.4.1. Modos de Vibración

Aplicando un determinado procedimiento de análisis en el que se contemple adecuadamente los parámetros de rigidez y la distribución de masa se podrá determinar los modos de vibración.

Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas. Para cada dirección de análisis ha de considerarse aquellos modos de vibración en los que la suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, sin embargo, deberá tomarse en cuenta como mínimo los tres primeros modos de vibración predominantes en la dirección de análisis (Norma técnica E030 diseño sismorresistente, 2018).

1.3.4.2. Aceleración espectral

Norma técnica E030 diseño sismorresistente (2018) “Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por”:

$$S_a = \frac{Z.U.C.S}{R} \cdot g \quad (\text{Ecuación 5})$$

Norma técnica E030 diseño sismorresistente (2018), Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales, considerando los valores de C, definidos en el numeral 2.5, excepto para la zona de períodos muy cortos ($T < 0,2 T_p$) en la que se considerará:

$$T < 0,2 T_p \quad C = 1 + 7,5 \cdot \left(\frac{T}{T_p}\right) \quad (\text{Ecuación 6})$$

1.3.4.3. Criterios de combinación

Norma técnica E030 diseño sismorresistente (2018) “Se podrá obtener la respuesta elástica máxima esperada (r) para las fuerzas internas de cada uno de los elementos estructurales que componen la edificación,

para los parámetros de maneral global como son cortante basal y de entrepiso, desplazamiento total o parcial por cada piso y momentos de volteo, mediante ciertos criterios de combinación que se indican. La respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (r_i) podrá determinarse usando la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo.

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i \rho_{ij} r_j} \quad (\text{Ecuación 7})$$

Donde r representa las respuestas modales, desplazamientos o fuerzas.

Los coeficientes de correlación están dados por:

$$\rho_{ij} = \frac{8\beta^2(1+\lambda)\lambda^{3/2}}{(1-\lambda^2)^2 + 4\beta^2\lambda(1+\lambda)^2} \quad \lambda = \frac{\omega_j}{\omega_i} \quad (\text{Ecuación 8})$$

β , fracción del amortiguamiento crítico, que se puede suponer constante para todos los modos igual a 0,05

ω_i , ω_j son las frecuencias angulares de los modos i , j

Alternativamente, la respuesta máxima podrá estimarse mediante la siguiente expresión.

$$r = 0,25 \cdot \sum_{i=1}^m |r_i| + 0,75 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2} \quad (\text{Ecuación 9})$$

1.3.4.4. Fuerza cortante mínima

Para cada dirección de sismo analizada, la fuerza cortante en las columnas del primer piso no deberá ser menor que el 80% como se indica en el numeral 1.3.2.7 cuando se trata de una estructura regular, y cuando se trata de una estructura irregular este factor no debe ser inferior al 90% en el primer entrepiso. De ser necesario modificar la fuerza cortante para tener resultados acorde a lo mencionado se

deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos en el análisis sísmico, excepto los desplazamientos. (Norma técnica E030 diseño sismorresistente, 2018).

1.3.4.5.Excentricidad accidental

La localización de los centros de masa para cada nivel, se calculará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo correspondiente a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. Para cada caso se deberá considerar el signo más desfavorable (Norma técnica E030 diseño sismorresistente, 2018).

1.3.5. Requisitos de resistencia, rigidez y ductilidad

1.3.5.1. Cálculo de desplazamientos laterales

Para todas las estructuras calificadas como regulares, el desplazamiento lateral se deberá calcular mediante la multiplicación 0,75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,85 R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico (Norma técnica E030 diseño sismorresistente, 2018).

1.3.5.2.Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la Tabla 7.

Tabla 7. Límites para la distorsión de entrepiso

| Material Predominante | (Δ_i/h_{ei}) |
|--|---------------------|
| Concreto Armado | 0.007 |
| Acero | 0.01 |
| Albañilería | 0.005 |
| Madera | 0.01 |
| Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada | 0.005 |

Nota1. Copyright 2018 por la Norma técnica E030 diseño sismorresistente
Nota2. Los límites de la distorsión (deriva) para estructuras de uso industrial serán establecidos por el proyectista, pero en ningún caso excederán el doble de los valores de esta Tabla.

1.3.6. Modelos dinámicos de interacción suelo-estructura

Existen muchos modelos dinámicos que se han construido a lo largo del tiempo y en diferentes partes del mundo los cuales nos permiten tener una concepción clara de lo que se trata de representar y analizar cuando se habla de interacción suelo – cimiento – estructura, algunos métodos y modelos se describen a continuación:

1.3.6.1. Modelo dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov

Villarreal (2009) “Como resultado de muchas investigaciones experimentales para determinar los coeficientes de rigidez de las cimentaciones, el científico ruso D.D. Barkan en el año 1948 propuso utilizar las siguientes expresiones”:

$$K_x = K_y = C_x A \quad (\text{Ecuación 10})$$

$$K_z = C_z A \quad (\text{Ecuación 11})$$

$$K_{\phi x} = C_{\phi x} I_x \quad (\text{Ecuación 12})$$

$$K_{\phi y} = C_{\phi y} I_y \quad (\text{Ecuación 13})$$

Donde:

$C_{\varphi y}$, $C_{\varphi x}$, C_z , - coeficientes de compresión elástica uniforme y no uniforme;

C_x - coeficiente de desplazamiento elástico uniforme;

A - área de la base de la cimentación;

I_x , I_y - momentos de inercia de la base de la cimentación respecto al eje X e Y.

Con el propósito de obtener las fórmulas de cálculo para los coeficientes

C_z , C_φ , C_x analizamos dos modelos: modelo del semiespacio elástico isotrópico con poco peso y el modelo (M.M. Filonenko-Borodich)

Como resultado de la investigación se obtuvieron las siguientes expresiones:

$$C_z = X_z \cdot \frac{E}{1-\mu^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{A}} \quad (\text{Ecuación 114})$$

$$C_x = X_x \cdot \frac{E}{(1+X_x\mu)(1+\mu)} \cdot \frac{1}{\sqrt{A}} \quad (\text{Ecuación 15})$$

$$C_\varphi = X_\varphi \cdot \frac{E}{1-\mu^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{A}} \quad (\text{Ecuación 16})$$

Donde:

X_x , X_z , X_φ - coeficientes, dependientes de la relación de las dimensiones de la base de la cimentación;

μ - coeficiente de Poisson.

Villarreal (2009) “Las principales deficiencias de este modelo, consiste en que no describe la dependencia entre los coeficientes C_z , C_φ , C_x con las dimensiones de la base de la cimentación, y lo que es mucho más importante, no considera las propiedades inerciales de los suelos”.

La forma final para determinar los coeficientes de compresión y desplazamiento de la base en el modelo D.D. Barkan - O.A. Savinov es:

$$C_z = C_0 = \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \quad (\text{Ecuación 17})$$

$$C_x = D_0 = \left[1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \quad (\text{Ecuación 18})$$

$$C_{\phi x} = C_0 = \left[1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \quad (\text{Ecuación 19})$$

$$C_{\phi y} = C_0 = \left[1 + \frac{2(3a+b)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \quad (\text{Ecuación 20})$$

Donde:

C_0, D_0 - coeficientes determinados a través de experimentos realizados para

$\rho = \rho_0$

a, b - dimensiones de la cimentación en los ejes X e Y, respectivamente.

Δ - coeficiente empírico, asumido para cálculos prácticos igual a $\Delta = 1m^{-1}$.

A - Área de platea de cimentación

ρ - Presión estática, que se determina por la fórmula 21

$$\rho = \frac{P_{\text{edificio}} + P_{\text{platea}}}{A_{\text{platea}}} \quad (\text{Ecuación 21})$$

Siendo:

P_{edificio} - peso del edificio

P_{platea} - peso de la platea de cimentación

A_{platea} - Área de la platea de cimentación

Para el coeficiente D_0 , como se mostraron en los experimentos, se puede utilizar la dependencia empírica (Villarreal, 2009):

$$D_0 = \frac{1-\mu}{1-0,5\mu} \cdot C_0 \quad (\text{Ecuación 22})$$

Para cálculos prácticos se recomienda utilizar las siguientes fórmulas:

$$C_0 = 1,7 \cdot \frac{E_0}{1-\mu^2} \cdot 10^{-3} \cdot \left(\frac{kg}{cm^3} \right) \quad (\text{Ecuación 23})$$

$$D_0 = 1,7 \cdot \frac{E_0}{(1-\mu)(1-0,5\mu)} \cdot 10^{-3} \cdot \left(\frac{kg}{cm^3} \right) \quad (\text{Ecuación 24})$$

Donde:

E_0 - módulo de elasticidad, calculado experimentalmente para presión estática del suelo de 0,1-0,2kg/cm².

También se pueden usar los valores del coeficiente C_0 cuando $\rho_0 = 0,2 \text{ kg/cm}^2$, elegidos de acuerdo al tipo de suelo de la base de fundación, a través de tabla 8

Tabla 8. Coeficiente C_0 de acuerdo al tipo de fundación

| Tipo de perfil | Característica de la base de fundación | Suelo | $C_0 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}\right)$ |
|----------------|---|---|--|
| S1 | Roca o suelos muy rígidos | Arcilla y arena arcillosa dura ($I_L < 0$) | 3 |
| | | Arena compacta ($I_L < 0$) | 2.2 |
| | | Cascajo, grava, canto rodado, arena densa | 2.6 |
| | | Arcilla y arena arcillosa plástica ($0,25 < I_L \leq 0,5$) | 2 |
| S2 | Suelos intermedios | Arena plástica ($0 < I_L \leq 0,5$) | 1.6 |
| | | Arena polvorosa medio densa y densa ($e \leq 0,80$) | 1.4 |
| | | Arenas de grano fino, mediano y grueso, independientes de su densidad y humedad | 1.8 |
| S3 | Suelos flexibles o con estratos de gran espesor | Arcilla y arena arcillosa de baja plasticidad ($0,5 < I_L \leq 0,75$) | 0.8 |
| | | Arena plástica ($0,5 < I_L \leq 1$) | 1 |
| | | Arenas polvorosa, saturada, porosa ($e > 0,80$) | 1.2 |
| S4 | Condiciones excepcionales | Arcilla y arena arcillosa muy blanda ($I_L > 0,75$) | 0.6 |
| | | Arena movediza ($I_L > 1$) | 0.6 |

Nota 1. Copyright por Villarreal 2009

1.3.6.2. Modelo dinámico norma rusa SNIP 2.02.05-87

“Los coeficientes de rigidez de compresión elástica uniforme K_Z (T/m); desplazamiento elástico uniforme K_X , (T/m); compresión elástica no uniforme $K_{\varphi x}$, $K_{\varphi y}$ (T.m) y desplazamiento elástico no uniforme $K_{\psi z}$ (T.m); se calculan por las fórmulas” (Villarreal , 2009):

$$K_x = K_y = C_x A \quad (\text{Ecuación 25})$$

$$K_Z = C_Z A \quad (\text{Ecuación 26})$$

$$K_{\varphi x} = C_{x\varphi} I_x \quad (\text{Ecuación 27})$$

$$K_{\varphi y} = C_{y\varphi} I_y \quad (\text{Ecuación 28})$$

$$K_{\psi z} = C_{\psi z} I_z \quad (\text{Ecuación 29})$$

Donde:

A - área de la base de la cimentación (m²);

I_x , I_y - momentos de inercia (m⁴) de la platea de cimentación respecto a los ejes X e Y

I_z - momento de inercia (m⁴) del área de la base de la cimentación respecto al eje Z (momento polar de inercia)

La principal característica elástica de la cimentación, es decir el coeficiente de compresión elástica uniforme C_Z , kN/m³ (T/m³), se determina por medio de ensayos experimentales. En caso que no exista dicha información se puede determinar por la siguiente fórmula:

$$C_Z = b_0 E \left(1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}} \right) \quad (\text{Ecuación 30})$$

Donde:

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

$A_{10} = 10m$

A – Área de la cimentación

“Los coeficientes de desplazamiento elástico uniforme C_x (T/m³); compresión elástica no uniforme C_ϕ (T/m³) y desplazamiento elástico no uniforme C_ψ (T/m³); se determinan por las siguientes fórmulas” (Villarreal ,2009):

$$C_x = 0,7C_z \quad (\text{Ecuación 31})$$

$$C_{\phi x} = C_{\phi y} = 2C_z \quad (\text{Ecuación 32})$$

$$C_\psi = C_z \quad (\text{Ecuación 33})$$

En las propiedades de amortiguación de la base de la cimentación, se deben de considerar las amortiguaciones relativas ξ , determinado por ensayos de laboratorio.

En el caso que no existan datos experimentales, la amortiguación relativa para las vibraciones verticales ξ_z se puede determinar por la fórmula:

$$\left(\xi_z = 2 \sqrt{\frac{E}{C_z P_m}} \right) \quad (\text{Ecuación 34})$$

Donde:

E - módulo de elasticidad del suelo en la base de la cimentación

C_z - coeficiente de compresión elástica uniforme

p_m - presión estática media en la base de la cimentación.

$$p_m \leq \gamma_{ts}R \quad (\text{Ecuación 35})$$

Siendo:

γ_{ts} - coeficiente de la condición de trabajo del suelo de fundación, asumido igual a 0,7 para arenas saturadas de grano fino o polvorosa y arcillas de consistencia movediza; y para el resto de suelos es igual a 1;

R - resistencia de cálculo del suelo de fundación;

“Las amortiguaciones relativas para las vibraciones horizontales y rotacionales respecto a sus ejes horizontal y vertical, se pueden determinar por las siguientes fórmulas” (Villarreal 2009):

$$\beta_x = 0,6\beta_z \quad (\text{Ecuación 36})$$

$$\beta_{\varphi_x} = \beta_{\varphi_y} = 0,5\beta_z \quad (\text{Ecuación 37})$$

$$\beta_{\psi_z} = 0,3\beta_z \quad (\text{Ecuación 38})$$

“Las características de amortiguamiento del suelo de fundación, se determinan por las fórmulas” (Villarreal 2009):

$$B_x = B_y = 2\beta_x \sqrt{K_x M_x} \quad (\text{Ecuación 39})$$

$$B_z = 2\beta_z \sqrt{K_z M_z} \quad (\text{Ecuación 40})$$

$$B_{\varphi_x} = 2\beta_{\varphi_x} \sqrt{K_{\varphi_x} M_{\varphi_x}} \quad (\text{Ecuación 41})$$

$$B_{\varphi_y} = 2\beta_{\varphi_y} \sqrt{K_{\varphi_y} M_{\varphi_y}} \quad (\text{Ecuación 42})$$

$$B_{\psi_z} = 2\beta_{\psi_z} \sqrt{K_{\psi_z} M_{\psi_z}} \quad (\text{Ecuación 43})$$

Siendo:

β – amortiguación relativa

K – coeficiente de rigidez

M – masa de platea de cimentación

1.3.6.3. Modelo dinámico Norma Boliviana NBDS-2018

La Guía Boliviana de Diseño Sísmico (2018) indica que: Para calcular los apoyos elásticos de los nudos de una losa de fundación o de un cimiento corrido, se debe trabajar con las áreas tributarias de cada nudo y solamente obtener los resortes K_x , K_y y K_z . Al utilizar este tipo de apoyos elásticos se consigue un modelo que considera razonablemente bien la interacción suelo estructura.

Dónde:

K_x, K_y : Resortes transnacionales horizontales del punto (nudo) de apoyo (kgf/m).

K_z : Resorte transnacional vertical del punto de apoyo (kgf/m).

Guía Boliviana de Diseño Sísmico (2018) “Para calcular las constantes de resorte de los apoyos elásticos se pueden utilizar las siguientes formulas”:

$$K_z = \frac{4.G.R}{1-\mu} \quad (\text{Ecuación 44})$$

$$K_x = K_y = 18,20.G.R \quad (\text{Ecuación 45})$$

$$K_{\varphi x} = K_{\varphi y} = 1,8.K_z \quad (\text{Ecuación 46})$$

$$K_{\psi z} = 2.5 * K_z \quad (\text{Ecuación 47})$$

Dónde:

G – Módulo de corte del suelo

R – radio de la zapata circular o radio equivalente de una zapata rectangular. La zapata circular equivalente debe tener la misma área que la zapata rectangular para la deducción del radio R

μ - Coeficiente de poisson

1.3.7. Edificio de muros estructurales

1.3.7.1. Estructura

Delgado (2011) “Se llama así a un conjunto de elementos resistentes que colaboran entre sí para soportar fuerzas o cargas manteniendo en todo momento su equilibrio, es decir todas las fuerzas que actúan sobre la estructura se compensan mutuamente”.

Rodas (2014), Una estructura es un conjunto de elementos que se interconectan para cumplir funciones tales como: salvar vanos (puentes), contener sólidos o líquidos (silos, piscinas), soportar empuje de tierras (muros de contención), etc. Las cualidades de una buena estructura deben ser: seguridad, economía, racionalidad y por qué no decirlo: belleza

1.3.7.2. Concreto Armado

Delgado (2011) “El concreto armado lleva este nombre porque lleva acero corrugado, siendo este material el que hace resistente al Concreto Armado cuando esté sometido a esfuerzos de tracción. El concreto Armado se utiliza cuando queremos cubrir grandes cargas y luces pequeñas”.

El concreto es un material semejante a la piedra que se obtiene mediante una mezcla cuidadosamente proporcionada de cemento, arena y grava u otro agregado, y agua; después, esta mezcla se endurece en formaletas con la forma y dimensiones deseadas. El cuerpo del material consiste en agregado fino y grueso. El cemento y el agua interactúan químicamente para unir las partículas de agregado y conformar una masa sólida. Es necesario agregar agua, además de

aquella que se requiere para la reacción química, con el fin de darle a la mezcla la trabajabilidad adecuada que permita llenar las formaletas y rodear el acero de refuerzo embebido, antes de que inicie el endurecimiento. (Arthur, 2001)

1.3.7.3. Estructuras con muros estructurales

Son sistemas ampliamente utilizados en el proyecto de edificaciones sismorresistentes. Sus características resaltantes de elevada rigidez y ductilidad le permiten resistir de forma muy eficiente las cargas laterales debido a las acciones sísmicas y de viento, limitando los desplazamientos laterales de la estructura y permitiendo gran disipación de la energía en las zonas diseñadas para tal fin. En comparación con los sistemas de pórticos, las edificaciones con muros estructurales presentan un mejor comportamiento sismorresistente para estructuras medianas y altas. (Briceño, Adriana, Carreras y Nelson, 2013)

1.3.7.4. Cimentación de la edificación

El cimiento es aquella parte de la estructura encargada de transmitir las cargas al terreno. Dado que la resistencia y rigidez del terreno son, salvo raros casos, muy inferiores a las de la estructura, la cimentación posee un área en planta muy superior a la suma de las áreas de todos los soportes y muros de carga. (Montoya y Pinto, 2010).

Existen diferentes tipos de cimentaciones las cuales son utilizadas de acuerdo a los tipos de edificaciones que vayan a sostener. Montoya y Pinto (2010) clasifican a las cimentaciones como:

❖ Cimentaciones superficiales

Son aquellas que se apoyan en las capas superficiales o poco profundas del suelo, por tener éste suficiente capacidad portante o por tratarse de construcciones de importancia secundaria y relativamente livianas. Las cimentaciones superficiales se clasifican en:

- ✓ Cimentaciones ciclópeas.
- ✓ Zapatas aisladas, corridas o combinadas.
- ✓ Losas de cimentación.

❖ Cimentaciones semiprofundas

Las cimentaciones semiprofundas se clasifican en:

- ✓ Pozos de cimentación o caissons.
- ✓ Arcos de ladrillo sobre machones de hormigón.
- ✓ Muros de contención bajo rasante.
- ✓ Micropilotes.

❖ Cimentaciones Profundas

Las cimentaciones profundas se clasifican en:

- ✓ Pilas y cilindros.
- ✓ Pilotes.
- ✓ Pantallas isostáticas.
- ✓ Pantallas hiperestáticas.

1.3.8. Criterios de estructuración y diseño

Mientras más compleja la estructura, más difícil resulta predecir su comportamiento sísmico. Por esta razón, es aconsejable que la estructura sea lo más simple y limpia posible. De manera que la

idealización necesaria para su análisis sísmico acerque lo más posible a la estructura real. Debe además tratar de evitarse que los elementos no estructurales distorsionen la distribución de las fuerzas considera, pues se generan fuerzas en elementos que no fueron diseñados para esas condiciones. (Delgado, 2011).

1.3.8.1.Simplicidad y simetría

La experiencia ha demostrado rápidamente que las estructuras simples se comportan mejor durante los sismos. Hay dos razones principales para que esto sea así. Primero, nuestra habilidad de predecir el comportamiento sísmico de una estructura es marcadamente mayor para las estructuras simples que para las complejas; y segundo nuestra habilidad para idealizar los elementos estructurales es mayor para las estructuras simples que para las complicadas. (Delgado, 2011).

1.3.8.2.Resistencia y ductilidad

Las estructuras deben tener la resistencia sísmica adecuada en todas las direcciones. El sistema de resistencia sísmica debe existir por lo menos en dos direcciones ortogonales, de tal manera que se garantice la estabilidad tanto de la estructura como de un todo, como de cada uno de sus elementos. (Delgado, 2011).

1.3.8.3.Hiperestaticidad y monolitismo

Como concepto general de diseño sismo-resistente, debe indicarse de que la conveniencia de las estructuras tengan una disposición hiperestática. Ello logra una mayor capacidad resistente, que al permitir que, por producción de rotulas plasticas, se disipe en mejor

forma la energía sísmica y, por otra parte al aumentar la capacidad resistente se le otorga a la estructura un mayor grado de seguridad. (Delgado, 2011).

1.3.8.4.Uniformidad y continuidad de la estructura

Delgado (2011) indica que “La estructura debe ser continua tanto en plano como en elevación con elementos que no cambien bruscamente su rigidez, de manera de evitar concentraciones de esfuerzos”.

“Si se usan placas (muros de concreto armado) y se requiere eliminarlas en algún nivel, no deberá hacerse un cambio brusco, sino reducciones paulatinas de manera de obtener una transición” (Delgado, 2011).

1.3.8.5.Rigidez lateral

Delgado (2011) afirma: “Para que un estructura pueda resistir fuerzas horizontales sin tener deformaciones importantes, será necesario proveerla de elementos estructurales que aporten rigidez lateral en sus direcciones principales”.

Las deformaciones importantes durante un sismo, ocasionan mayor efecto de pánico en los usuarios de la estructura, mayores daños en los elementos no estructurales y en general mayores efectos perjudiciales, habiéndose comprobado un mejor comportamiento en estructuras rígidas que en estructuras flexibles. (Delgado, 2011).

1.3.8.6.Existencia de losas que funcionen como una unidad

Delgado (2011) Afirma: En los análisis es usual considerar como hipótesis básica la existencia de una losa rígida en su plano, que

permite la idealización de una estructura como una unidad donde las fuerzas horizontales aplicadas pueden distribuirse en columnas y muros(placas) de acuerdo a su rigidez lateral, manteniendo toda una misma deformación lateral para un determinado nivel.

1.3.8.7.Elementos no estructurales

Otro aspecto que debe ser tomado en cuenta en una estructuración es la influencia de los elementos secundarios. Delgado (2011) afirma:

Los elementos no estructurales desempeñan un papel positivo en el sentido de que colaboran a un mayor amortiguamiento dinámico, debido principalmente a que al producirse esfuerzos internos aumentan los rozamientos. En los sismos violentos, al agrietarse en forma importante contribuyen a disipar energía sísmica, aliviando a los elementos resistentes.

1.3.8.8.Sub estructura o cimentación

La regla básica respecto a la resistencia sísmica de la sub-estructura es que se debe tener una acción integral de la misma durante un sismo, además de las cargas verticales que actúan, los siguientes factores deberán considerarse respecto al diseño de la cimentación. (Delgado, 2011).

- a) Trasmisión de corte basal de la estructura al suelo.
- b) Provisión de los elementos volcantes.
- c) Posibilidad de movimientos diferenciales de los elementos de la cimentación.
- d) Licuefacción del suelo.

1.3.8.9.El diseño en concreto armado

Las consideraciones mas importantes para el diseño sismo-resistente son:

- a) En el diseño por flexión se debe buscar la falla por tracción.
- b) En un elemento sometido a flexión y cortante, se debe dar mas capacidad por cortante buscando evitar la falla por cortante.
- c) En un elemento donde existan compresiones importantes (máximos momentos) se debe confinar al concreto con refuerzos de acero transversal.
- d) Diseñar los elementos continuos con cuantías de fierro en tracción y compresión.
- e) Diseñar las columnas con mayor capacidad de resistir momentos en relación a las vigas.
- f) En un elemento sometido en flexocompresión y cortante (columnas y muros) se debe dar mas capacidad por cortante que por flexión.

1.4. Formulación del problema

¿Qué efectos genera la interacción sísmica suelo – estructura en el comportamiento sísmico de un edificio con sistema de muros estructurales sometido a diferentes perfiles de suelo en la ciudad de Trujillo, en el periodo 2020?

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo General

Analizar los efectos de la interacción sísmica suelo – estructura en el comportamiento sísmico de un edificio con sistema de muros estructurales sometido a diferentes perfiles de suelo en la ciudad de Trujillo.

1.5.2. Objetivos específicos

O.E.1 Estudiar los métodos de cálculo D.D. Barkan – O.A. Savinov, Norma Rusa Snip 2.02.05-87 y Norma Boliviana NBDS-2018, aplicados a cimentaciones de tipo plateas que consideran a la interacción suelo-estructura en el análisis sismo dinámico.

O.E.2 Calcular la flexibilidad y propiedades inerciales del suelo considerando la interacción suelo-estructura según cada método.

O.E.3 Determinar las diferencias del comportamiento dinámico de un edificio con muros estructurales sometido a diferentes perfiles de suelo, mediante la norma peruana E.030 de diseño sismorresistente (base fija) y considerando métodos que incluyen la interacción suelo – estructura.

1.6. Hipótesis

1.6.1. Hipótesis General

La interacción suelo-estructura afecta significativamente en el comportamiento sísmico de un edificio de muros estructurales sometido a diferentes tipos de suelo, incrementando el periodo de vibración de la estructura, aumentando los desplazamientos de cada piso y reduciendo las fuerzas internas del edificio. Además, pasar de un suelo duro (S1) a uno intermedio (S2) aumenta los periodos de vibración, desplazamiento y fuerzas internas.

CAPÍTULO II. METODOLOGÍA

2.1. Tipo de investigación

2.2.1. Por el propósito

Esta investigación según el propósito que persigue, es de tipo aplicada, porque busca llevar a la práctica los conocimientos adquiridos teóricamente, dando como resultado una forma rigurosa, organizada y sistemática de conocer la realidad.

2.2.2. Por el diseño

El diseño de esta investigación es no experimental, y se utilizará el método descriptivo porque la variable no es manipulable y solo nos limitaremos a describir, analizar y explicar las variables en estudio.

2.2. Diseño de investigación

El diseño de esta investigación es transversal descriptiva porque se estudiarán los fenómenos tal como se presentan en su forma natural, además esta investigación es tipo cuantitativa.

2.3. Unidad experimental

La unidad experimental considerada en la presente investigación es un edificio de muros estructurales de 11 pisos destinado a vivienda. (ver anexos 4,5 y 6).

2.4. Población y muestra

2.4.1. Población

La población está conformada por todos los modelos de edificios con sistema de muros estructurales de 11 pisos, que cumplen los parámetros de diseño del Reglamento Nacional de Edificaciones en la ciudad de Trujillo 2019.

2.4.2. Muestra

La técnica de muestreo utilizada fue no probabilística por conveniencia, porque el diseño arquitectónico del proyecto nos ha sido facilitado por una empresa constructora y validado por un arquitecto colegiado lo cual garantiza que dicho plano se ha diseñado tomando en cuenta parámetros de diseño especificados en el Reglamento Nacional de Edificaciones.

Para dicha muestra se modeló un edificio de muros estructurales de 11 pisos con cimentación de tipo platea en la ciudad de Trujillo 2019. (Anexo 4,5,6).

2.4.3. Operacionalización de variables

La matriz de operacionalización de variables se muestra en la tabla 9

Tabla 9. *Matriz de operacionalización de variable dependiente*

| VARIABLE | DEFINICIÓN CONCEPTUAL | DEFINICIÓN OPERACIONAL | DIMENSIONES | INDICADORES |
|---|--|---|-------------------------|---|
| Comportamiento sísmico de un edificio de muros estructurales | La sísmica de Estructuras es un área del análisis mecánico de las construcciones que estudia el efecto de las acciones externas que producen vibraciones | Se utilizará los parámetros de la norma E030 para realizar el análisis sismo-dinámico | Desplazamientos máximos | Simulación dinámica en los ejes "X" y "Y" mediante todos los métodos de interacción suelo estructura. |
| | | | Fuerzas Internas | Fuerza cortante, momento flector y momento torsor mediante todos los métodos de interacción suelo estructura. |
| | | | Periodos de Vibración | Periodos de los 33 modos de Vibración mediante todos los métodos de interacción suelo estructura. |

Tabla 10. Matriz de operacionalización de variable independiente 1

| VARIABLE | DEFINICIÓN CONCEPTUAL | DEFINICIÓN OPERACIONAL | DIMENSIONES | INDICADORES |
|-------------------------------------|--|--|---------------------------------------|--|
| Interacción suelo-estructura | Es el contacto dinámico entre el suelo y la cimentación, transmitiendo este último el movimiento al edificio, siendo dicho tipo de análisis el real, ya que se analiza todo como un trinomio suelo-cimentación-superestructura | Se utilizarán los diferentes métodos de análisis de interacción suelo-estructura como el método de Barkan, Norma Rusa, Norma Boliviana | Coefficientes de rigidez traslacional | Dimensiones de cimentaciones, peso de la estructura y parámetros del suelo |
| | | | Coefficientes de rigidez rotacional | Dimensiones de cimentaciones, peso de la estructura y parámetros del suelo |

Tabla 11. Matriz de operacionalización de variable independiente 2

| VARIABLE | DEFINICIÓN CONCEPTUAL | DEFINICIÓN OPERACIONAL | DIMENSIONES | INDICADORES |
|--------------------------|--|--|------------------|---|
| Perfiles de suelo | Desde un punto de vista constructivo, los suelos se clasifican atendiendo a su integridad y capacidad portante en rocas, suelos granulares y suelos finos. | Se utilizarán los diferentes tipos de suelos existentes en la ciudad de Trujillo con los cuales se realizará el análisis de por los diferentes métodos de interacción y modelo empotrado | Suelo Intermedio | Dimensiones de tipo de suelo y capacidad portante entre 0.5 kg/cm ² y 1 kg/cm ² |
| | | | Suelo duro | Dimensiones de tipo de suelo y capacidad portante entre 1 kg/cm ² y 4 kg/cm ² |

2.5. Técnicas e instrumentos de recolección y análisis de datos

2.3.1. Recolección de datos

Análisis de documento: Para el análisis de documento se utilizará como instrumento una ficha de registro de datos las cuales se muestra en los anexos N° 2 y 3. Además se tendrá en cuenta investigaciones realizadas por otros autores. Para la selección de los materiales y los parámetros sísmicos a considerar como el tipo de suelo, zonificación y otros se tomará en cuenta las consideraciones que se indican en la norma E030 de diseño sismorresistente de acuerdo al lugar de estudio (Trujillo).

Planos de Arquitectura y estructuras: Los planos arquitectónicos serán facilitados por una empresa que tiene un proyecto de un edificio en desarrollo, y para la elaboración de los planos estructurales se utilizará el programa AutoCAD software de diseño asistido por computadora.

Estudio de suelos: Los parámetros de suelo serán tomadas de una investigación doctoral en la que se ha realizado una microzonificación de toda la ciudad de Trujillo de acuerdo al tipo de suelo.

2.3.2. Procesamiento de datos

Para el procesamiento de datos se necesario utilizar los siguientes programas informáticos.

AutoCAD 2020: Para la realización de planos estructurales del edificio en análisis.

ETABS V.18: La estructura será analizada por el método de elementos finitos, y para ello como programa informático de soporte se utilizará el ETABS

V18.0, que cuenta con respaldo internacional en la elaboración y desarrollo de proyectos de ingeniería civil de pequeña, mediana y gran envergadura.

Microsoft Excel 2016: Se utilizará el software Excel, porque es de fácil manejo y de rápida accesibilidad a nuestra base de datos mediante la elaboración de cuadros y gráficos que nos servirá para calcular y analizar los efectos de la interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica del edificio en los diferentes tipos de suelo encontrados en Trujillo.

2.3.3. Análisis de datos

Los datos procesados serán analizados e interpretados según lo estipula la norma E.030 del RNE para el caso del control de las derivas y desplazamientos permisibles, Además se utilizarán cuadros y gráficos para la comparación de los resultados (desplazamientos, derivas, fuerzas internas y periodos de vibración) obtenidos según los modelos a analizar.

2.3.4. Aspectos éticos

En el presente plan de investigación se respetarán todas las disposiciones éticas con relación a los derechos de autoría y propiedad intelectual de cada investigación o estudio que están siendo utilizados para reforzar el conocimiento con respecto a los temas que están siendo tratados, esto con la finalidad de garantizar una buena conducta ética sujeta al cumplimiento de la ley.

Las políticas públicas hacen posible el desarrollo de esta investigación ya que no afecta negativamente en ningún aspecto al tema ambiental, económico ni social, además es factible estudiar el fenómeno en cuestión ya que se cuenta con los recursos necesarios para la misma.

CAPÍTULO III. DESARROLLO DE TESIS

3.1. Modelo Arquitectónico de la edificación

Para el desarrollo de la presente investigación se tomó una edificación a nivel de proyecto de vivienda multifamiliar de 11 pisos con sistema de muros estructurales. Cuyas dimensiones en el plano son de 29.30m x 24.45m, con alturas de entrepiso de 3m. Ubicada en el distrito de Trujillo, de la provincia de Trujillo, departamento la Libertad. Cada uno de los pisos está constituido por 4 departamentos y cada uno está conformado por 1 dormitorio principal y 2 secundarios, además se cuenta con una sala, un estar comedor, un vestíbulo, una cocina y un patio tendal.

Las características de arquitectura en planta del edificio se muestran en las figuras 3,4 y 5.

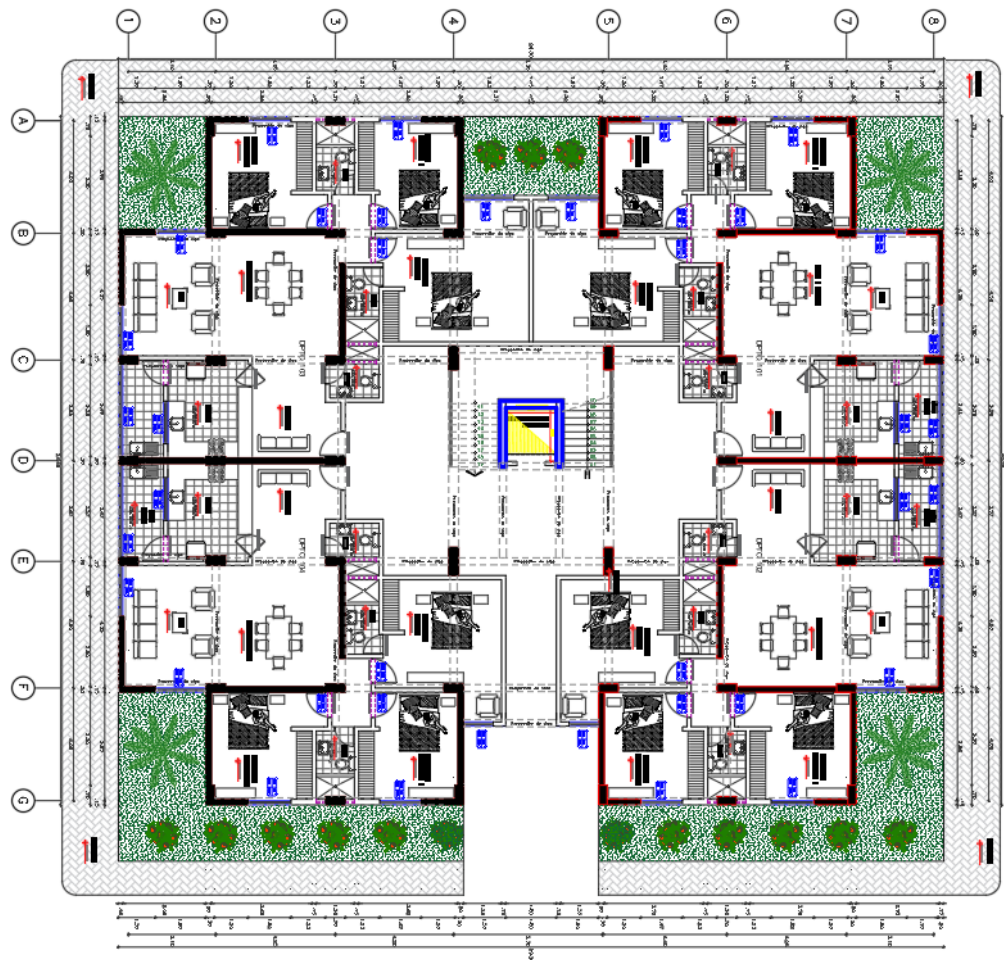


Figura 3. Vista en planta de la arquitectura del edificio – piso 1

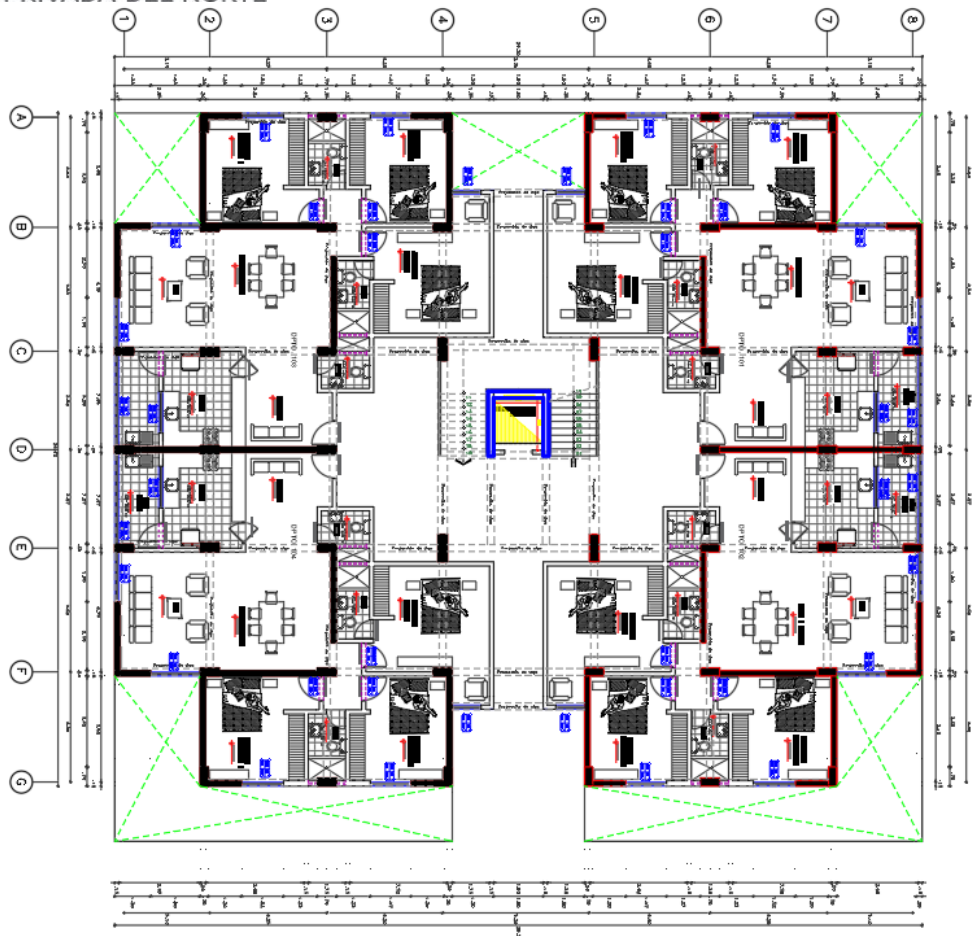


Figura 4. Vista en planta de la arquitectura del edificio – piso de 2 al 11

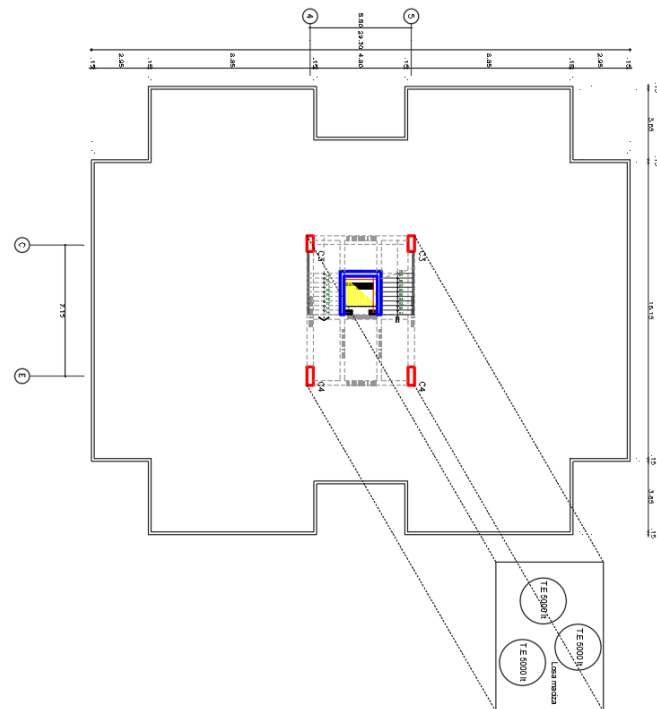


Figura 5. Vista en planta de la arquitectura del edificio – azotea

3.2. Predimensionamiento estructural

3.2.1. Predimensionamiento de columnas

Para el predimensionamiento de columnas es necesario determinar las áreas tributarias, tal como se muestran en la figura 6.

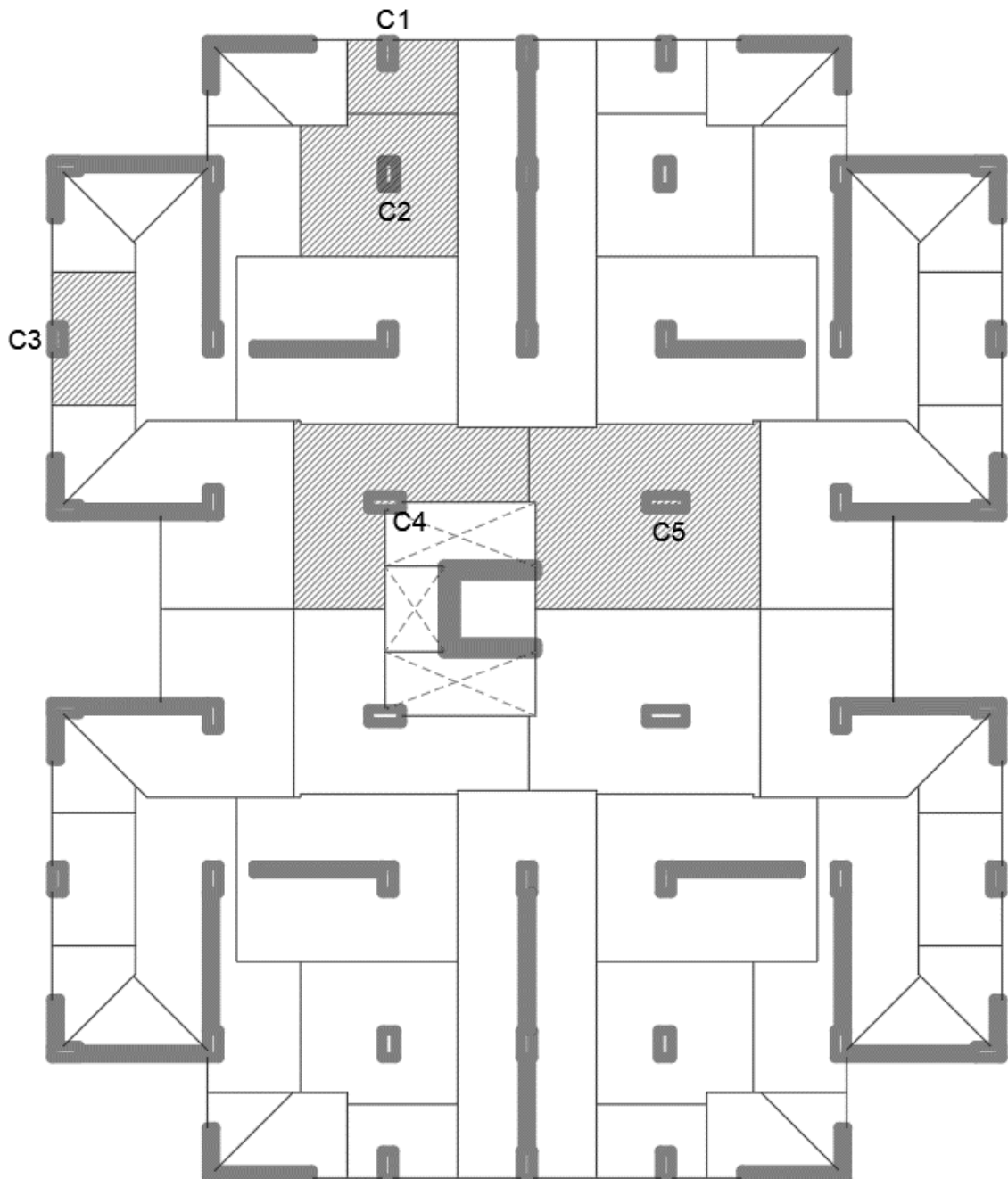


Figura 6. Determinación de las áreas tributarias

Para el predimensionamiento de estos elementos se ha tomado el criterio de dimensionamiento por carga vertical, puesto que en la edificación se ha usado el sistema de muros estructurales, con la finalidad de que los momentos en las columnas ante un sismo absorban menos del 30% de la cortante basal. Para este tipo de edificio se recomiendan los siguientes criterios de Predimensionamiento.

a) Columnas centrales

$$Area = \frac{P_{servicio}}{0,45 \cdot f'c} \quad (Ecuación 48)$$

b) Columnas de borde y de esquina

$$Area = \frac{P_{servicio}}{0,35 \cdot f'c} \quad (Ecuación 49)$$

El Predimensionamiento de columnas queda de la siguiente manera

- Edificación destinada a vivienda se tiene 1 tn/m²
- Número de pisos = 11

a) Columna de borde C1

$$Area = \frac{5,4}{0,35 \cdot 210} \cdot 1000 \cdot 11 = 808 \text{ cm}^2$$

C1 (35 x 25)

b) Columna central C2

$$Area = \frac{14,48}{0,45 \cdot 210} \cdot 1000 \cdot 11 = 1686 \text{ cm}^2$$

C2 (60 x 30)

c) Columna de borde C3

$$Area = \frac{7,35}{0,35 \cdot 210} \cdot 1000 \cdot 11 = 1125 \text{ cm}^2$$

C3 (45 x 25)

d) Columna de borde C4

$$Area = \frac{18,56}{0,35 \cdot 210} \cdot 1000 \cdot 11 = 2778 \text{ cm}^2$$

C4 (85 x 35)

e) Columna central C5

$$Area = \frac{27,78}{0,45 \cdot 210} \cdot 1000 \cdot 11 = 3234 \text{ cm}^2$$

C5 (100 x 35)

3.2.2. Predimensionamiento de losa aligerada

Blanco (1997) “El peralte de las losas aligeradas en una dirección podrá ser dimensionado”:

- h= 17 cm. Luces menores de 4mts.
- h= 20 cm. Luces entre 4 y 5,5 mts.
- h= 25 cm. Luces entre 5 y 6,5 mts.
- h= 30 cm. Luces entre 6 a 7,5 m

El predimensionamiento de losa aligerada quedará en h=25 cm por tener una luz libre máxima de 5,25 m.

3.2.3. Predimensionamiento de losa maciza

Blanco (1997), El peralte de las losas macizas podrá ser dimensionado según la ecuación:

$$Area = \frac{L}{20} \text{ (Ecuación 50)}$$

Determinando un peralte de losa maciza de

$$h = \frac{2,98 \text{ m}}{20} = 15 \text{ cm}$$

La dirección de las losas queda según se muestra en la figura 7 que se muestra a continuación:

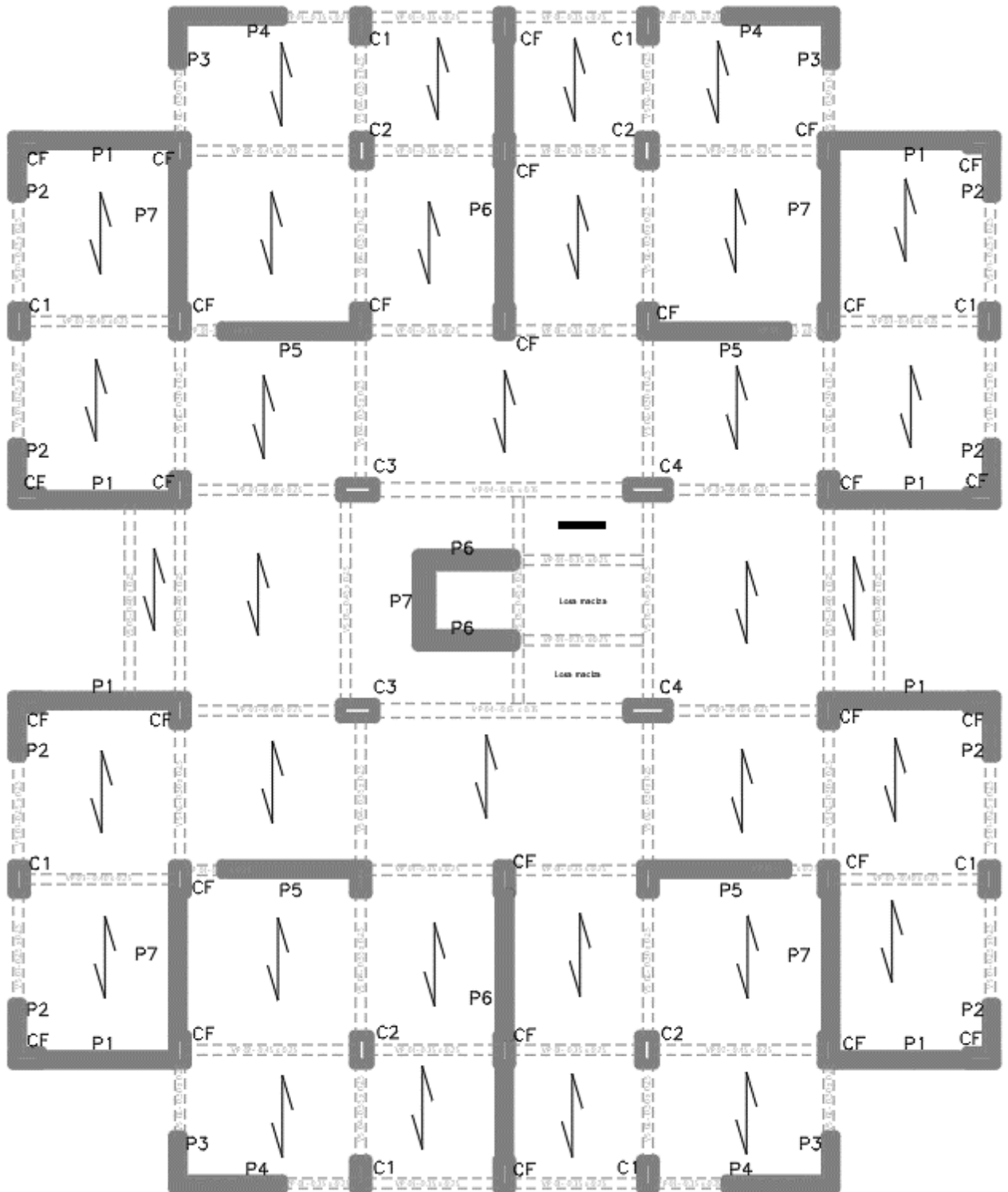


Figura 7. Dirección de las losas predimensionadas

3.2.4. Predimensionamiento de vigas

Para el Predimensionamiento de las vigas, se tiene que tener en cuenta las cargas de gravedad y de sismo. Por tener una losa en una sola dirección, el predimensionamiento de vigas principales y secundarias se realizará con las siguientes ecuaciones:

- a) Peralte de vigas principales

$$\text{Peralte} = \frac{L_n}{10} \text{ (Ecuación 51)}$$

- b) Peralte de vigas secundarias

$$\text{Peralte} = \frac{L_n}{12} \text{ (Ecuación 52)}$$

- c) Base de vigas

$$\text{Base} = 0,3h \text{ a } 0,5h \text{ (Ecuación 53)}$$

El Predimensionamiento de vigas queda de la siguiente manera:

Tabla 12. *Predimensionamiento de vigas principales*

| VIGA PRINCIPAL | L_n | H | bw | TIPO DE VIGA |
|----------------|-------|-------|-------|--------------|
| EJE 1 y 8 | 3.28 | 35.00 | 25.00 | VP - 01 |
| EJE 2 y 7 | 4.20 | 45.00 | 25.00 | VP - 02 |
| | 3.28 | 35.00 | 25.00 | VP - 01 |
| EJE 3 y 6 | 3.70 | 40.00 | 25.00 | VP - 03 |
| | 3.28 | 35.00 | 25.00 | VP - 01 |
| EJE 4 y 5 | 6.30 | 65.00 | 35.00 | VP - 04 |
| | 3.85 | 40.00 | 25.00 | VP - 03 |

Tabla 13. *Predimensionamiento de vigas secundarias*

| VIGA SECUNDARIA | Ln (m) | H (cm) | Bw (cm) | TIPO DE VIGA |
|------------------------|---------------|---------------|----------------|---------------------|
| EJE A y G | 2.75 | 25.00 | 25 | VS - 01 |
| EJE B Y F | 3.50 | 30.00 | 25 | VS - 02 |
| | 4.80 | 40.00 | 25 | VS - 03 |
| EJE C Y E | 2.40 | 25.00 | 25 | VS - 01 |
| | 3.55 | 30.00 | 25 | VS - 02 |
| | 3.68 | 35.00 | 25 | VS - 04 |
| | 5.15 | 45.00 | 25 | VS - 05 |
| EJE D | 5.15 | 45.00 | 25 | VS - 05 |

3.2.5. Verificación de rigidez en vigas y columnas

Según los criterios de estructuración, la rigidez de la columna debe ser al menos 1.2 veces la rigidez de la viga para evitar que se generen las rótulas plásticas. Por tal motivo se debe verificar este criterio

- Fórmula de inercia

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (\text{Ecuación 54})$$

- Determinación de inercias

Tabla 14. *Inercia de vigas*

| ELEMENTO VIGA | H (cm) | Bw (cm) | inercia X (cm⁴) | Inercia Y (cm⁴) |
|----------------------|---------------|----------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| VP - 01 | 35.00 | 25.00 | | 89323 |
| VP - 02 | 45.00 | 25.00 | | 189844 |
| VP - 03 | 40.00 | 25.00 | | 133333 |
| VP - 04 | 65.00 | 35.00 | | 800990 |
| VS - 01 | 25.00 | 25 | 32552 | |
| VS - 02 | 30.00 | 25 | 56250 | |
| VS - 03 | 40.00 | 25 | 133333 | |
| VS - 04 | 35.00 | 25 | 89323 | |
| VS - 05 | 45.00 | 25 | 189844 | |

Tabla 15. *Inercia de columnas*

| ELEMENTO COL | H (cm) | Bw (cm) | inercia X (cm⁴) | Inercia Y (cm⁴) |
|---------------------|---------------|----------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| C -1 | 35.00 | 25.00 | 89323 | 45573 |
| C -2 | 60.00 | 30.00 | 540000 | 135000 |
| C -3 | 45.00 | 25.00 | 189844 | 58594 |
| C -4 | 85.00 | 35.00 | 303698 | 1791198 |
| C -5 | 100.00 | 35.00 | 357292 | 2916667 |

b) Comprobación de rigidez

 Tabla 16. *Verificación de inercia*

| Conexión | IC<1.2IV | Estado |
|-----------------------|--------------------|---------------|
| I C1 / I VP-01 | 0.51 | No cumple |
| I C2 / I VP-02 | 0.71 | No cumple |
| I C3 / I VP-03 | 0.44 | No cumple |
| I C4 / I VP-02 | 1.60 | cumple |
| I C5 / I VP-02 | 1.88 | cumple |

c) Predimensionamiento final de columnas

 Tabla 17. *Predimensionamiento final columnas*

| ELEMENTO COL | H (cm) | Bw (cm) | inercia X (cm⁴) | Inercia Y (cm⁴) | IC<1.2IV | Estado | TIPO COL FINAL |
|---------------------|---------------|----------------|-----------------------------------|-----------------------------------|--------------------|---------------|-----------------------|
| C -1 | 70.00 | 30.00 | 857500 | 157500 | 1.76 | cumple | C1 |
| C -2 | 70.00 | 35.00 | 1000417 | 250104 | 1.32 | cumple | C2 |
| C -3 | 70.00 | 30.00 | 857500 | 157500 | 1.18 | cumple | C1 |
| C -4 | 85.00 | 35.00 | 303698 | 1791198 | 1.60 | cumple | C3 |
| C -5 | 100.00 | 35.00 | 357292 | 2916667 | 1.88 | cumple | C4 |

3.2.6. Predimensionamiento de cimentación

Para el predimensionamiento de la cimentación se tienen los siguientes datos generales que se muestra a continuación:

- Número de pisos: 11
- $F'c$: 210 kg/cm²
- Capacidad admisible mínima del terreno: 0,794 kg/cm²
- K respecto al tipo de suelo: 0,8 para suelo intermedio

Tomando en cuenta los parámetros descritos y además por el sistema que se está usando que es el de muros estructurales se ha optado por usar una platea de cimentación con el siguiente predimensionamiento:

$$h_{platea} = \frac{N^{\circ} \text{ de pisos}}{10} \quad (\text{Ecuación 55})$$

Quedando un espesor de platea de:

$$h_{platea} = \frac{11}{10} = 1,10 \text{ m}$$

3.2.7. Estructura del edificio a partir del predimensionamiento

Luego de haber realizado el predimensionamiento de los componentes estructurales el edificio final predimensionado queda de la siguiente manera:

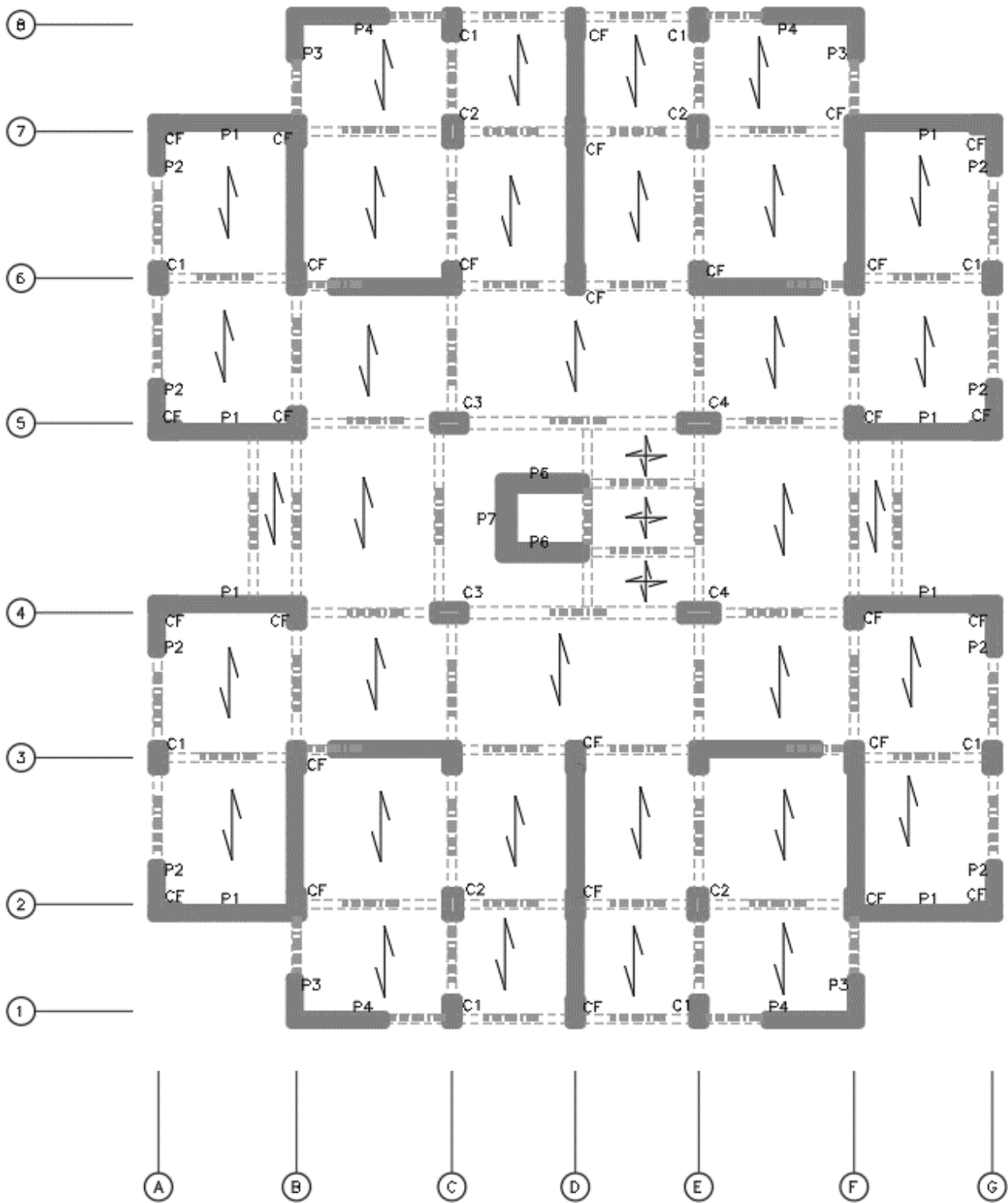


Figura 8. Vista de planta del edificio predimensionado

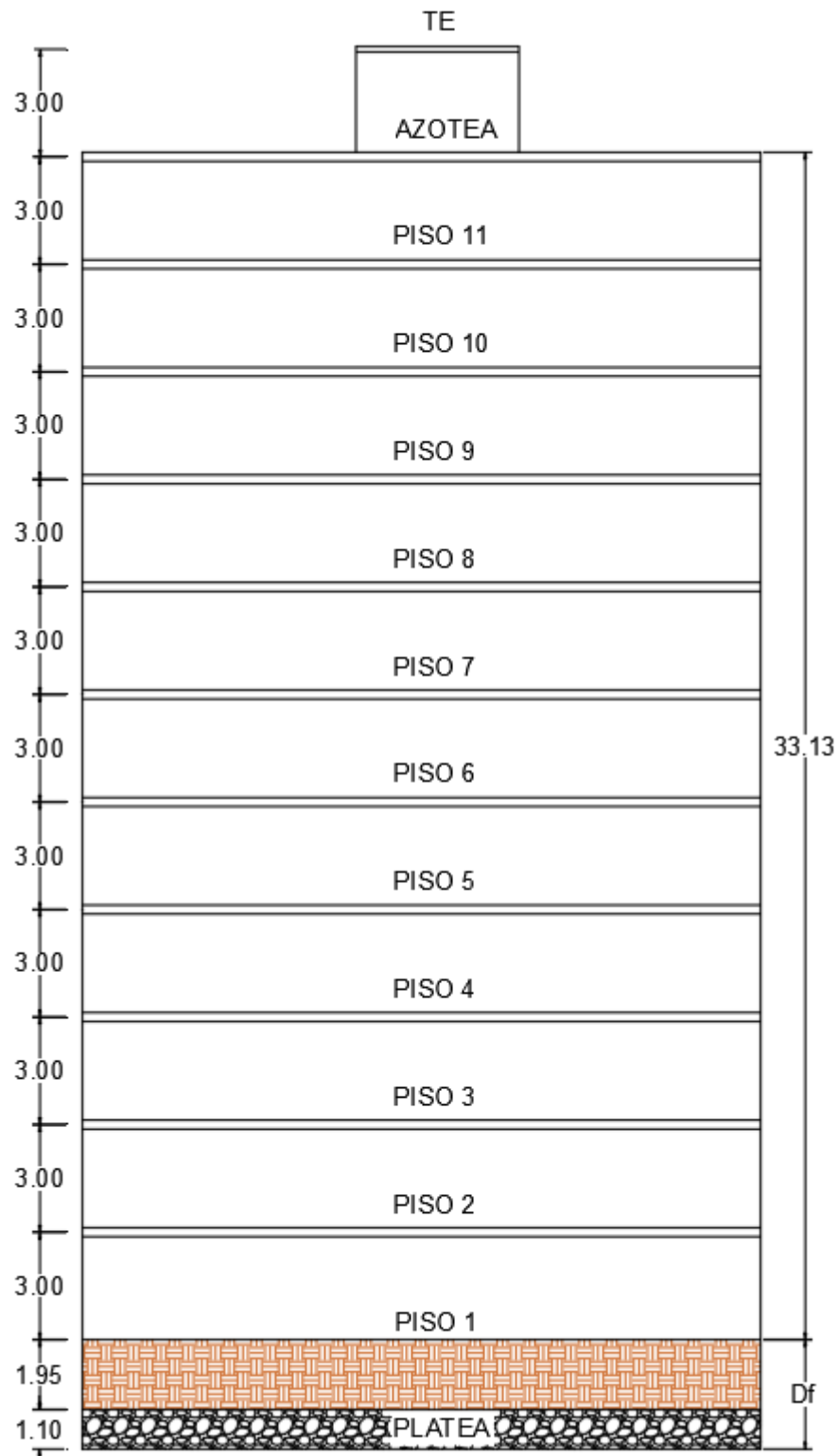


Figura 9. Elevación del edificio predimensionado

3.3. Características de la estructura

El sistema estructural cuenta con algunos pórticos, en general placas de concreto armado. Para dicho diseño se han considerado las siguientes características de materiales:

Concreto en columnas, placas y techos:

- Resistencia a la compresión : $f'c$ = 210 kg/cm²
- Módulo de Elasticidad : EC = 217370,65 kg/cm²
- Peso por unidad de volumen : γ = 2400 kg/m³
- Módulo de Poisson : ν = 0.20

Características de cimentación:

- Tipo de cimentación : platea
- Profundidad de desplante : 3,05 m
- Largo : 30,30 m
- Ancho : 25,45 m
- Resistencia a la compresión : $f'c$ = 210 kg/cm²
- Módulo de Elasticidad : EC = 217370,65 kg/cm²
- Peso por unidad de volumen : γ = 2400 kg/m³
- Módulo de Poisson : ν = 0,20

Acero de refuerzo:

- Esfuerzo de fluencia : $f'y$ = 4200 kg/cm²
- Módulo de Elasticidad : EC = 2000000 kg/cm²

3.4. Cargas

a) Carga muerta

Para la carga muerta se ha considerado el peso propio de los componentes estructurales el cual calcula y proporciona el programa. La carga muerta además lo conforma el peso de los elementos y materiales que forman parte del edificio, tales como tabiquería y acabados. Debemos tener en cuenta que en el caso de las losas ETABS solamente se dibuja el volumen de la losa sin considerar la participación del peso de los ladrillos de techo, por lo que se calculó e ingresó manualmente.

Acabados: 100 kg/m²

Tabiquería: 150 kg/m²

Ladrillos de techo: 110 kg/m²

3 tanques de 5000 L: 320 kg/m²

b) Carga viva

Para la carga viva se ha considerado lo que indica en el RNE tanto para cargas de entrepiso como para azotea.

Carga viva de entrepiso: 25 % (200 kg/m²)

Carga viva de azotea: 25% (200kg/m²)

Carga viva mantenimiento TE: 25 % (150 kg/m²)

3.5. Características de suelos de la ciudad de Trujillo

De acuerdo a la presente investigación, se pretende someter a la edificación a los diferentes perfiles de suelos que conforman el distrito de Trujillo. Por tal motivo se ha tomado un estudio de posgrado para obtener el grado académico de doctor en ciencias de ingeniería del Ms. Luján Silva, Enrique Francisco. Dicho estudio se ha realizado en el año 2019, el cual tiene como uno de sus objetivos utilizar métodos experimentales, para obtener perfiles de suelo debidamente caracterizados, que sean representativas en la zona de estudio. Para ellos ha realizado y utilizados lo siguiente:

- Utilizó métodos numéricos para la modelación de la respuesta en superficie de los perfiles de suelo.
- Determinó el estudio de peligro sísmico del distrito de Trujillo.
- Obtuvo la estratigrafía del suelo mediante calicatas y sondajes en distintos puntos
- Realizó ensayos MASW
- Obtuvo factores de amplificación sísmica y espectros de diseño para las diferentes zonas

El estudio realizado por Luján permitió zonificar al distrito de Trujillo en 4 zonas las cuales se muestran en las figuras 10 y 11.

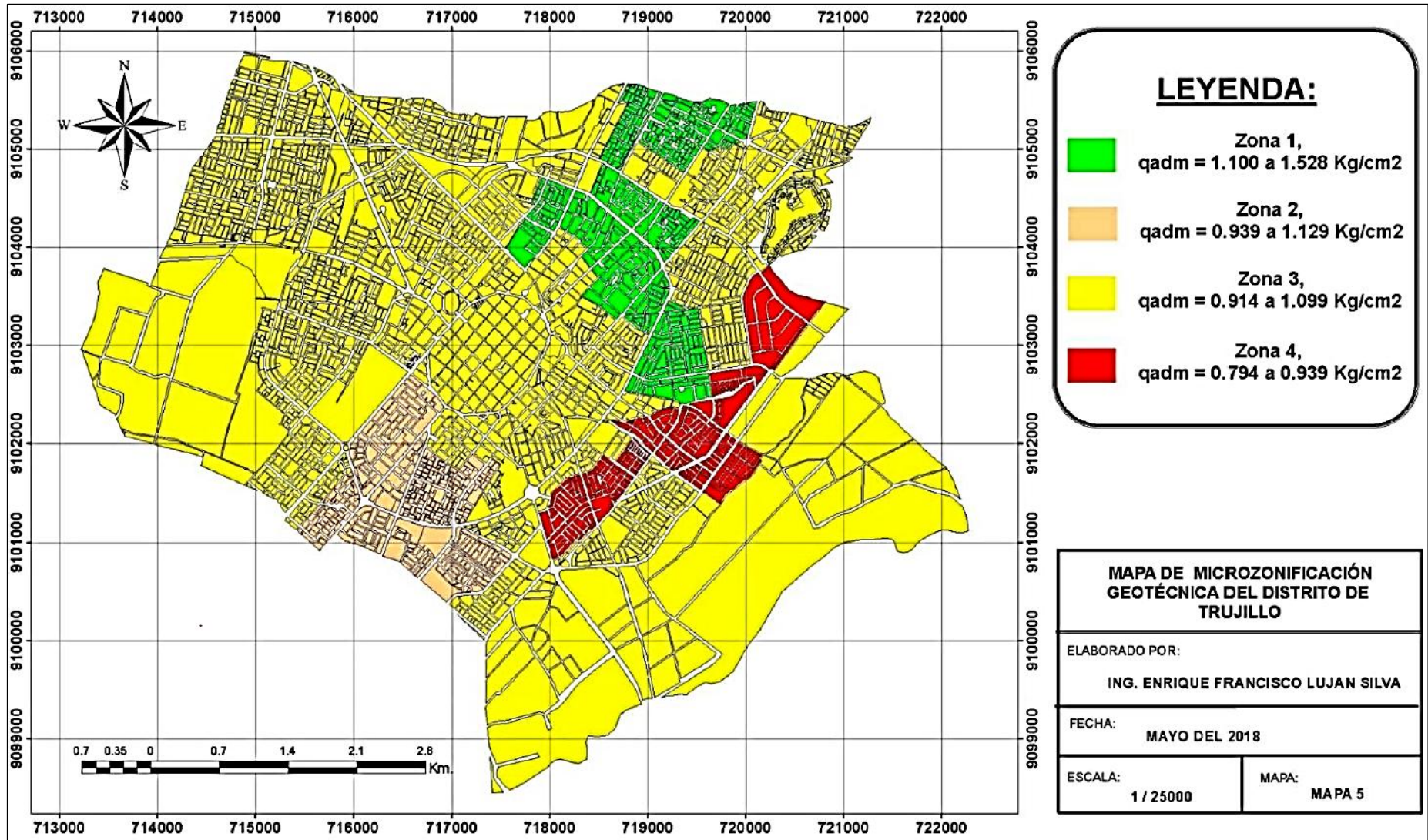


Figura 10. Mapa de microzonificación Geotécnica. Copyright 2019 por la Enrique Luján Silva

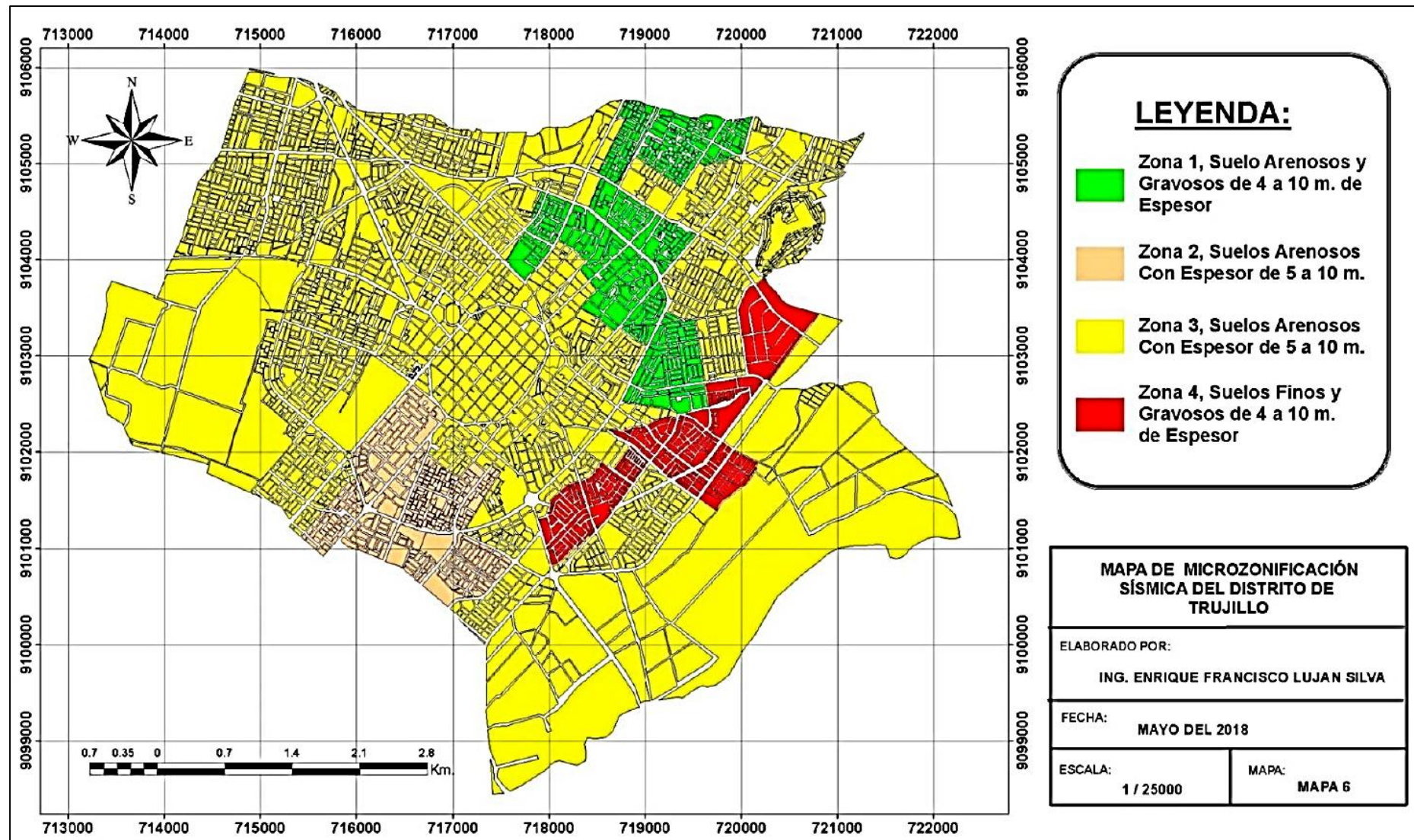


Figura 11. Mapa de microzonificación Sísmica. Copyright 2019 por la Enrique Luján Silva

Lujan (2019) “Para el diseño sísmico de la estructura, de acuerdo a la norma

de diseño sismorresistente E030 del Reglamento Nacional de Construcciones (SENSICO 2016), se considera que el depósito de suelo de cimentación queda de la siguiente manera”:

| | | |
|----------|---|--------------------|
| Zona I | : | perfil de suelo S1 |
| Zona II | : | perfil de suelo S2 |
| Zona III | : | perfil de suelo S2 |
| Zona IV | : | perfil de suelo S2 |

Cada una de las zonas determinadas según el estudio de Lujan están conformadas por las siguientes urbanizaciones:

Zona I: Andrés Rázuri, Aranjuez, Daniel Hoyle, El Molino, La Marqueza, La Intendencia, Miraflores, Palermo, Pay Pay, San José, Santa Lucia, Santa Teresa de Ávila y Santo domingo. Los terrenos de esta zona presentan el mejor suelo con características dinámicas.

Zona II: La arboleda, La Merced, Los Pinos, Monserrate, Plaza Vea, San Andrés I, II y III. En esta zona se espera un moderado incremento del peligro sísmico por efecto del comportamiento dinámico del terreno.

Zona III: Huerta Grande, Alto Mochica, Barrio Medico, Centro Histórico, Ciudad Universitaria, Covicorti, Covidunt, El Alambre, El Bosque, El Mayorista, El Recreo, Juan Pablo II, La Encalada, La Esmeralda, La Noria, La Perla, Las Capullanas, Las Quintanas, Los Cedros, Los Granados, Los Jardines, Mochica, Natasha Alta, Palermo, Primavera, San Fernando, San Nicolás, Santa Inés, San Salvador, Torre Araujo, Trupal. En esta zona se espera un moderado incremento del peligro sísmico por efecto del comportamiento dinámico del terreno.

Zona IV: Las Casuarinas, Los Laureles, Santa María V etapa, San Rosa, Semirústica El Bosque, Villa el Contador y Villa Santa María. El comportamiento dinámico del terreno es el más desfavorable, es el área del distrito de Trujillo que está expuesta a los más altos niveles de peligro sísmico.

Teniendo en cuenta los resultados Obtenidos por Lujan, para esta investigación se ha tomado los dos únicos perfiles de suelo existentes en el distrito de Trujillo los cuales sería el S1 y S2 con las siguientes características determinadas por el autor:

Perfil de suelo S1 : Grava pobremente graduada (GP)

| | |
|-----------------|----------------------------|
| qadm | = 1,528 kg/cm ² |
| Es | = 1627 Tn/m ² |
| Poisson | = 0,25 |
| Densidad | = 1,70 tn/m ³ |
| Módulo de corte | = 6510 tn/m ² |

Perfil de suelo S2 : Arcilla de baja plasticidad (CL)

| | |
|-----------------|----------------------------|
| qadm | = 0,794 kg/cm ² |
| Es | = 1732 Tn/m ² |
| Poisson | = 0,25 |
| Densidad | = 1,70 tn/m ³ |
| Módulo de corte | = 6930 tn/m ² |

3.6. Modelamiento de la estructura

Se describirá todo el proceso secuencial del modelamiento de la edificación realizado en el programa ETABS

- a) En el primer paso y muy importante se definió las unidades de medición establecidas en el sistema Internacional métrico (SI), para posteriormente definir las grillas según los ejes delimitados en los planos de estructuras correspondientes.
- b) Posteriormente se creó los materiales a utilizar los cuales son el acero y concreto mediante la siguiente ruta, “Define/Material properties...” como se muestra en la figura 12.

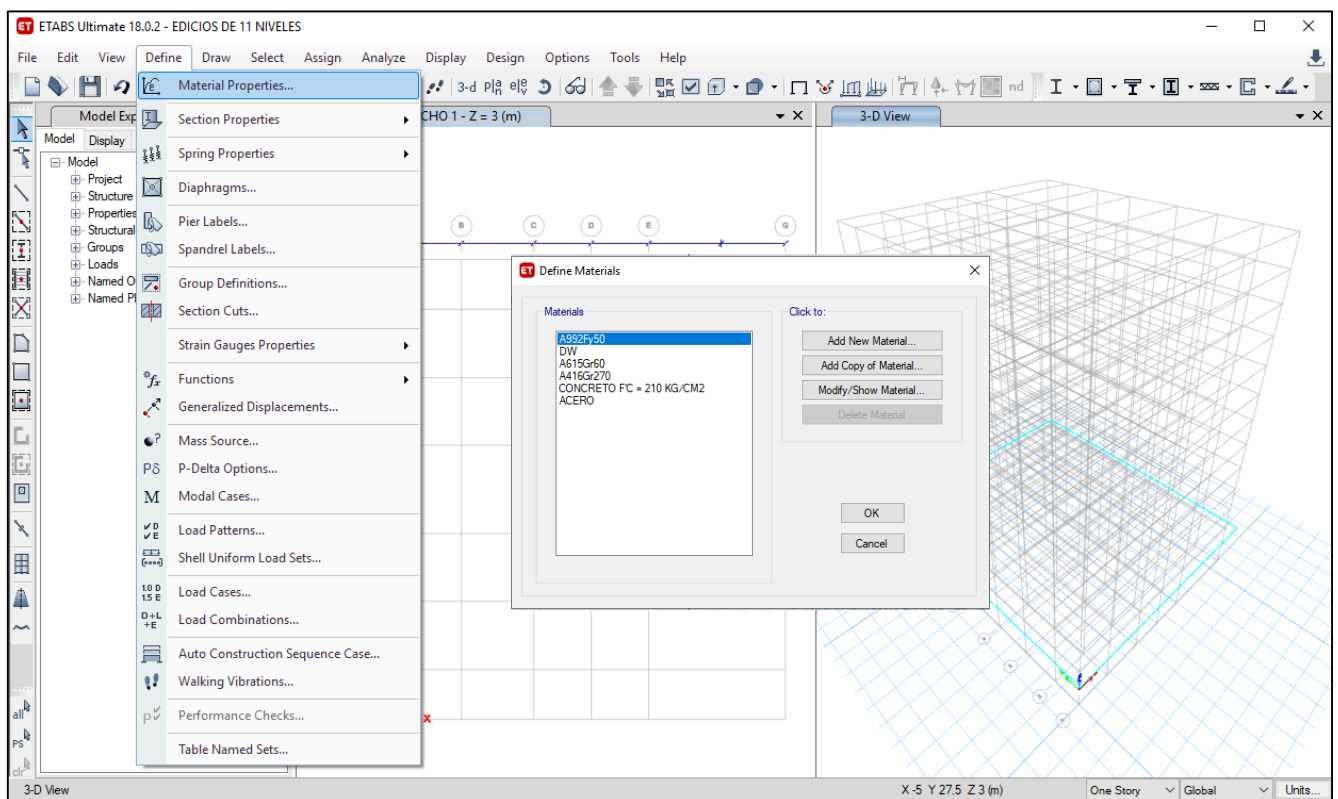


Figura 12. Definición de materiales

En la ventana material “Material Property Data” se ingresó toda la información correspondiente a los materiales a utilizar. Figura 13

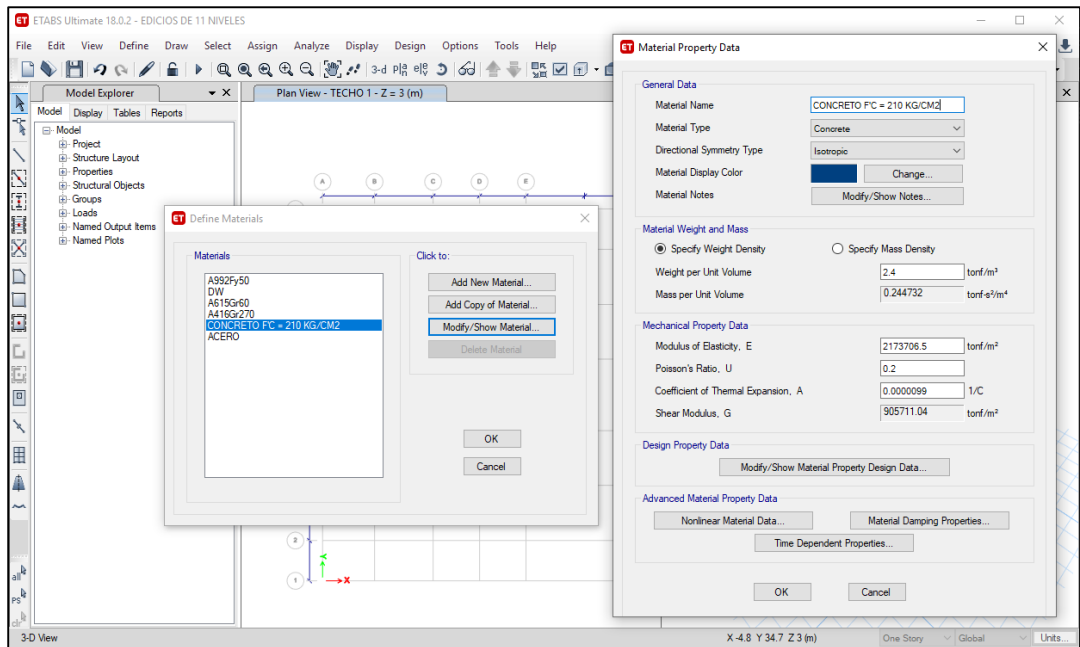


Figura 13. Propiedades de material

c) Como tercer paso de definió todas las secciones a utilizar según el predimensionamiento previo realizado. Sección de columnas, vigas, losas y muros mediante la siguiente ruta, “Define/section properties...”

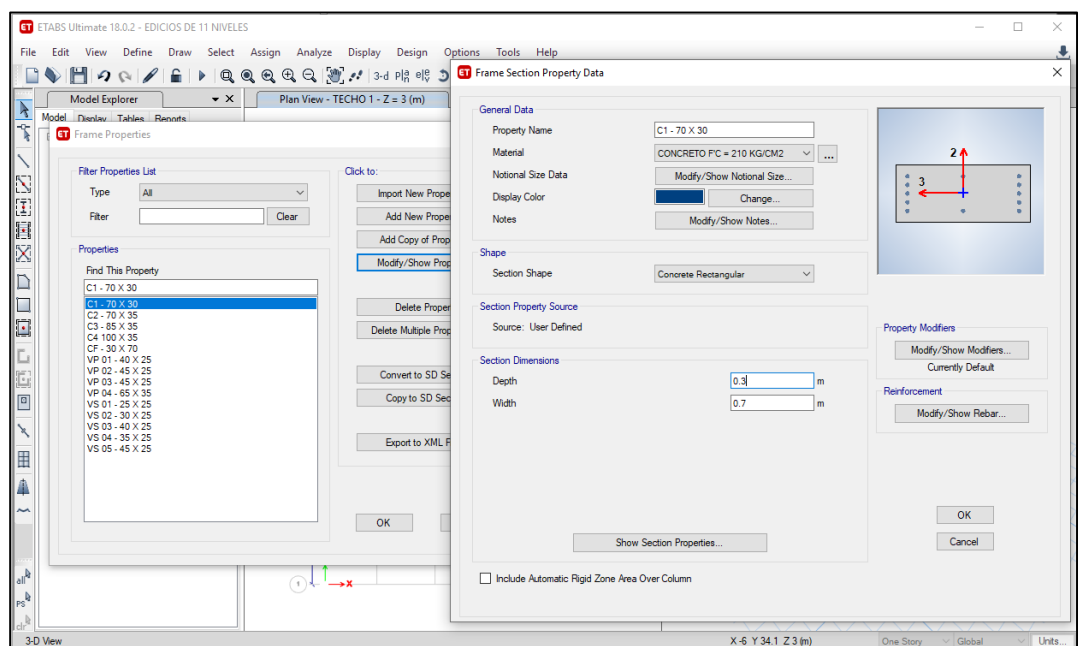


Figura 14. Definición de secciones de vigas y columnas

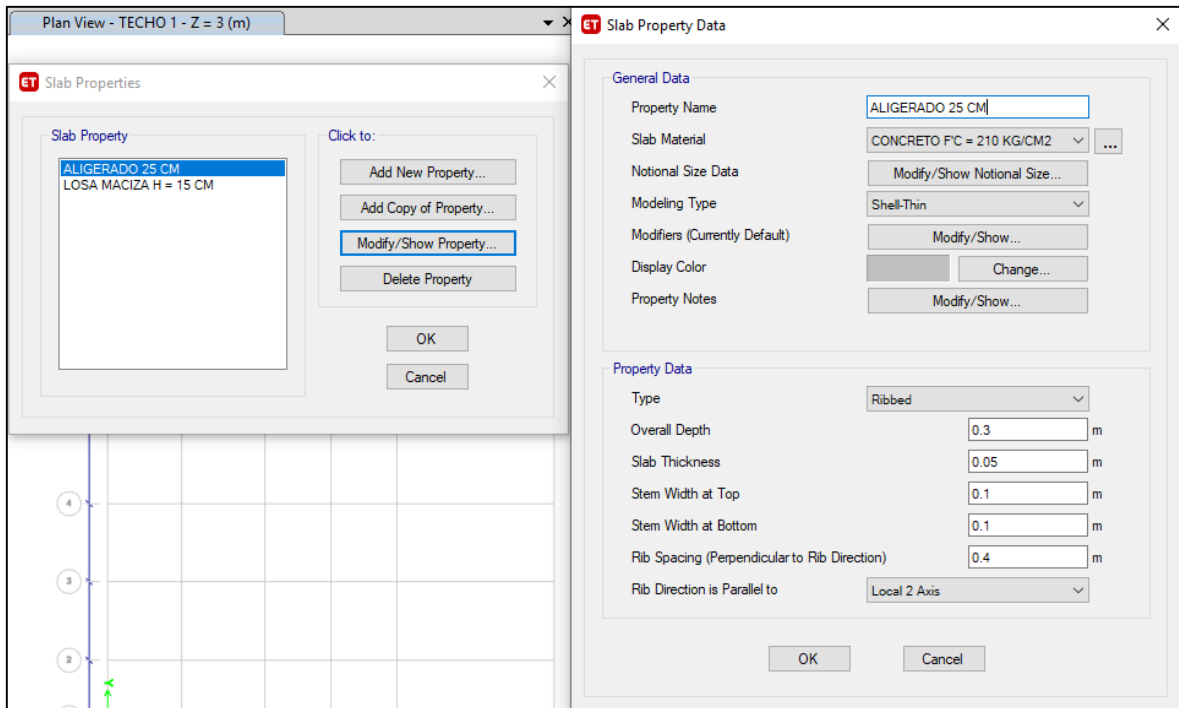


Figura 15. Definición de secciones de losa aligerada y maciza

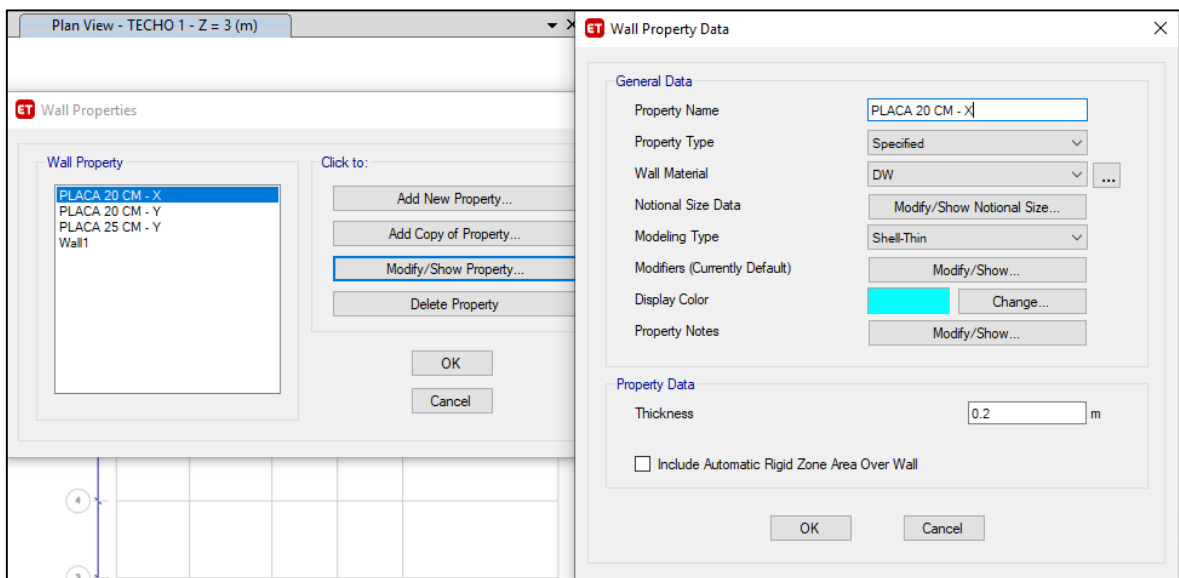


Figura 16. Definición de secciones de placas

- d) Teniendo los materiales y secciones necesarios se modeló el edificio con las características que se indican en los planos de estructuras.

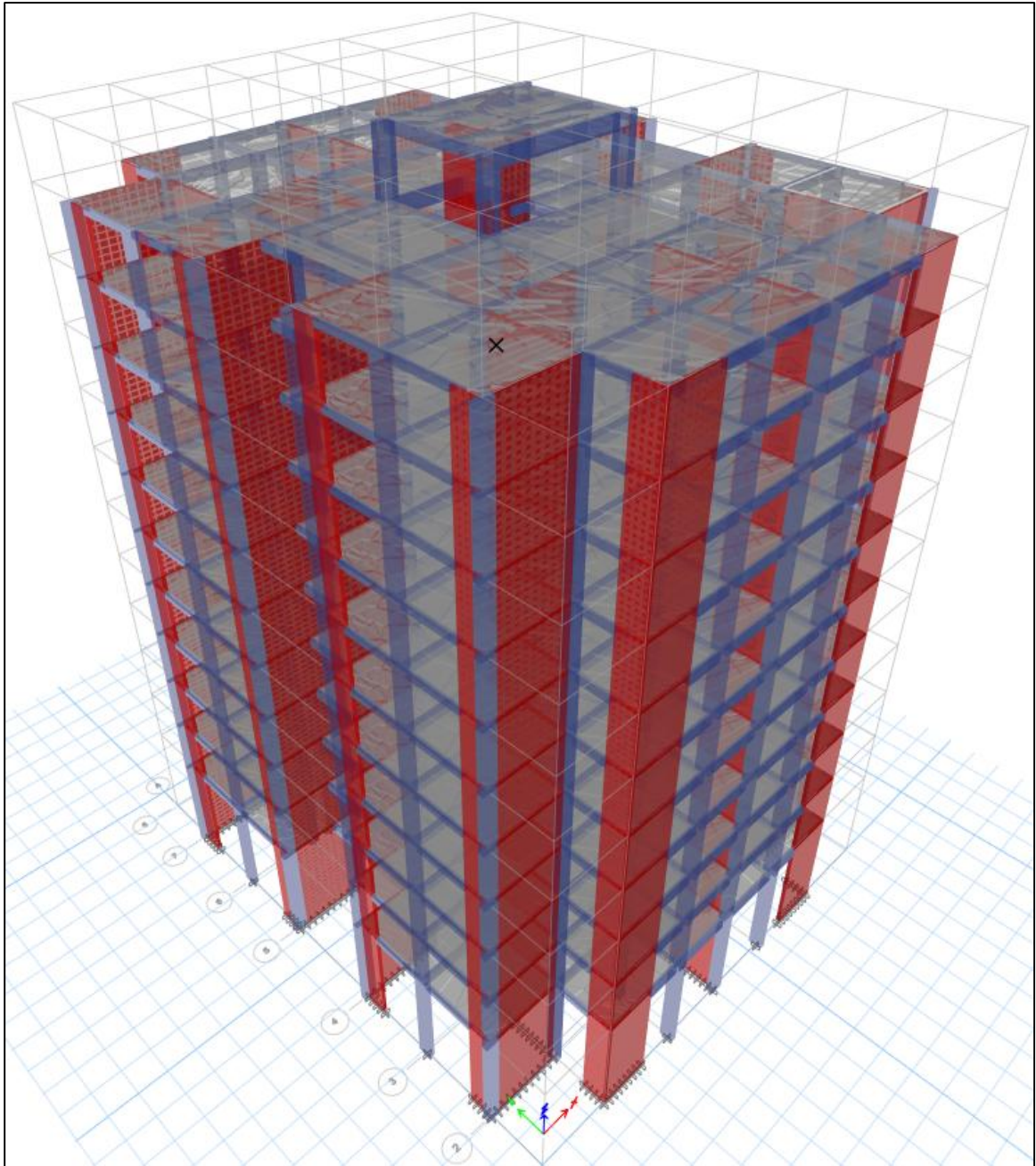


Figura 17. Modelado completo del edificio

- e) Se definió los diafragmas rígidos para cada uno de los pisos con centro calculado automáticamente por el programa (Figura 18).

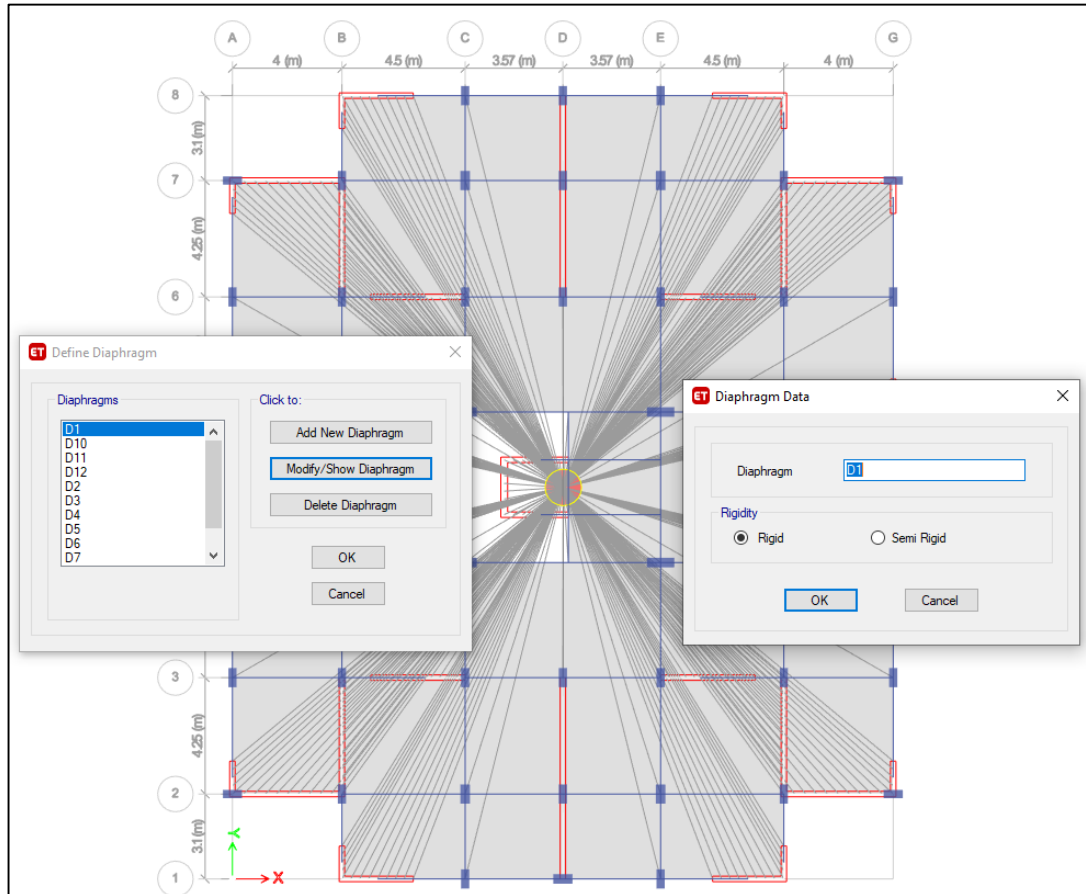


Figura 18. Asignación de diafragmas rígidos

- f) Se definió los patrones de carga de peso propio, carga muerta de acabados, tabiquería y ladrillos; carga viva de piso y de techo (figura 19).

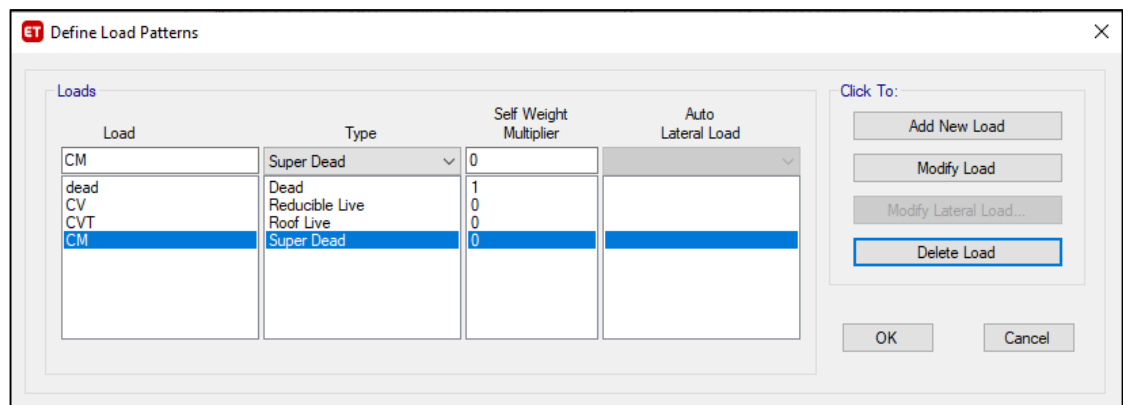


Figura 19. Patrones de carga

- g) Luego de definir los patrones de carga se asignó las cargas muertas y vivas ya determinadas anteriormente, para luego indicar el porcentaje de participación en el peso sísmico de acuerdo a la norma E-030, tal como se muestra en las figuras 21 y 21.

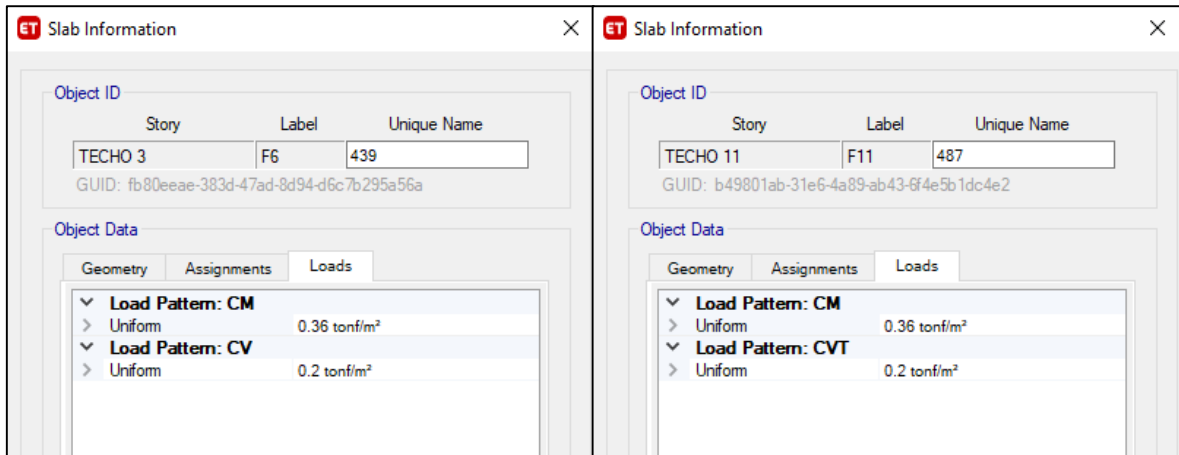


Figura 20. Asignación de cargas

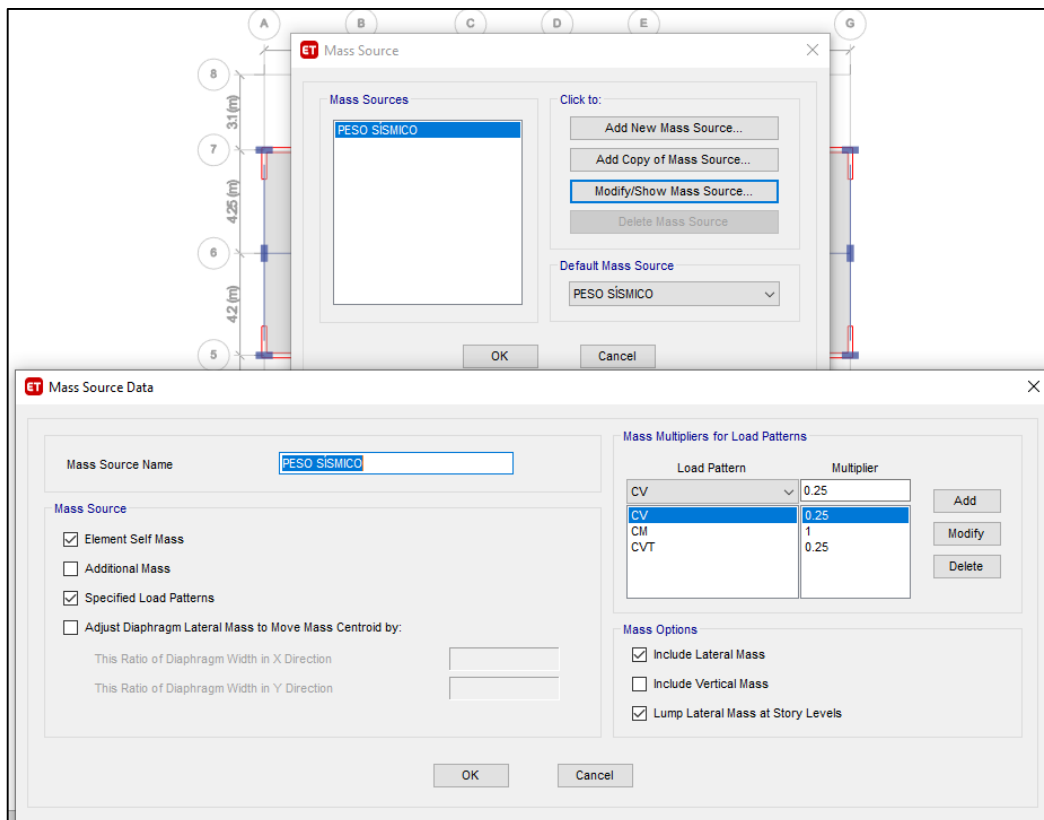


Figura 21. Peso sísmico

- h) Para terminar el modelamiento del edificio se les asignó brazo rígido a los elementos estructurales (vigas, columnas y muros estructurales), ver la figura 22.

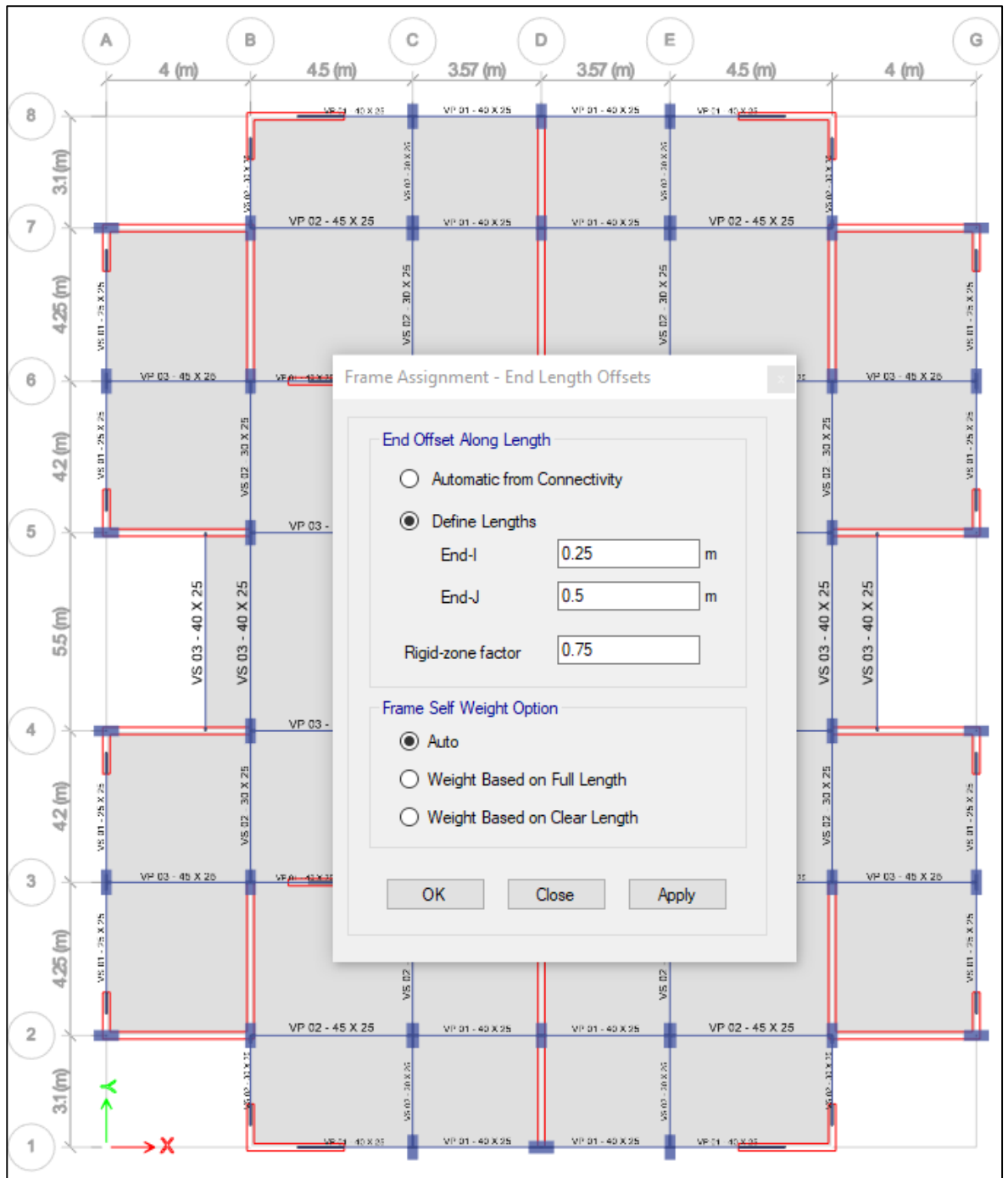


Figura 22. Asignación de brazo rígido

3.7. Parámetros sísmicos normativos (RNE)

Los parámetros para el análisis sísmico fueron recogidos del Reglamento Nacional de Edificaciones, norma E030 y norma E020 para cargas. Dichos datos se muestran en las siguientes tablas.

Tabla 18. *Parámetros sísmicos para perfil de suelo S1 Norma E030-RNE*

| NORMA | SÍMBOLO | DESCRIPCIÓN | VALOR |
|------------------|---------|--|-------|
| E-030-RNE | Z | Factor de zona | 0.45 |
| | S | Tipo de perfil de suelo | S1 |
| | U | factor de uso | 1 |
| | S | Factor de suelo | 1 |
| | TP | Periodo de suelo | 0.4 |
| | TL | Periodo de suelo | 2.5 |
| | R0 | Coefficiente básico de reducción sísmica | 6 |
| | Ct | coeficiente para periodo fundamental | 60 |
| | Ia | Regularidad en altura | 1 |
| | Ip | Regularidad en planta | 1 |

Tabla 19. *Parámetros sísmicos para perfil de suelo S2 Norma E030-RNE*

| NORMA | SÍMBOLO | DESCRIPCIÓN | VALOR |
|------------------|---------|--|-------|
| E-030-RNE | Z | Factor de zona | 0.45 |
| | S | Tipo de perfil de suelo | S2 |
| | U | factor de uso | 1 |
| | S | Factor de suelo | 1.05 |
| | TP | Periodo de suelo | 0.6 |
| | TL | Periodo de suelo | 2 |
| | R0 | Coefficiente básico de reducción sísmica | 6 |
| | Ct | coeficiente para periodo fundamental | 35 |
| | Ia | Regularidad en altura | 1 |
| | Ip | Regularidad en planta | 1 |

3.8. Análisis Sísmico Estático y Dinámico según Norma E-030

Los criterios de diseño sísmico ya han sido especificados en el ítem anterior, los cuales será utilizados para el análisis estático y dinámico

a) Definición de Patrones de carga.

Los patrones de carga se han definido mediante para cada dirección de análisis sismo estático tal como se muestra en la figura. Además, se indicó la dirección de la dirección de aplicación de la carga.

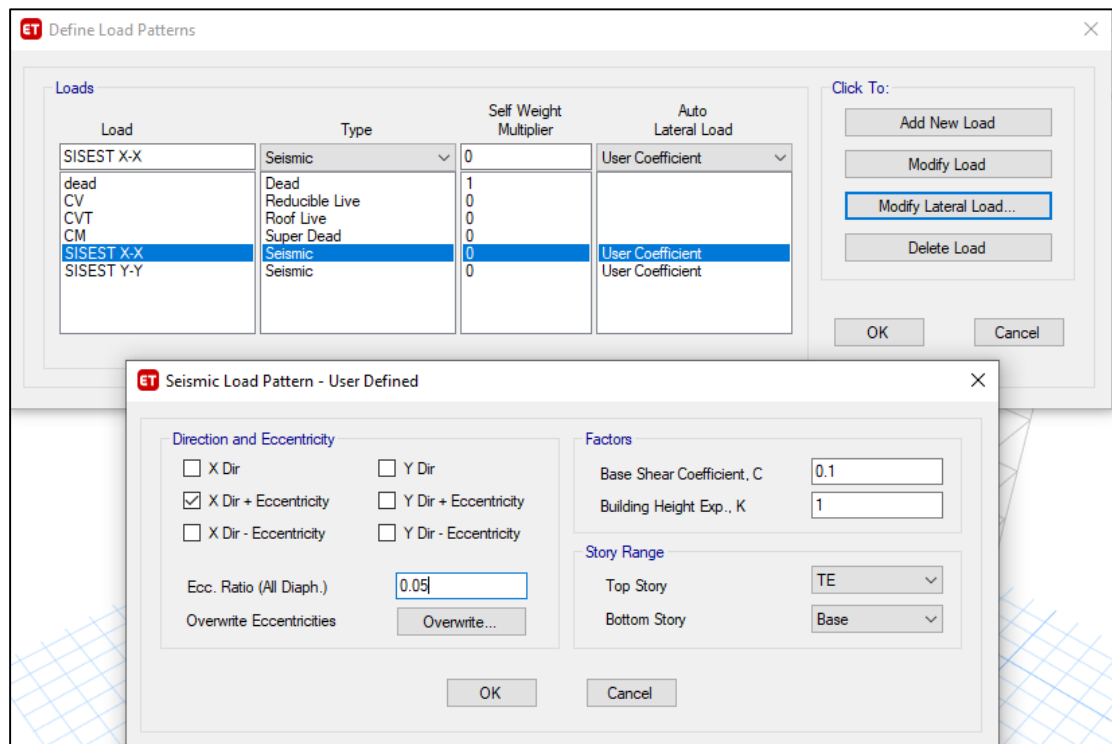


Figura 23. Definición de patrones de carga

b) Espectro de diseño

Los espectros de diseño permitieron graficar valores de pseudo-aceleraciones para un determinado periodo de Vibración, para ello se utilizaron las ecuaciones 1,2 y 3 de amplificación sísmica y su factor de escalamiento.

$$F_{ex} = F_{ey} = \frac{ZUS}{R} \cdot g \quad (\text{Ecuación 56})$$

- Para perfil de suelo S1:

$$F_{ex} = F_{ey} = \frac{0,45 \cdot 1 \cdot 1}{6} \cdot 9,81 = 0,7358$$

- Para perfil de suelo S2:

$$F_{ex} = F_{ey} = \frac{0,45 \cdot 1 \cdot 1,05}{6} \cdot 9,81 = 0,7725$$

El factor de amplificación sísmica C depende del periodo del edificio y del suelo, y se puede determinar mediante las ecuaciones 1,2 y 3. En las figuras se muestra el gráfico para cada perfil de suelo. Ver tabla en anexo 1

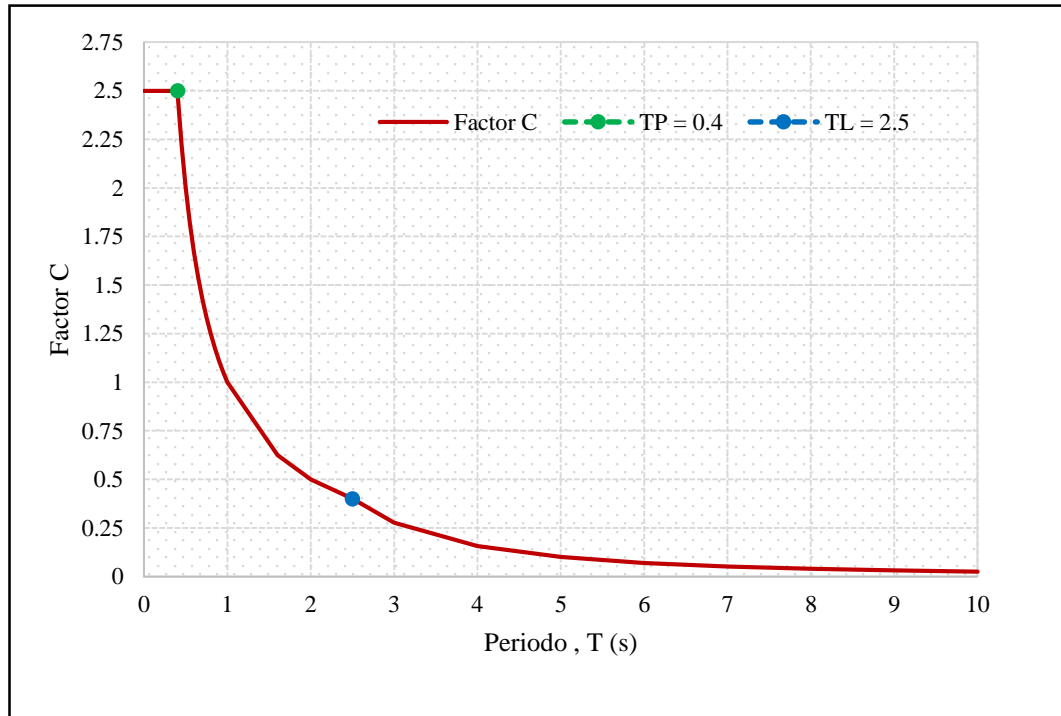


Figura 24. Espectro según factor C para perfil de suelo S1

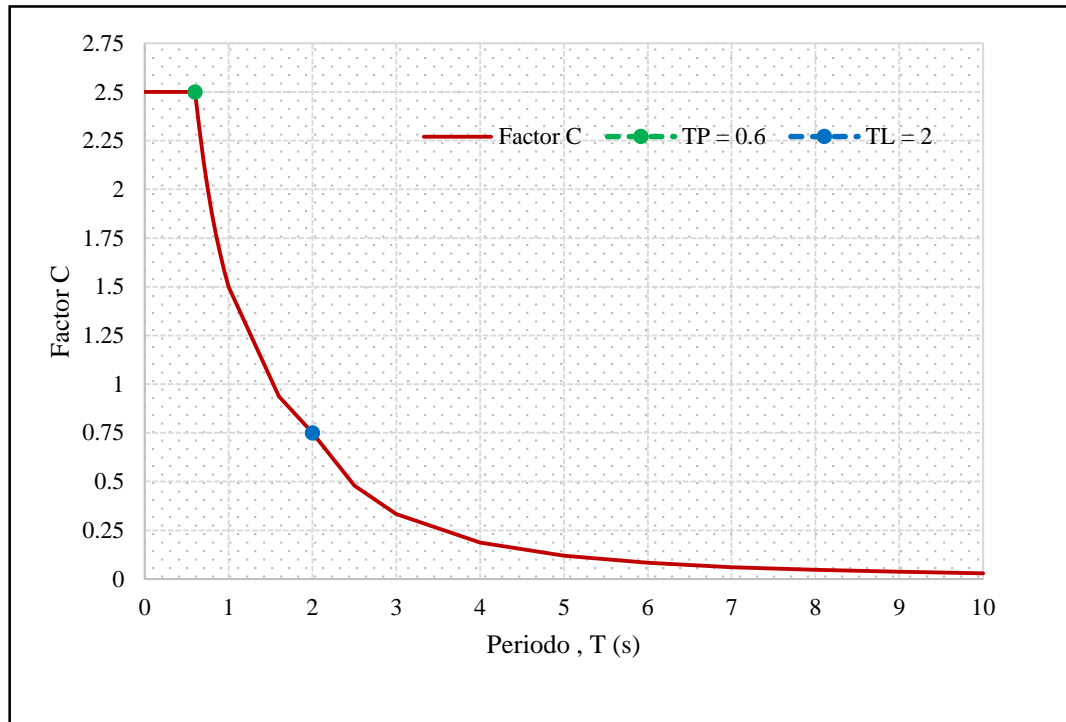


Figura 25. Espectro según factor C para perfil de suelo S2

Después de haber definido correctamente los espectros para cada perfil de suelo, se ingresó al programa tal como se muestra en la figura 26.

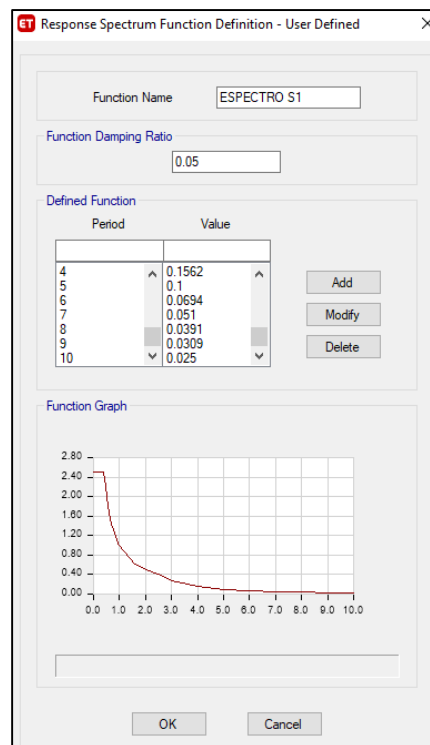


Figura 26. Espectro en ETABS

c) Número de modos de Vibración

El número máximo y mínimo de modos de Vibración se determinó de acuerdo al número de pisos de la edificación. El mínimo de modos de Vibración por piso es 3 por tanto para los 11 pisos el máximo sería 33.

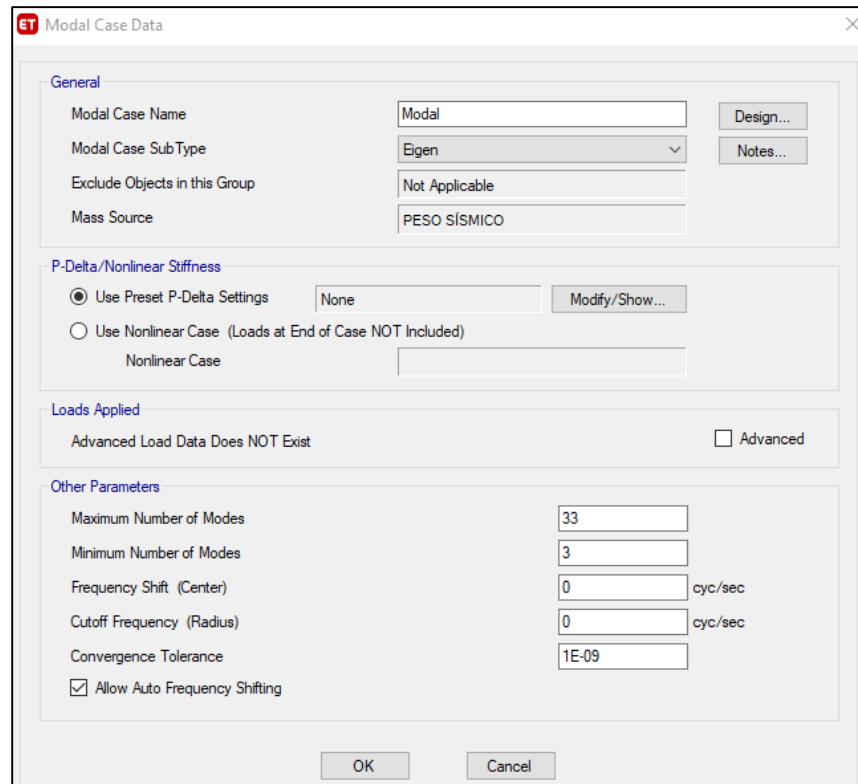


Figura 27. Modos de Vibración

d) Definición de Casos de cargas y combinaciones de carga

Los casos de cargas para el sismo estático han sido creados automáticamente por el ETABS. Para los casos de cargas de sismo dinámico se han creado teniendo en cuenta el factor de escalamiento y la combinación cuadrática completa CQC.

Las combinaciones de carga se han creado con la finalidad de calcular los desplazamientos amplificadas, tal como se indica en la Norma E-030, tanto para sismo estático como para dinámico. Ver figuras 29 y 30

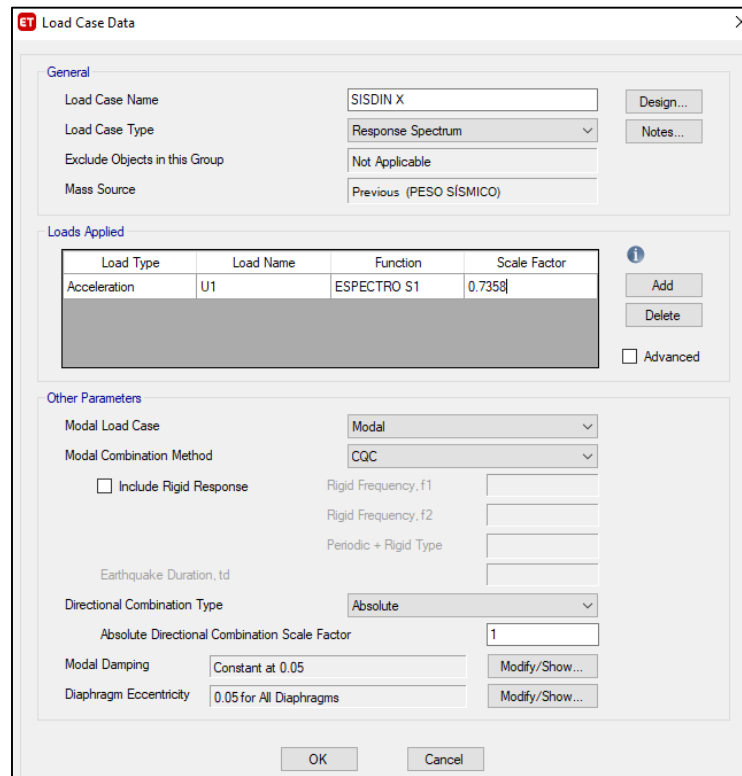


Figura 28. Casos de cargas

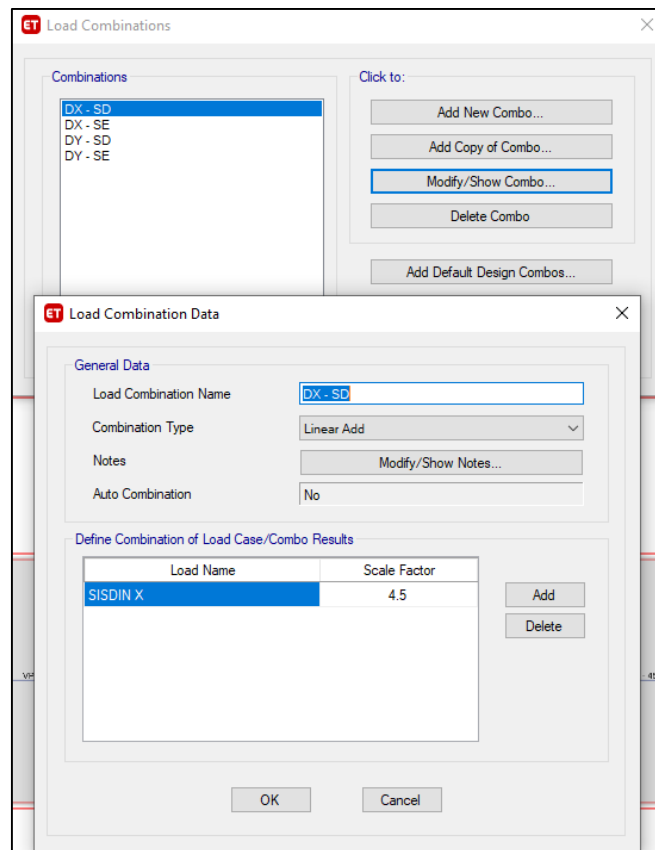


Figura 29. Combinaciones de carga

e) Primera simulación

Finalmente, para la primera corrida o simulación se seleccionó todos los nudos de la base si se les aplicó un empotramiento perfecto.

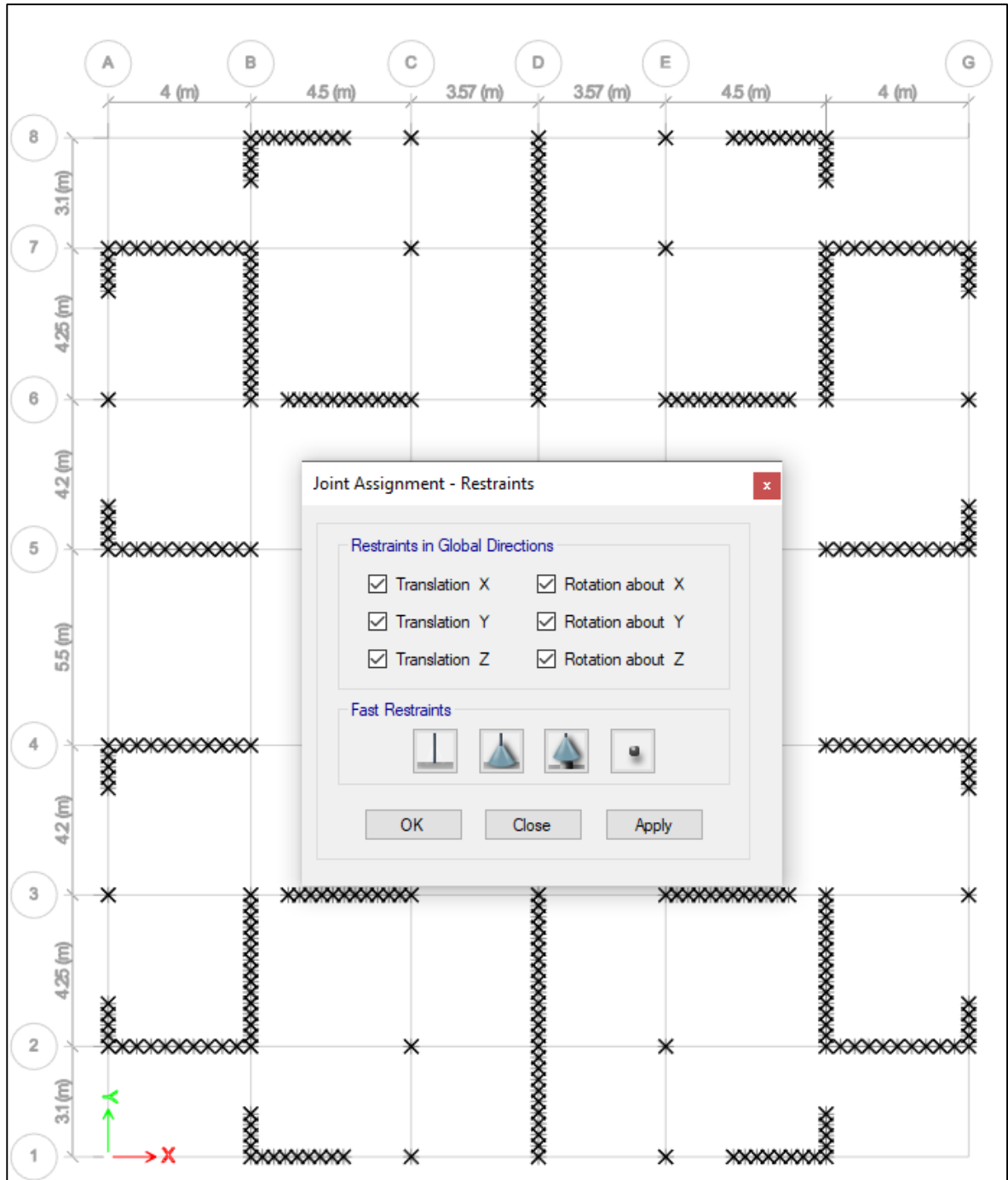
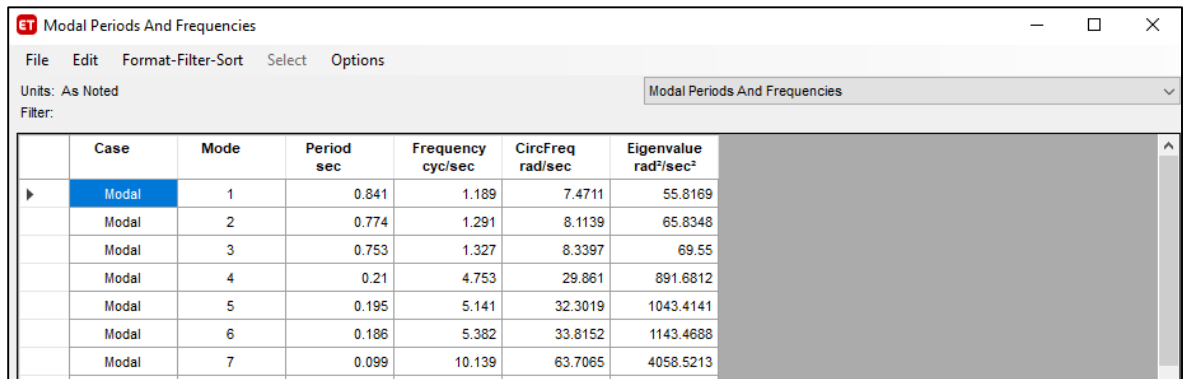


Figura 30. Empotramiento de base (Base fija)

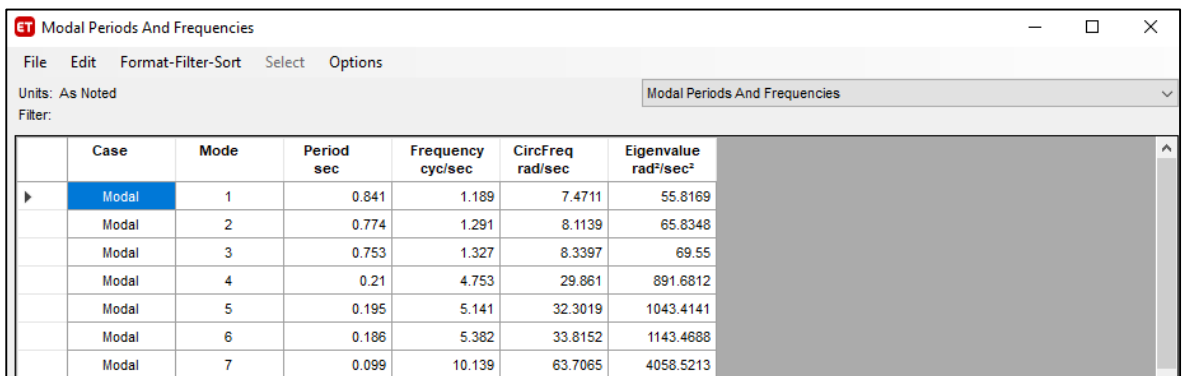
f) Periodo fundamental de Vibración

Se determinó mediante la primera corrida del programa ETABS, mediante la tabla “Modal Participation Mass Ratios” como muestra las figuras 31 y 32.



| Case | Mode | Period sec | Frequency cyc/sec | CircFreq rad/sec | Eigenvalue rad ² /sec ² |
|-------|------|------------|-------------------|------------------|---|
| Modal | 1 | 0.841 | 1.189 | 7.4711 | 55.8169 |
| Modal | 2 | 0.774 | 1.291 | 8.1139 | 65.8348 |
| Modal | 3 | 0.753 | 1.327 | 8.3397 | 69.55 |
| Modal | 4 | 0.21 | 4.753 | 29.861 | 891.6812 |
| Modal | 5 | 0.195 | 5.141 | 32.3019 | 1043.4141 |
| Modal | 6 | 0.186 | 5.382 | 33.8152 | 1143.4688 |
| Modal | 7 | 0.099 | 10.139 | 63.7065 | 4058.5213 |

Figura 31. Periodos de perfil de suelo S1



| Case | Mode | Period sec | Frequency cyc/sec | CircFreq rad/sec | Eigenvalue rad ² /sec ² |
|-------|------|------------|-------------------|------------------|---|
| Modal | 1 | 0.841 | 1.189 | 7.4711 | 55.8169 |
| Modal | 2 | 0.774 | 1.291 | 8.1139 | 65.8348 |
| Modal | 3 | 0.753 | 1.327 | 8.3397 | 69.55 |
| Modal | 4 | 0.21 | 4.753 | 29.861 | 891.6812 |
| Modal | 5 | 0.195 | 5.141 | 32.3019 | 1043.4141 |
| Modal | 6 | 0.186 | 5.382 | 33.8152 | 1143.4688 |
| Modal | 7 | 0.099 | 10.139 | 63.7065 | 4058.5213 |

Figura 32. Periodos de perfil de suelo S1

g) Factor de amplificación sísmica

La primera corrida del programa nos arroja un periodo fundamental de Vibración y respecto eso se determinó mediante las ecuaciones 1, 2 y 3 ya descritas el factor de amplificación sísmica.

- Para perfil de suelo S1: $C = 2,5 \left(\frac{0,4}{0,841} \right) = 1,189$
- Para perfil de suelo S2: $C = 2,5 \left(\frac{0,6}{0,841} \right) = 1,784$

h) Verificación e cumplimiento $C/R \geq 0.11$

- Para perfil de suelo S1: $C = \frac{1,189}{6} = 0,20$ cumple
- Para perfil de suelo S2: $C = \frac{1,784}{6} = 0,30$ cumple

i) Determinación del coeficiente del cortante

El coeficiente de cortante basal se determinó mediante la siguiente ecuación

$$V = \frac{ZUCS}{R} \text{ (Ecuación 57)}$$

- Para perfil de suelo S1: $V = \frac{0,45 \cdot 1 \cdot 1,189 \cdot 1}{6} = 0,089$
- Para perfil de suelo S2: $V = \frac{0,45 \cdot 1 \cdot 1,784 \cdot 1,05}{6} = 0,14$

j) Exponente relacionado con el periodo fundamental

Se determinó de la siguiente manera:

- Para T menor o igual a 0,5 segundos $k = 1.0$
- Para T mayor que 0,5 segundos $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$
- Para perfil de suelo S1: $k = 0,75 + 0,5 \cdot 0,841 = 1,171$
- Para perfil de suelo S2: $k = 0,75 + 0,5 \cdot 0,841 = 1,171$

i) Segunda simulación

Teniendo los factores de coeficiente de cortante y k corregidos se ingresó al programa para realizar la segunda y última corrida como se ve en las figuras.

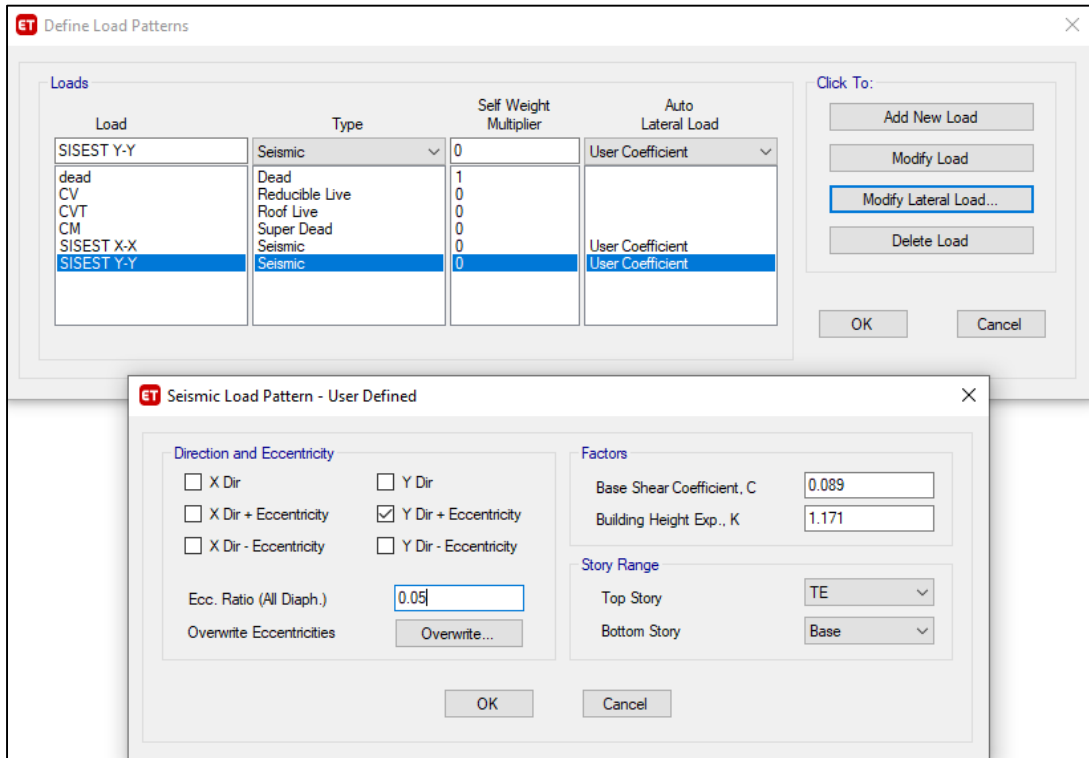


Figura 33. Asignación de factor de cortante V y factor k para perfil de suelo S1

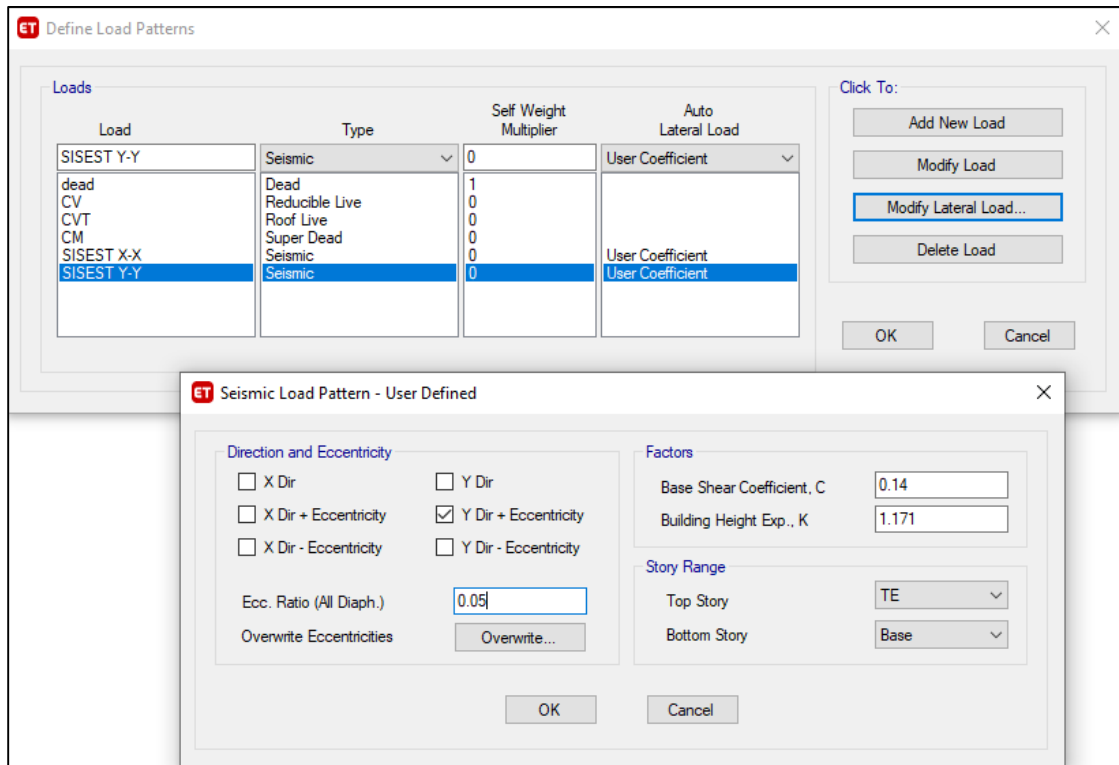


Figura 34. Asignación de factor de cortante V y factor k para perfil de suelo S2

j) Cortante basal estático

Se obtuvo de la tabla “Story Forces” que proporcionó el programa después de la segunda corrida

- Para perfil de suelo S1:

$$V_{est\ x} = 680,78\ Tn$$

$$V_{est\ y} = 680,78\ Tn$$

- Para perfil de suelo S2: $k = 0,75 + 0,5 \cdot 0,841 = 1,171$

$$V_{est\ x} = 1070\ Tn$$

$$V_{est\ y} = 1070\ Tn$$

k) Cortante Basal dinámico

Se obtuvo de la tabla “Story Forces” que proporcionó el programa después de la segunda corrida

- Para perfil de suelo S1:

$$V_{din\ x} = 624,26\ Tn$$

$$V_{din\ y} = 612,02\ Tn$$

- Para perfil de suelo S2: $k = 0,75 + 0,5 \cdot 0,841 = 1,171$

$$V_{din\ x} = 929,24\ Tn$$

$$V_{din\ y} = 909,57\ Tn$$

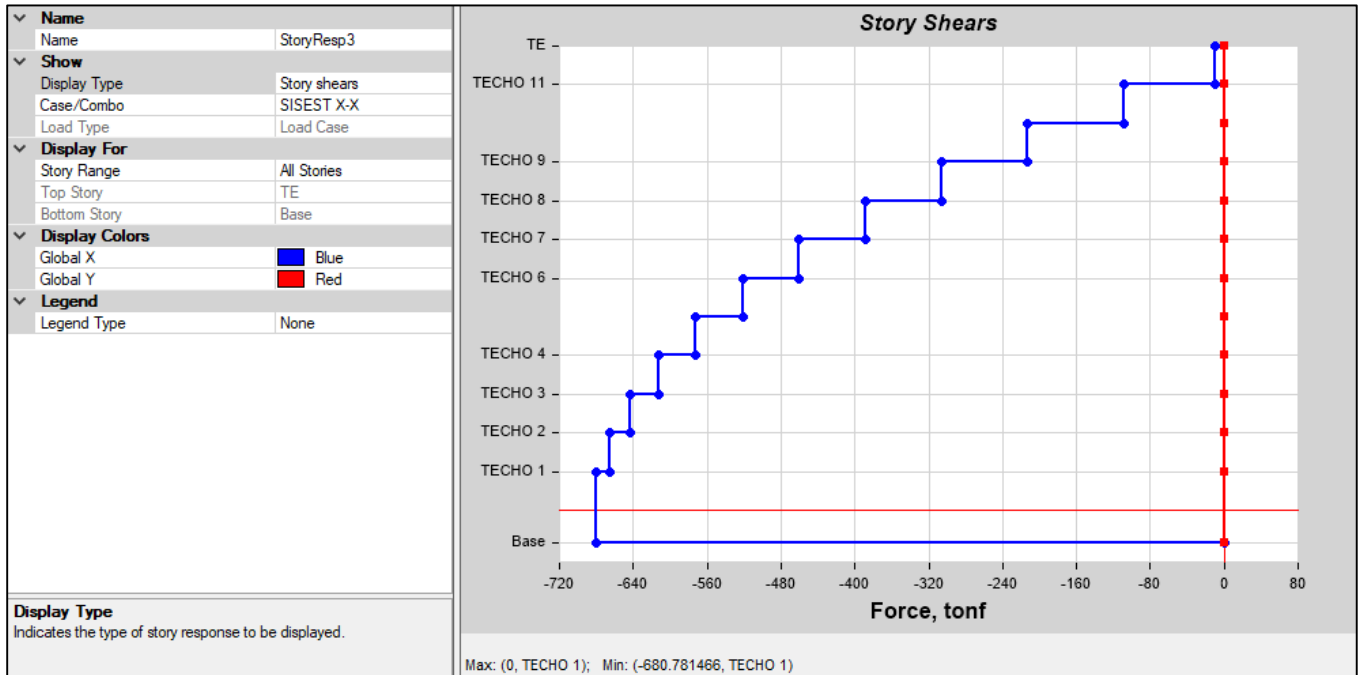


Figura 35. Cortante estático para perfil de suelo S1

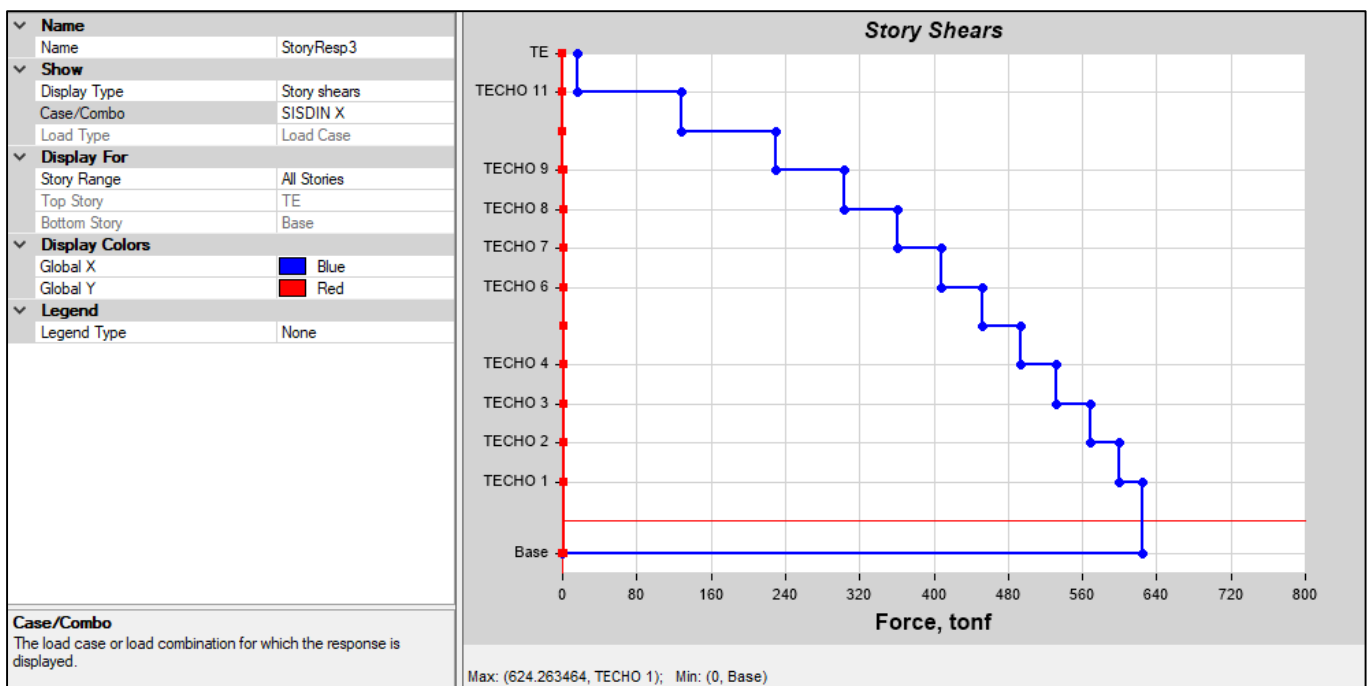


Figura 36. Cortante dinámica para perfil de suelo S1

l) Cortante Dinámico mínimo

En la norma E-030 se establece que el cortante dinámico mínimo del primer entrepiso del edificio no puede ser menos que el 80% de cortante estático, por tal motivo se realizó la verificación.

- Para perfil de suelo S1:

$$\frac{V_{din x}}{V_{est x}} = \frac{624,26}{680,78} = 0,917 = 92 \% \text{ cumple}$$

$$\frac{V_{din y}}{V_{est y}} = \frac{612,02}{680,78} = 0,899 = 90 \% \text{ cumple}$$

- Para perfil de suelo S2:

$$\frac{V_{din x}}{V_{est x}} = \frac{929,24}{1070} = 0,868 = 87 \% \text{ cumple}$$

$$\frac{V_{din y}}{V_{est y}} = \frac{909,57}{1070} = 0,850 = 85 \% \text{ cumple}$$

3.9. Cálculo de Interacción suelo-estructura

Se calcularán los coeficientes de rigidez para la platea por los diferentes métodos y modelos de cálculo

- **Cálculo de masas de la cimentación**

a) Dimensiones de la platea

Largo : 30,30 m

Ancho : 25,45 m

Altura : 1,10 m

b) Cálculo de masa traslacional

Se realizará el cálculo mediante las ecuaciones ya presentadas

$$M_t = M_x = M_y = \frac{P_{platea}}{g} \text{ (Ecuación 58)}$$

$$M_{RX} = M_t \left(\frac{C}{2} \right)^2 + \frac{M_t \cdot b^2}{12} \text{ (Ecuación 59)}$$

$$M_{RY} = M_t \left(\frac{c}{2} \right)^2 + \frac{M_t \cdot a^2}{12} \quad (\text{Ecuación 60})$$

$$M_{RZ} = \frac{M_t \cdot (b^2 + a^2)}{12} \quad (\text{Ecuación 61})$$

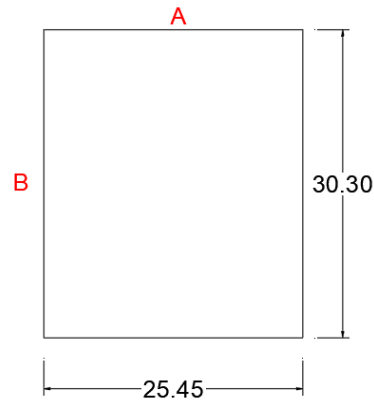


Figura 37. Planta de losa de cimentación

$$M_t = M_x = M_y = M_z = \frac{2,4 \cdot 25,45 \cdot 30,30 \cdot 1,1}{9,81} = 207,523 \left(T \cdot \frac{s^2}{m} \right)$$

$$M_{RX} = 207,523 \left(\frac{1,1}{2} \right)^2 + \frac{207,523 \cdot 30,30^2}{12} = 15939,809 \left(T \cdot s^2 \cdot m \right)$$

$$M_{RY} = 207,523 \left(\frac{1,1}{2} \right)^2 + \frac{207,523 \cdot 25,45^2}{12} = 11263,849 \left(T \cdot s^2 \cdot m \right)$$

$$M_{RZ} = \frac{207,523 \cdot (30,30^2 + 25,45^2)}{12} = 27078,107 \left(T \cdot s^2 \cdot m \right)$$

3.9.1. Método D.D. Barkan O.A. Savinov

Villarreal (2009), en su libro interacción sísmica suelo estructura en edificaciones con losas de cimentación, especifica ciertas ecuaciones para el cálculo de coeficientes de rigidez

a) Presión estática ρ y coeficiente D_0

Calculamos la magnitud de la presión estática del suelo “ ρ ” para la losa mediante la ecuación 21 y 22.

- Para perfil de suelo S1

El suelo S1 está clasificado como Grava pobremente graduada (GP) con coeficiente de poisson de 0.25 y según la tabla 8 le corresponde un $C_0 = 2.6 \text{ kg/cm}^3$

$$\rho = \frac{P_{\text{edificio}} + P_{\text{platea}}}{A_{\text{platea}}} = \frac{7649213,48 + 30,30 \cdot 24,45 \cdot 2400}{25 \cdot 45 \cdot 30,30 \cdot 100 \cdot 100} = 1,256 \text{ kg/cm}^2$$

$$D_0 = \frac{1-\mu}{1-0,5\mu} \cdot C_0 = \frac{1-0,25}{1-0,5 \cdot 0,25} \cdot 2,6 = 2,229 \text{ kg/cm}^3$$

- Para perfil de suelo S2

El suelo 2 está clasificado como Arcilla de baja plasticidad con coeficiente de poisson de 0,25 y según la tabla 8 le corresponde un $C_0 = 0,8 \text{ kg/cm}^3$

$$\rho = \frac{P_{\text{edificio}} + P_{\text{platea}}}{A_{\text{platea}}} = \frac{7649213,48 + 30,30 \cdot 24,45 \cdot 2400}{25 \cdot 45 \cdot 30,30 \cdot 100 \cdot 100} = 1,256 \text{ kg/cm}^2$$

$$D_0 = \frac{1-\mu}{1-0,5\mu} \cdot C_0 = \frac{1-0,25}{1-0,5 \cdot 0,25} \cdot 0,8 = 0,686 \text{ kg/cm}^3$$

b) Coeficientes de desplazamiento y compresión

Para el cálculo de los coeficientes de compresión y desplazamiento de la base se utilizarán las ecuaciones 17, 18, 19 y 20. Tomando en cuenta las dimensiones ya mostradas en la figura 37.

- Para perfil de suelo S1

$$C_z = 2,6 \left[1 + \frac{2(25,45+30,30)}{25,45 \cdot 30,30} \right] \cdot \sqrt{\frac{1,256}{0,2}} = 7,458 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} = 7458 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3}$$

$$C_x = C_y = 2,229 \left[1 + \frac{2(25,45+30,30)}{25,45 \cdot 30,30} \right] \cdot \sqrt{\frac{1,256}{0,2}} = 6,393 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} = 6393 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3}$$

$$C_{\phi x} = 2,6 \left[1 + \frac{2(25,45+3 \cdot 30,30)}{25,45 \cdot 30,30} \right] \cdot \sqrt{\frac{1,256}{0,2}} = 8,482 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} = 8482 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3}$$

$$C_{\varphi y} = 2,229 \left[1 + \frac{2(3 \cdot 25,45 + 30,30)}{25,45 \cdot 30,30} \right] \cdot \sqrt{\frac{1,256}{0,2}} = 8,318 \frac{kg}{cm^3} = 8318 \frac{tn}{m^3}$$

- Para perfil de suelo S2

$$C_z = 0,8 \left[1 + \frac{2(25,45 + 30,30)}{25,45 \cdot 30,30} \right] \cdot \sqrt{\frac{1,256}{0,2}} = 2,295 \frac{kg}{cm^3} = 2295 \frac{tn}{m^3}$$

$$C_x = C_y = 0,686 \left[1 + \frac{2(25,45 + 30,30)}{25,45 \cdot 30,30} \right] \cdot \sqrt{\frac{1,256}{0,2}} = 1,968 \frac{kg}{cm^3} = 1968 \frac{tn}{m^3}$$

$$C_{\varphi x} = 0,8 \left[1 + \frac{2(25,45 + 30,30)}{25,45 \cdot 30,30} \right] \cdot \sqrt{\frac{1,256}{0,2}} = 2,610 \frac{kg}{cm^3} = 2610 \frac{tn}{m^3}$$

$$C_{\varphi y} = 0,686 \left[1 + \frac{2(3 \cdot 25,45 + 30,30)}{25,45 \cdot 30,30} \right] \cdot \sqrt{\frac{1,256}{0,2}} = 2,559 \frac{kg}{cm^3} = 2559 \frac{tn}{m^3}$$

c) Coeficiente de rigidez

Para el cálculo de los coeficientes de rigidez de la base se utilizarán las ecuaciones 10, 11, 12 Y 13. Tomando en cuenta las dimensiones ya mostradas en la figura 37.

- Para perfil de suelo S1

$$K_z = 7458 \cdot 30,30 \cdot 25,45 = 5751124,830 \frac{tn}{m}$$

$$K_x = K_y = 6393 \cdot 30,30 \cdot 25,45 = 4929866,055 \frac{tn}{m}$$

$$K_{\varphi x} = 8482 \cdot \frac{25,45 \cdot 30,30^3}{12} = 500417736,61 \text{ tn} \cdot m$$

$$K_{\varphi y} = 8318 \cdot \frac{30,30 \cdot 25,45^3}{12} = 346213229,01 \text{ tn} \cdot m$$

- Para perfil de suelo S2

$$K_z = 2295 \cdot 30,30 \cdot 25,45 = 1769754,825 \frac{tn}{m}$$

$$K_x = K_y = 1968 \cdot 30,30 \cdot 25,45 = 1517593,68 \frac{tn}{m}$$

$$K_{\varphi x} = 2610 \cdot \frac{25,45 \cdot 30,30^3}{12} = 153983764,74 \text{ tn.m}$$

$$K_{\varphi y} = 2559 \cdot \frac{30,30 \cdot 25,45^3}{12} = 106511138,86 \text{ tn.m}$$

3.9.2. Método Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

El coeficiente b_0 para suelos arenosos igual a 1; para arenas arcillosas 1,2; para arcillas, cascajos, gravas, cantos rodados, arenas densas igual a 1,5. (Villarreal, 2009).

a) Coeficientes de compresión y desplazamiento

Para el cálculo de los coeficientes de compresión y desplazamiento de la base se utilizarán las ecuaciones 25, 26, 27 y 28. Tomando en cuenta las dimensiones ya mostradas en la figura 37.

- Para perfil de suelo S1

El suelo S1 está clasificado como Grava pobremente graduada (GP) le corresponde un $b_0 = 1.5$. Además, este tipo de suelo cuenta un módulo de elasticidad $E = 1627 \text{ tn/m}^2$

$$C_z = 1,5 \cdot 1627 \left(1 + \sqrt{\frac{10}{30,30 \cdot 25,45}} \right) = 2718,42 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3}$$

$$C_x = C_y = 0,7 \cdot 2718,42 = 1902,89 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3}$$

$$C_{\varphi x} = 2 \cdot 2718,42 = 5436,83 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3}$$

$$C_{\varphi y} = 2 \cdot 2718,42 = 5436,83 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3}$$

$$C_{\psi z} = 2718,42 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3}$$

- Para perfil de suelo S2

El suelo S2 está clasificado como Arcilla de baja plasticidad le corresponde un $b_o = 1.2$. Además, este tipo de suelo cuenta un módulo de elasticidad $E = 1732 \text{ tn/m}^2$

$$C_z = 1,2 \cdot 1732 \left(1 + \sqrt{\frac{10}{30,30 \cdot 25,45}} \right) = 2315,08 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3}$$

$$C_x = C_y = 0,7 \cdot 2315,08 = 1620,56 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3}$$

$$C_{\varphi x} = 2 \cdot 2315,08 = 4630,16 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3}$$

$$C_{\varphi y} = 2 \cdot 2315,08 = 4630,16 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3}$$

$$C_{\psi z} = 2315,08 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3}$$

- b) Coeficientes de rigidez

Para el cálculo de los coeficientes de rigidez de la base se utilizarán las ecuaciones 25, 26, 27, 28 y 29. Tomando en cuenta las dimensiones ya mostradas en la figura 37.

- Para perfil de suelo S1

$$K_x = 1902,89 \cdot 771,135 = 1467386,02 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$K_y = 1902,89 \cdot 771,135 = 1467386,02 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$K_z = 2718,42 \cdot 771,135 = 2096265,75 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$K_{\varphi x} = 5436,83 \cdot \frac{25,45 \cdot 30,30^3}{12} = 320760103,55 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

$$K_{\varphi y} = 5436,83 \cdot \frac{30,30 \cdot 25,45^3}{12} = 56856,28 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

$$K_{\psi z} = 2718,42 \cdot \frac{25,45 \cdot 30,3^3 + 25,45^3 \cdot 30,3}{12} = 273526432,29 \text{ tn. m}$$

- Para perfil de suelo S1

$$K_x = 1620 \cdot 771,135 = 1249668,15 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$K_y = 1620 \cdot 771,135 = 1249668,15 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$K_z = 2315,08 \cdot 771,135 = 1785240,21 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$K_{\phi x} = 4630,16 \cdot \frac{25,45 \cdot 30,3^3}{12} = 273168530,72 \text{ tn. m}$$

$$K_{\phi y} = 4630,16 \cdot \frac{30,30 \cdot 25,45^3}{12} = 192717424,51 \text{ tn. m}$$

$$K_{\psi z} = 2315,08 \cdot \frac{25,45 \cdot 30,3^3 + 25,45^3 \cdot 30,3}{12} = 232942977,62 \text{ tn. m}$$

3.9.3. Método Norma Boliviana NBDS-2018

Para edificaciones de la categoría “C”, se puede utilizar el siguiente procedimiento simplificado en función del coeficiente de balasto K_b (Gua Boliviana de diseño sísmico, 2018).

- a) Coeficientes de rigidez

Para el cálculo del coeficiente de rigidez se utilizarán las ecuaciones 44, 45, 46 y 47

- Para perfil de suelo S1

El suelo S1 tiene como módulo de corte 6510 tn/m² y un coeficiente de poisson de 0.25. Además, el área total de la platea

es de 771.135 m² haciendo un radio equivalente de 15.667 m. Por

lo tanto, de siente:

$$K_z = \frac{4 \cdot 6510 \cdot 15,667}{1 - 0,25} = 543958,24 \frac{tn}{m}$$

$$K_x = K_y = 18,2 \cdot 6510 \cdot 15,667 \cdot \frac{1 - 0,25^2}{(2 - 0,25)^2} = 568242,09 \frac{tn}{m}$$

$$K_{\phi x} = 2,7 \cdot 6510 \cdot 15,667^3 = 67593087,27 \text{ tn} \cdot m$$

$$K_{\phi y} = 2,7 \cdot 6510 \cdot 15,667^3 = 67593087,27 \text{ tn} \cdot m$$

$$K_{\psi z} = 5,3 \cdot 6510 \cdot 15,667^3 = 132682276,86 \text{ tn} \cdot m$$

- Para perfil de suelo S2

El suelo S1 tiene como módulo de corte 6510 tn/m² y un coeficiente de poisson de 0,25. Además, el área total de la platea es de 771,135 m² haciendo un radio equivalente de 15,667 m. Por

lo tanto, de siente: $K_z = 25,45 \cdot 30,30 \cdot 2,65 \cdot \frac{100^3}{1000} = 2043507,75 \frac{tn}{m}$

$$K_z = \frac{4 \cdot 6930 \cdot 15,667}{1 - 0,25} = 579052,32 \frac{tn}{m}$$

$$K_x = K_y = 18,2 \cdot 6930 \cdot 15,667 \cdot \frac{1 - 0,25^2}{(2 - 0,25)^2} = 604902,87 \frac{tn}{m}$$

$$K_{\phi x} = 2,7 \cdot 6930 \cdot 15,667^3 = 71953931,61 \text{ tn} \cdot m$$

$$K_{\phi y} = 2,7 \cdot 6930 \cdot 15,667^3 = 71953931,61 \text{ tn} \cdot m$$

$$K_{\psi z} = 5,3 \cdot 6930 \cdot 15,667^3 = 141242902,79 \text{ tn} \cdot m$$

Tabla 20. Masas de la platea de cimentación

| Masas de la platea | | |
|---------------------|-------------|-------------|
| Descripción | Suelo s1 | Suelo S2 |
| Mx (T.s2/m) | 207.5225688 | 207.5225688 |
| My (T.s2/m) | 207.5225688 | 207.5225688 |
| Mz (T.s2/m) | 207.5225688 | 207.5225688 |
| MRX'(T.s2.m) | 15939.80851 | 15939.80851 |
| MRY'(T.s2.m) | 11263.84946 | 11263.84946 |
| MRZ'(T.s2.m) | 27078.10682 | 27078.10682 |

Tabla 21. Coeficientes de compresión y desplazamiento

| Coeficientes de compresión y desplazamiento | | | | | | | |
|---|-------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Método | Suelo | Cx(Tn/m3) | Cy(Tn/m3) | Cz(Tn/m3) | Mpx(T/m3) | Mpy(T/m3) | MΨz(T/m3) |
| Barkan | S1 | 6393 | 6393 | 7458 | 8482 | 8318 | 0 |
| | S2 | 1968 | 1968 | 2295 | 2610 | 2559 | 0 |
| N. Rusa | S1 | 2718.42 | 1902.89 | 1902.89 | 5436.83 | 5436.83 | 2718.42 |
| | S2 | 2315.08 | 1620.56 | 1620.56 | 4630.16 | 4630.16 | 2315.08 |

Tabla 22. Coeficientes de Rigidez traslacional y rotacional

| Coeficientes de Rigidez traslacional y rotacional | | | | | | | |
|---|-------|------------|------------|------------|--------------|--------------|--------------|
| Método | Suelo | Kx (T/m) | Ky(T/m) | Kz(T/m) | Kpx(T.m) | Kpy(T.m) | KΨz(T.m) |
| Barkan | S1 | 4929866.06 | 4929866.06 | 5751124.83 | 500417736.61 | 346213229.01 | 0.00 |
| | S2 | 1517593.68 | 1517593.68 | 1769754.83 | 153983764.74 | 106511138.86 | 0.00 |
| N. Rusa | S1 | 1467386.02 | 1467386.02 | 2096265.75 | 320760103.55 | 226292761.03 | 273526432.29 |
| | S2 | 1249668.15 | 1249668.15 | 1785240.21 | 273168530.72 | 192717424.51 | 232942977.62 |
| N. Boliviana | S1 | 568242.09 | 568242.09 | 543958.24 | 67593087.27 | 67593087.27 | 132682726.86 |
| | S2 | 604902.87 | 604902.87 | 579052.32 | 71953931.61 | 71953931.61 | 141242902.79 |

3.10. Análisis sísmico con métodos de Interacción suelo - estructura

Para realizar el modelamiento dinámico y aplicación de los métodos de interacción suelo-estructura del edificio se utilizó el modelamiento sísmico estático-dinámico ya realizado en el programa ETABS.

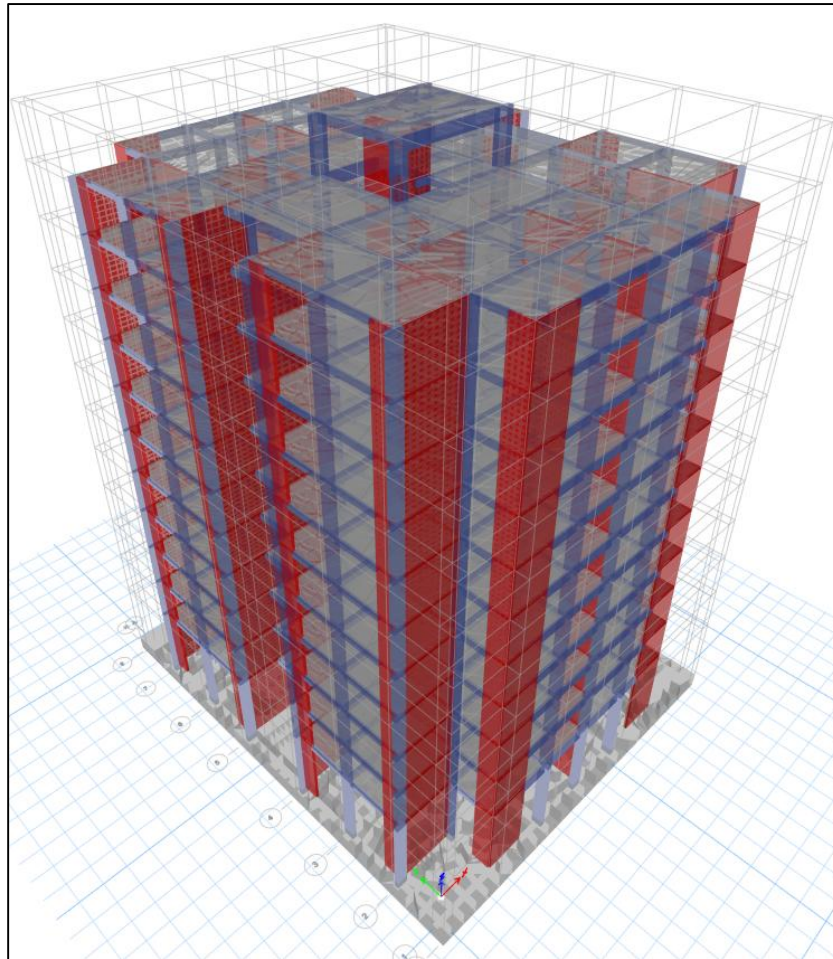


Figura 38. Modelado de edificio con cimiento tipo platea de cimentación

En el modelamiento según la Norma E030 se tiene la estructura sin considerar la interacción suelo estructura (empotramiento perfecto) (figura 39), y en el modelamiento según los métodos D.D. Barkan O.A. Savinov, método Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 y método Norma Boliviana NBDS-2018 (figura 40) consideran una flexibilidad en la base de fundación dados a través de sus coeficientes de rigidez en traslación y rotación.

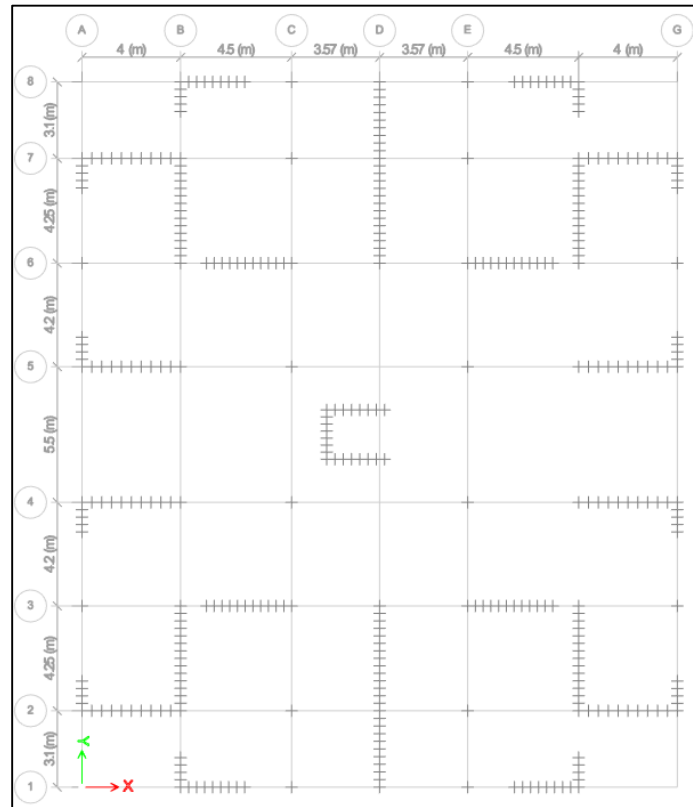


Figura 39. Empotramiento perfecto análisis sísmico Norma E030

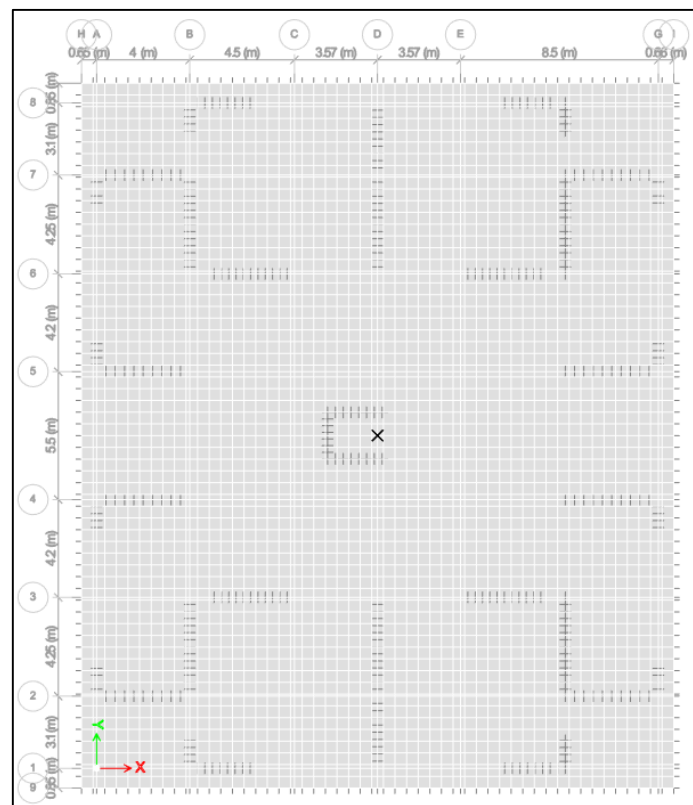


Figura 40. Placa de cimentación discretizada para interacción suelo- estructura.

La creación de la platea debe ser infinitamente rígida por lo que se creó un material con estas condiciones, además se creó la platea con las dimensiones ya calculadas en el predimensionamiento, tal como se muestra en las figuras.

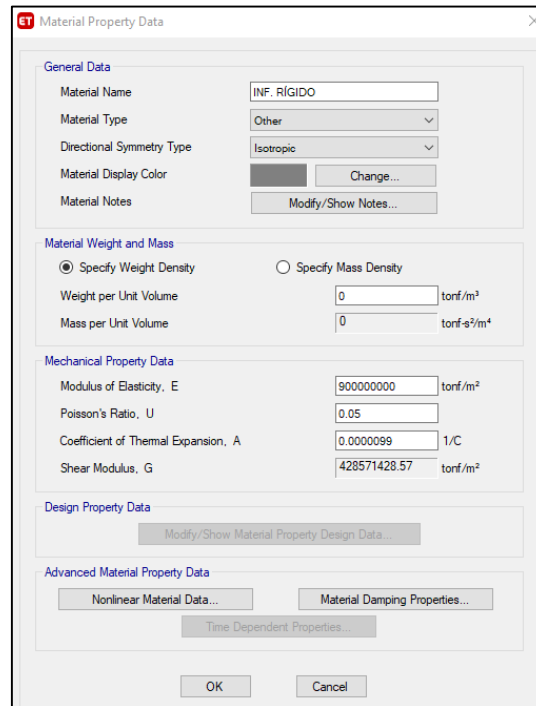


Figura 41. Material infinitamente rígido

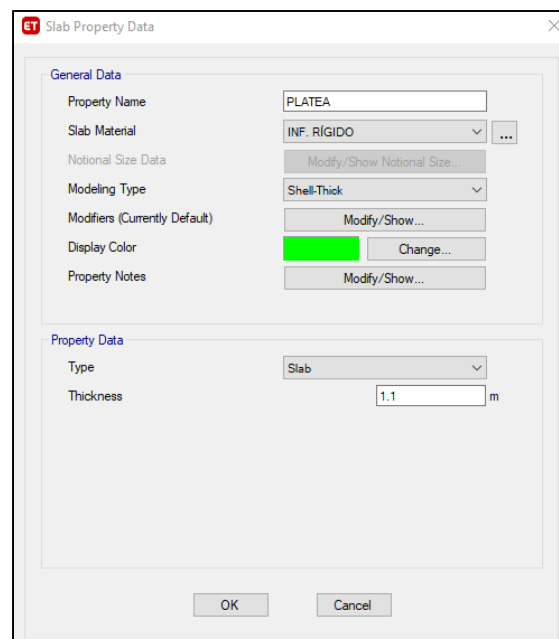


Figura 42. Sección de platea de cimentación

En el nudo del centroide de la platea se le asignó las masas de traslación y rotación las cuales fueron calculadas y se muestran en la 20. Estas masas son aplicadas para todos los modelos de interacción suelo-estructura utilizados en el presente estudio, método D.D. Barkan O.A. Savinov, método Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 y método Norma Boliviana NBDS-2018. Se muestra en la figura 43

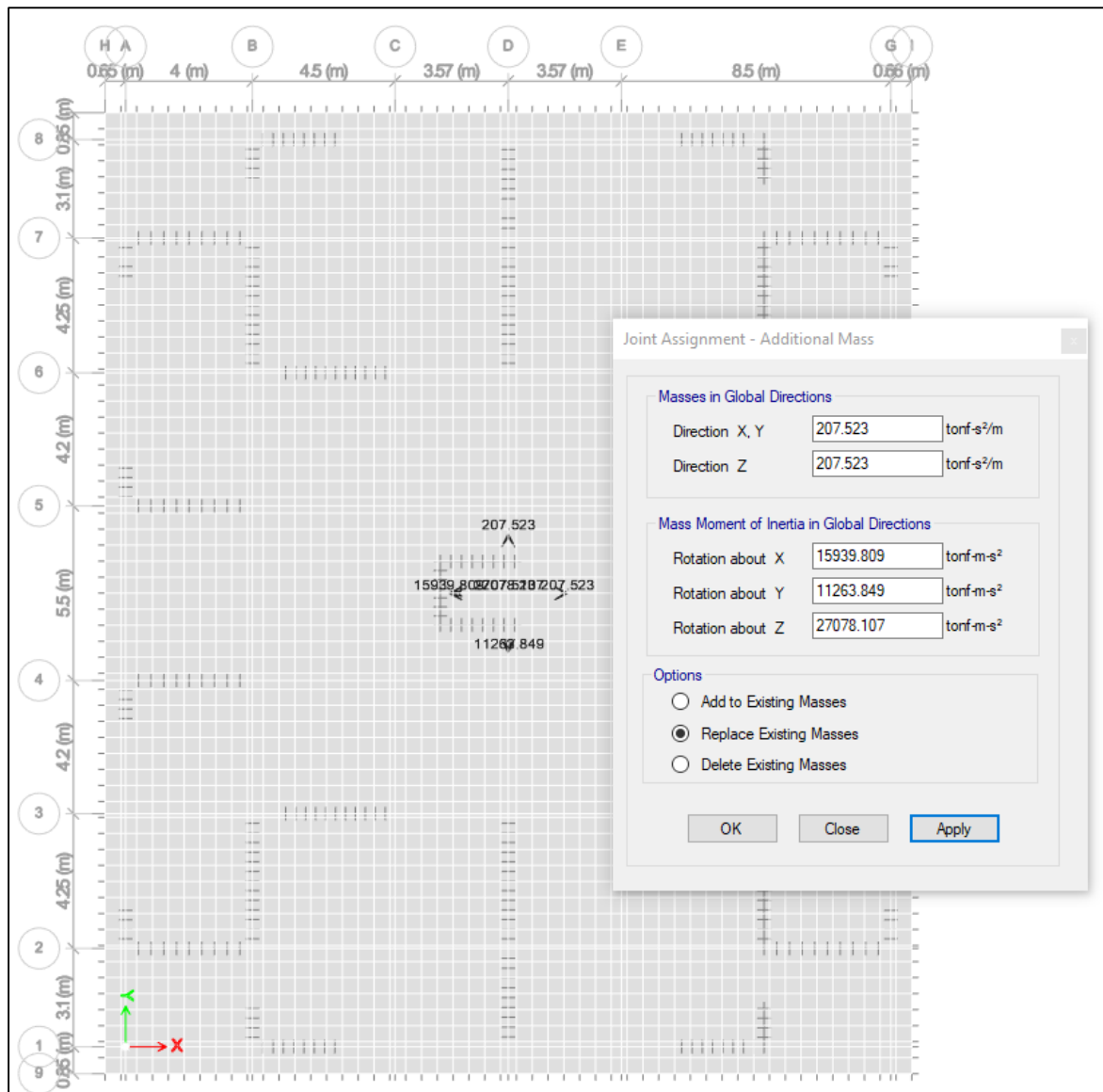


Figura 43. Platea con masas de traslación y rotación

En el nudo del centroide de la platea se le asignó los coeficientes de rigidez de traslación y rotación las cuales fueron calculadas y se muestran en la tabla 22. Estos coeficientes son aplicados para todos los modelos de interacción suelo-estructura utilizados en el presente estudio, método D.D. Barkan O.A. Savinov, método Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 y método Norma Boliviana NBDS-2018. Se muestra en la figura 44 los coeficientes del suelo S1 asignados por el método de D.D. Barkan O.A. Savinov. Tomar en cuenta que el método de Barkan no calcula rotación en Z por lo tanto se debe restringir ese grado de libertad

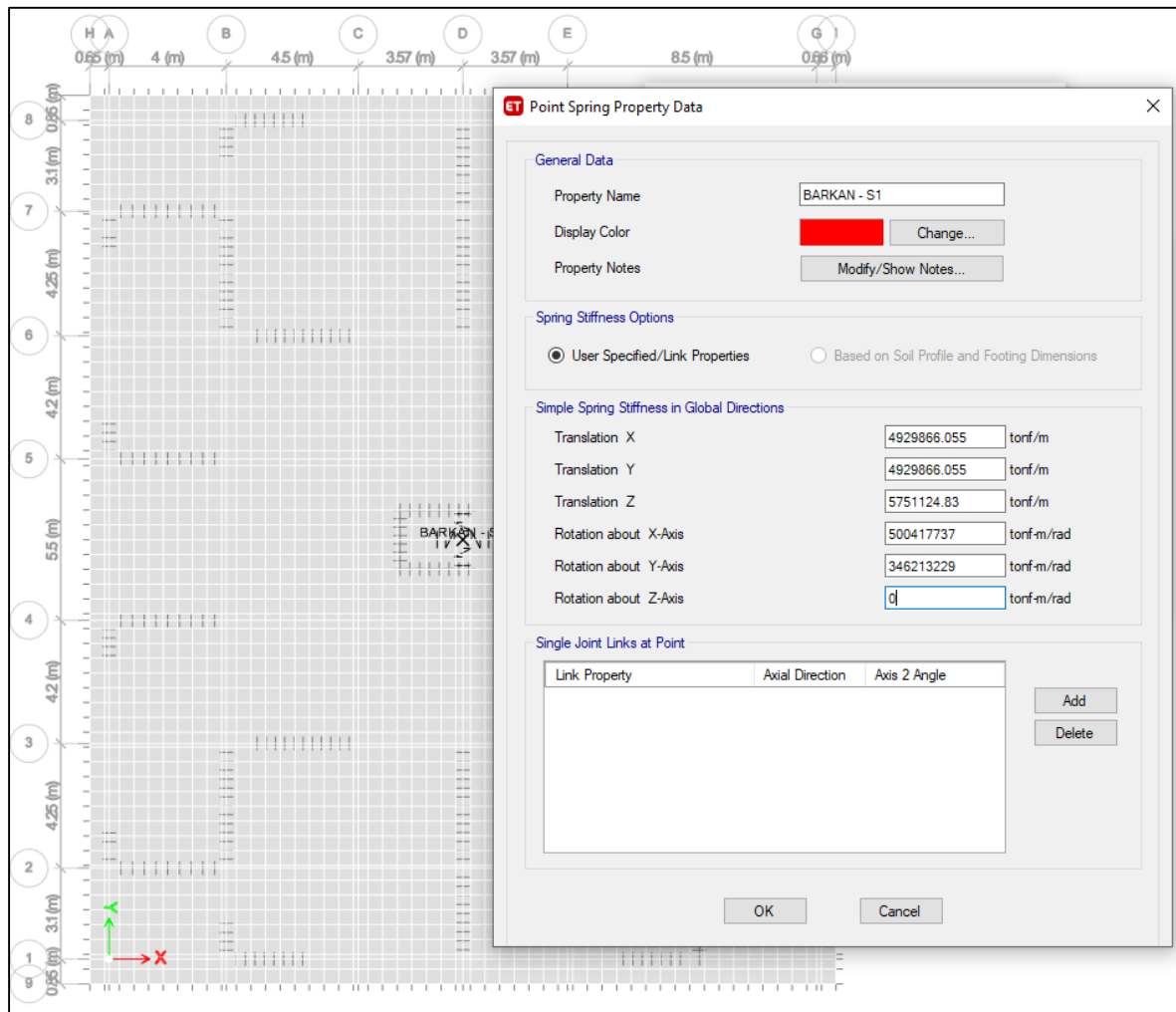


Figura 44. Modelamiento zapatas con coeficientes de rigidez traslacional y rotacional

CAPÍTULO IV. RESULTADOS

4.1. Control de derivas – Según Norma Peruana E030

El control de derivas según el Reglamento Nacional de Edificaciones Norma Peruana 030 (modelo de empotramiento perfecto) debe realizarse de acuerdo a la tabla 7 en donde se especifica que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión), para el caso de edificios de concreto armado no se debe superar las 7 milésimas es decir 0.007.

- **Para perfil de suelo S1**

En las tablas 23 y 24 se muestra en control de derivas para el edificio en estudio tanto en el eje X con en el eje Y tanto para sismo estático y dinámico del perfil de suelo S1.

Tabla 23. *Distorsiones según sismo estático para perfil de suelo S1*

| Piso | Altura de entrepiso(m) | Desplazamientos (mm) | | derivas | | Condición |
|------|------------------------|----------------------|---------|---------|---------|-----------|
| | | Sismo X | Sismo Y | Sismo X | Sismo Y | |
| TE | 3 | 120.42 | 127.36 | 0.0035 | 0.0014 | cumple |
| 11 | 3 | 130.88 | 131.49 | 0.0039 | 0.0039 | cumple |
| 10 | 3 | 119.17 | 119.85 | 0.0041 | 0.0041 | cumple |
| 9 | 3 | 106.90 | 107.60 | 0.0043 | 0.0043 | cumple |
| 8 | 3 | 94.13 | 94.82 | 0.0044 | 0.0044 | cumple |
| 7 | 3 | 80.92 | 81.62 | 0.0045 | 0.0045 | cumple |
| 6 | 3 | 67.48 | 68.18 | 0.0045 | 0.0045 | cumple |
| 5 | 3 | 54.07 | 54.78 | 0.0043 | 0.0043 | cumple |
| 4 | 3 | 41.05 | 41.76 | 0.0041 | 0.0041 | cumple |
| 3 | 3 | 28.84 | 29.56 | 0.0036 | 0.0036 | cumple |
| 2 | 3 | 17.95 | 18.64 | 0.0030 | 0.0030 | cumple |
| 1 | 5.5 | 8.98 | 9.59 | 0.0016 | 0.0017 | cumple |

Tabla 24. *Distorsiones según sismo dinámico para perfil de suelo S1*

| Piso | Altura de entrepiso(m) | Desplazamientos (mm) | | derivas | | Condición |
|------|------------------------|----------------------|---------|---------|---------|-----------|
| | | Sismo X | Sismo Y | Sismo X | Sismo Y | |
| TE | 3 | 102.68 | 106.48 | 0.0033 | 0.0015 | cumple |
| 11 | 3 | 112.59 | 110.92 | 0.0034 | 0.0033 | cumple |
| 10 | 3 | 102.40 | 101.02 | 0.0035 | 0.0035 | cumple |
| 9 | 3 | 91.78 | 90.63 | 0.0037 | 0.0036 | cumple |
| 8 | 3 | 80.76 | 79.83 | 0.0038 | 0.0037 | cumple |
| 7 | 3 | 69.43 | 68.73 | 0.0038 | 0.0038 | cumple |
| 6 | 3 | 57.94 | 57.46 | 0.0038 | 0.0037 | cumple |
| 5 | 3 | 46.51 | 46.26 | 0.0037 | 0.0036 | cumple |
| 4 | 3 | 35.42 | 35.38 | 0.0035 | 0.0034 | cumple |
| 3 | 3 | 25.00 | 25.15 | 0.0031 | 0.0031 | cumple |
| 2 | 3 | 15.66 | 15.96 | 0.0026 | 0.0026 | cumple |
| 1 | 5.5 | 7.90 | 8.27 | 0.0014 | 0.0015 | cumple |

- **Para perfil de suelo S2**

En las tablas 25 y 26 se muestra en control de derivas para el edificio en estudio tanto en el eje X con en el eje Y tanto para sismo estático y dinámico del perfil de suelo S2.

Tabla 25. *Distorsiones según sismo estático para perfil de suelo S2*

| Piso | Altura de entrepiso(m) | Desplazamientos (mm) | | derivadas | | Condición |
|------|------------------------|----------------------|---------|-----------|---------|-----------|
| | | Sismo X | Sismo Y | Sismo X | Sismo Y | |
| TE | 3 | 189.42 | 200.35 | 0.0055 | 0.0022 | cumple |
| 11 | 3 | 205.88 | 206.84 | 0.0061 | 0.0061 | cumple |
| 10 | 3 | 187.45 | 188.52 | 0.0064 | 0.0064 | cumple |
| 9 | 3 | 168.16 | 169.26 | 0.0067 | 0.0067 | cumple |
| 8 | 3 | 148.06 | 149.16 | 0.0069 | 0.0069 | cumple |
| 7 | 3 | 127.29 | 128.39 | 0.0070 | 0.0070 | cumple |
| 6 | 3 | 106.14 | 107.25 | 0.0070 | 0.0070 | cumple |
| 5 | 3 | 85.05 | 86.17 | 0.0068 | 0.0068 | cumple |
| 4 | 3 | 64.57 | 65.70 | 0.0064 | 0.0064 | cumple |
| 3 | 3 | 45.37 | 46.49 | 0.0057 | 0.0057 | cumple |
| 2 | 3 | 28.24 | 29.32 | 0.0047 | 0.0047 | cumple |
| 1 | 5.5 | 14.13 | 15.08 | 0.0026 | 0.0027 | cumple |

 Tabla 26. *Distorsiones según sismo dinámico para perfil de suelo S2*

| Piso | Altura de entrepiso(m) | Desplazamientos (mm) | | derivadas | | Condición |
|------|------------------------|----------------------|---------|-----------|---------|-----------|
| | | Sismo X | Sismo Y | Sismo X | Sismo Y | |
| TE | 3 | 161.27 | 167.22 | 0.0050 | 0.0022 | cumple |
| 11 | 3 | 176.20 | 173.84 | 0.0053 | 0.0051 | cumple |
| 10 | 3 | 160.34 | 158.40 | 0.0055 | 0.0054 | cumple |
| 9 | 3 | 143.78 | 142.17 | 0.0057 | 0.0056 | cumple |
| 8 | 3 | 126.54 | 125.26 | 0.0059 | 0.0058 | cumple |
| 7 | 3 | 108.76 | 107.79 | 0.0060 | 0.0059 | cumple |
| 6 | 3 | 90.69 | 90.05 | 0.0060 | 0.0059 | cumple |
| 5 | 3 | 72.69 | 72.37 | 0.0058 | 0.0057 | cumple |
| 4 | 3 | 55.23 | 55.20 | 0.0055 | 0.0054 | cumple |
| 3 | 3 | 38.86 | 39.10 | 0.0049 | 0.0048 | cumple |
| 2 | 3 | 24.24 | 24.69 | 0.0040 | 0.0040 | cumple |
| 1 | 5.5 | 12.17 | 12.72 | 0.0022 | 0.0023 | cumple |

Según las tablas 23, 24, 25 y 26 se demuestra que para ambos tipos de suelo S1 y S2 no se supera la distorsión máxima permisible para este tipo de edificio de muros estructurales de concreto armado.

4.2. Control de irregularidades

Las irregularidades en altura o plata se generan cuando la estructura presenta discontinuidades respecto a su geometría o comportamiento sísmico, debido a ello se presentan distintos tipos de irregularidades las cuales han sido verificadas.

4.2.1. Irregularidad en altura

La norma peruana E030 presenta un cuadro en las que se especifica el método de evaluación de cada irregularidad en altura a partir del cual se realizó el análisis.

a) Irregularidad de Rigidez – Piso Blando

- Para perfil de suelo S1

Tabla 27. Irregularidad de rigidez - piso blando para suelo S1

| Piso | Derivas | | > 70% RL | | > 80% RL | | Condición |
|------|---------|---------|----------|---------|----------|---------|-----------|
| | Sismo X | Sismo Y | Sismo X | Sismo Y | Sismo X | Sismo Y | |
| 11 | 0.0034 | 0.0033 | | | | | cumple |
| 10 | 0.0035 | 0.0035 | 1.043 | 1.050 | | | cumple |
| 9 | 0.0037 | 0.0036 | 1.038 | 1.039 | | | cumple |
| 8 | 0.0038 | 0.0037 | 1.028 | 1.029 | 1.068 | 1.072 | cumple |
| 7 | 0.0038 | 0.0038 | 1.014 | 1.014 | 1.045 | 1.046 | cumple |
| 6 | 0.0038 | 0.0037 | 0.995 | 0.995 | 1.013 | 1.013 | cumple |
| 5 | 0.0037 | 0.0036 | 0.971 | 0.971 | 0.972 | 0.972 | cumple |
| 4 | 0.0035 | 0.0034 | 0.939 | 0.941 | 0.919 | 0.921 | cumple |
| 3 | 0.0031 | 0.0031 | 0.896 | 0.899 | 0.850 | 0.854 | cumple |
| 2 | 0.0026 | 0.0026 | 0.831 | 0.836 | 0.831 | 0.836 | cumple |
| 1 | 0.0014 | 0.0015 | 1.018 | 1.076 | 0.861 | 0.915 | cumple |

- Para perfil de suelo S2

Tabla 28. *Irregularidad de rigidez - piso blando para suelo S2*

| Piso | Derivas | | > 70% RL | | > 80% RL | | Condición |
|------|---------|---------|----------|---------|----------|---------|-----------|
| | Sismo X | Sismo Y | Sismo X | Sismo Y | Sismo X | Sismo Y | |
| 11 | 0.0053 | 0.0051 | | | | | cumple |
| 10 | 0.0055 | 0.0054 | 1.045 | 1.052 | | | cumple |
| 9 | 0.0057 | 0.0056 | 1.041 | 1.042 | | | cumple |
| 8 | 0.0059 | 0.0058 | 1.031 | 1.032 | 1.074 | 1.078 | cumple |
| 7 | 0.0060 | 0.0059 | 1.016 | 1.016 | 1.051 | 1.052 | cumple |
| 6 | 0.0060 | 0.0059 | 0.996 | 0.996 | 1.017 | 1.018 | cumple |
| 5 | 0.0058 | 0.0057 | 0.970 | 0.971 | 0.973 | 0.973 | cumple |
| 4 | 0.0055 | 0.0054 | 0.937 | 0.938 | 0.917 | 0.919 | cumple |
| 3 | 0.0049 | 0.0048 | 0.893 | 0.895 | 0.846 | 0.849 | cumple |
| 2 | 0.0040 | 0.0040 | 0.826 | 0.831 | 0.826 | 0.830 | cumple |
| 1 | 0.0022 | 0.0023 | 1.008 | 1.062 | 0.848 | 0.898 | cumple |

En las tablas 27 y 28 muestran que no existe irregularidad de rigidez-piso blando por tanto le corresponde un $I_a = 1$.

b) Irregularidad de resistencia – Piso débil

- Para perfil de suelo S1

La edificación en estudio está contemplada por 11 pisos típicos y con un sistema estructural continuo, por lo que se asume que no existe irregularidad por tanto le corresponde un $I_a = 1$.

- Para perfil de suelo S2

La edificación en estudio está contemplada por 11 pisos típicos y con un sistema estructural continuo, por lo que se asume que no existe irregularidad por tanto le corresponde un $I_a = 1$.

c) Irregularidad de Masa o Peso

Tabla 29. *Irregularidad de masa*

| Piso | Masa (Tn-s ² /m) | >1.5 | Condición |
|------|--------------------------------|------|-----------|
| 11 | 59.70113 | | |
| 10 | 70.50956 | 1.18 | cumple |
| 9 | 70.5224 | 1.00 | cumple |
| 8 | 70.5224 | 1.00 | cumple |
| 7 | 70.5224 | 1.00 | cumple |
| 6 | 70.5224 | 1.00 | cumple |
| 5 | 70.5224 | 1.00 | cumple |
| 4 | 70.5224 | 1.00 | cumple |
| 3 | 70.5224 | 1.00 | cumple |
| 2 | 70.5224 | 1.00 | cumple |
| 1 | 80.36919 | 1.14 | cumple |

- Para perfil de suelo S1

Según la tabla 29, se indica que no existe irregularidad de Masa o peso, por tanto, le corresponde un $I_a = 1$.

- Para perfil de suelo S2

Según la tabla 29, se indica que no existe irregularidad de Masa o peso, por tanto, le corresponde un $I_a = 1$.

d) Irregularidad de Geometría Vertical

- Para perfil de suelo S1

La edificación en estudio está contemplada por 11 pisos típicos y con un sistema estructural continuo, por lo que se asume que no existe irregularidad por tanto le corresponde un $I_a = 1$.

- Para perfil de suelo S2

La edificación en estudio está contemplada por 11 pisos típicos y con un sistema estructural continuo, por lo que se asume que no existe irregularidad por tanto le corresponde un $I_a = 1$.

e) Discontinuidad de los sistemas resistentes

- Para perfil de suelo S1

La edificación en estudio está contemplada por 11 pisos típicos y con un sistema estructural continuo, por lo que se asume que no existe irregularidad por tanto le corresponde un $I_a = 1$.

- Para perfil de suelo S2

La edificación en estudio está contemplada por 11 pisos típicos y con un sistema estructural continuo, por lo que se asume que no existe irregularidad por tanto le corresponde un $I_a = 1$.

4.2.2. Irregularidad en planta

La norma peruana E030 presenta un cuadro en las que se especifica el método de evaluación de cada irregularidad en planta a partir del cual se realizó el análisis.

a) Irregularidad Torsional

- Para perfil de suelo S1

Tabla 30. *Irregularidad torsional para suelo S1*

| Piso | Desplazamiento (mm) | | > 1.3 | | Condición |
|------|---------------------|----------|---------|---------|-----------|
| | Sismo X | Sismo Y | Sismo X | Sismo Y | |
| 11 | 112.5872 | 110.9246 | 1.099 | 1.098 | cumple |
| 10 | 102.4015 | 101.0229 | 1.002 | 1.002 | cumple |
| 9 | 91.7812 | 90.6302 | 1.002 | 1.002 | cumple |
| 8 | 80.7598 | 79.8344 | 1.002 | 1.002 | cumple |
| 7 | 69.4263 | 68.7254 | 1.001 | 1.001 | cumple |
| 6 | 57.9381 | 57.4639 | 0.999 | 0.999 | cumple |
| 5 | 46.5107 | 46.2613 | 0.996 | 0.997 | cumple |
| 4 | 35.4175 | 35.3818 | 0.991 | 0.991 | cumple |
| 3 | 24.9962 | 25.1495 | 0.979 | 0.980 | cumple |
| 2 | 15.6572 | 15.9554 | 0.952 | 0.955 | cumple |
| 1 | 7.8993 | 8.2687 | 0.505 | 0.518 | cumple |

- Para perfil de suelo S2

Tabla 31. *Irregularidad torsional para suelo S2*

| Piso | Desplazamiento (mm) | | > 1.3 | | Condición |
|------|---------------------|----------|---------|---------|-----------|
| | Sismo X | Sismo Y | Sismo X | Sismo Y | |
| 11 | 176.1966 | 173.8397 | 1.099 | 1.097 | cumple |
| 10 | 160.3406 | 158.4038 | 1.002 | 1.003 | cumple |
| 9 | 143.7767 | 142.1699 | 1.002 | 1.002 | cumple |
| 8 | 126.5382 | 125.2557 | 1.002 | 1.002 | cumple |
| 7 | 108.7569 | 107.7940 | 1.001 | 1.001 | cumple |
| 6 | 90.6878 | 90.0455 | 1.000 | 1.000 | cumple |
| 5 | 72.6916 | 72.3660 | 0.996 | 0.996 | cumple |
| 4 | 55.2283 | 55.2038 | 0.990 | 0.991 | cumple |
| 3 | 38.8576 | 39.0998 | 0.978 | 0.979 | cumple |
| 2 | 24.2424 | 24.6901 | 0.950 | 0.953 | cumple |
| 1 | 12.1667 | 12.7153 | 0.502 | 0.515 | cumple |

Como se observa en las tablas 30 y 31 La edificación no tiene irregularidad en ningún piso, por tanto, le corresponde un $I_p = 1$.

b) Irregularidad de esquinas entrantes

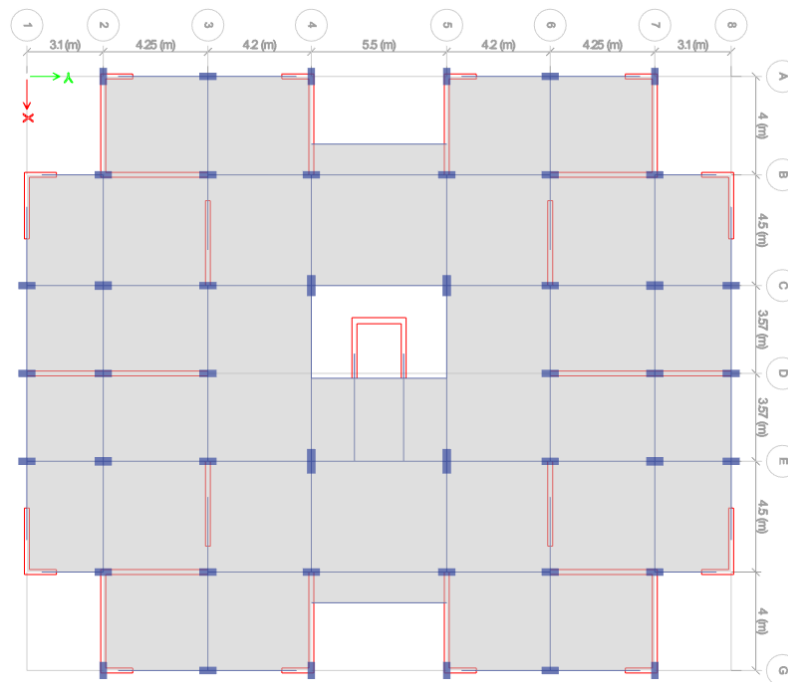


Figura 45. Planta de edificación

- Para perfil de suelo S1

Como se observa en la figura 45 La edificación no cuenta con esquinas entrantes que superen el 20% de la dimensión total en planta, por lo que se asume que no existe irregularidad por tanto le corresponde un $I_p = 1$.

- Para perfil de suelo S2

Como se observa en la figura 45 La edificación no cuenta con esquinas entrantes que superen el 20% de la dimensión total en planta, por lo que se asume que no existe irregularidad por tanto le corresponde un $I_p = 1$.

c) Irregularidad de discontinuidad de diafragma

- Para perfil de suelo S1

Los diafragmas de todos los pisos de la estructura no cuentan con discontinuidades abruptas de rigidez ni aberturas mayor al 50% del área total del diafragma, por tanto, le corresponde un $I_p = 1$.

- Para perfil de suelo S2

Los diafragmas de todos los pisos de la estructura no cuentan con discontinuidades abruptas de rigidez ni aberturas mayor al 50% del área total del diafragma, por tanto, le corresponde un $I_p = 1$.

d) Irregularidad por sistemas no paralelos

- Para perfil de suelo S1

Los elementos resistentes a las fuerzas laterales en cada uno de los pisos de la edificación son paralelos, por tanto, le corresponde un $I_p = 1$.

- Para perfil de suelo S2

Los elementos resistentes a las fuerzas laterales en cada uno de los pisos de la edificación son paralelos, por tanto, le corresponde un $I_p = 1$.

Se verificó que la estructura no cuenta con irregularidades en ninguno de sus pisos tanto en altura como en planta, por lo tanto, le corresponde un $I_a = 1$ y un $I_p =$

1

4.3. Periodos de Vibración de la estructura

En la tabla 32 y 33 se muestra todos los resultados de los periodos de los 33 modos de vibración para ambos perfiles de suelo según el análisis dinámico modal espectral exigido por la Norma Peruana E030 sin flexibilidad en la base de fundación (empotramiento perfecto) y los métodos que si consideran flexibilidad en la base fundación método D.D. Barkan O.A. Savinov, método Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 y método Norma Boliviana NBDS-2018.

Tabla 32. *Periodos de Vibración de la estructura para suelo S1*

| MODO | N. Peruana (s) | Barkan (s) | N. Rusa (s) | N. Boliviana (s) |
|------|----------------|------------|-------------|------------------|
| 1 | 0.841 | 0.876 | 0.882 | 0.970 |
| 2 | 0.775 | 0.84 | 0.857 | 0.952 |
| 3 | 0.754 | 0.829 | 0.849 | 0.887 |
| 4 | 0.21 | 0.24 | 0.246 | 0.251 |
| 5 | 0.195 | 0.199 | 0.206 | 0.221 |
| 6 | 0.186 | 0.191 | 0.198 | 0.214 |
| 7 | 0.099 | 0.113 | 0.115 | 0.118 |
| 8 | 0.093 | 0.099 | 0.101 | 0.106 |
| 9 | 0.086 | 0.088 | 0.091 | 0.099 |
| 10 | 0.085 | 0.087 | 0.09 | 0.092 |
| 11 | 0.056 | 0.064 | 0.065 | 0.066 |
| 12 | 0.055 | 0.057 | 0.058 | 0.061 |
| 13 | 0.054 | 0.055 | 0.056 | 0.059 |
| 14 | 0.045 | 0.045 | 0.046 | 0.047 |
| 15 | 0.045 | 0.045 | 0.046 | 0.046 |
| 16 | 0.039 | 0.042 | 0.042 | 0.043 |
| 17 | 0.038 | 0.039 | 0.039 | 0.04 |
| 18 | 0.034 | 0.035 | 0.036 | 0.037 |
| 19 | 0.03 | 0.031 | 0.032 | 0.032 |
| 20 | 0.028 | 0.031 | 0.031 | 0.032 |
| 21 | 0.027 | 0.027 | 0.028 | 0.029 |
| 22 | 0.025 | 0.026 | 0.026 | 0.027 |
| 23 | 0.023 | 0.025 | 0.026 | 0.026 |
| 24 | 0.022 | 0.022 | 0.023 | 0.024 |
| 25 | 0.022 | 0.022 | 0.022 | 0.024 |
| 26 | 0.019 | 0.022 | 0.022 | 0.022 |
| 27 | 0.019 | 0.019 | 0.02 | 0.021 |
| 28 | 0.019 | 0.019 | 0.019 | 0.021 |

| | | | | |
|----|-------|-------|-------|-------|
| 29 | 0.018 | 0.019 | 0.019 | 0.019 |
| 30 | 0.017 | 0.018 | 0.019 | 0.019 |
| 31 | 0.017 | 0.017 | 0.018 | 0.019 |
| 32 | 0.017 | 0.017 | 0.018 | 0.018 |
| 33 | 0.016 | 0.017 | 0.017 | 0.017 |

Tabla 33. *Periodos de Vibración de la estructura para suelo S2*

| MODO | N. Peruana (s) | Barkan (s) | N. Rusa (s) | N. Boliviana (s) |
|------|----------------|------------|-------------|------------------|
| 1 | 0.841 | 0.893 | 0.884 | 0.962 |
| 2 | 0.952 | 0.889 | 0.863 | 0.943 |
| 3 | 0.887 | 0.873 | 0.857 | 0.886 |
| 4 | 0.251 | 0.241 | 0.247 | 0.251 |
| 5 | 0.221 | 0.206 | 0.208 | 0.22 |
| 6 | 0.214 | 0.198 | 0.2 | 0.212 |
| 7 | 0.118 | 0.113 | 0.116 | 0.117 |
| 8 | 0.106 | 0.101 | 0.102 | 0.105 |
| 9 | 0.099 | 0.092 | 0.092 | 0.098 |
| 10 | 0.092 | 0.09 | 0.09 | 0.092 |
| 11 | 0.066 | 0.064 | 0.065 | 0.066 |
| 12 | 0.061 | 0.058 | 0.059 | 0.061 |
| 13 | 0.059 | 0.056 | 0.057 | 0.059 |
| 14 | 0.047 | 0.046 | 0.046 | 0.047 |
| 15 | 0.046 | 0.046 | 0.046 | 0.046 |
| 16 | 0.043 | 0.042 | 0.042 | 0.043 |
| 17 | 0.04 | 0.039 | 0.04 | 0.04 |
| 18 | 0.037 | 0.036 | 0.036 | 0.037 |
| 19 | 0.032 | 0.031 | 0.032 | 0.032 |
| 20 | 0.032 | 0.031 | 0.031 | 0.032 |
| 21 | 0.029 | 0.028 | 0.028 | 0.029 |
| 22 | 0.027 | 0.026 | 0.026 | 0.027 |
| 23 | 0.026 | 0.025 | 0.026 | 0.026 |
| 24 | 0.024 | 0.023 | 0.023 | 0.024 |
| 25 | 0.024 | 0.022 | 0.022 | 0.024 |
| 26 | 0.022 | 0.022 | 0.022 | 0.022 |
| 27 | 0.021 | 0.02 | 0.02 | 0.021 |
| 28 | 0.021 | 0.019 | 0.02 | 0.021 |
| 29 | 0.019 | 0.019 | 0.019 | 0.019 |
| 30 | 0.019 | 0.019 | 0.019 | 0.019 |
| 31 | 0.019 | 0.018 | 0.018 | 0.019 |
| 32 | 0.018 | 0.018 | 0.018 | 0.018 |
| 33 | 0.017 | 0.017 | 0.017 | 0.017 |

4.4. Desplazamientos

Los resultados de desplazamientos en el centro de masa según el análisis dinámico modal espectral exigido por la Norma Peruana E030 sin flexibilidad en la base de fundación (empotramiento perfecto) y los métodos que si consideran flexibilidad en la base fundación método D.D. Barkan O.A. Savinov, método Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 y método Norma Boliviana NBDS-2018 se muestran en las tablas 34 y 35 para ambos perfiles de suelo.

Tabla 34. *Desplazamientos de entrepiso para suelo S1*

| Piso | N. Peruana (mm) | | Barkan (mm) | | N. Rusa (mm) | | N. Boliviana (mm) | |
|-----------|-----------------|---------|-------------|---------|--------------|---------|-------------------|---------|
| | Sismo X | Sismo Y | Sismo X | Sismo Y | Sismo X | Sismo Y | Sismo X | Sismo Y |
| TE | 102.68 | 106.48 | 112.51 | 114.57 | 115.07 | 116.50 | 128.36 | 131.75 |
| 11 | 112.59 | 110.92 | 121.16 | 117.61 | 123.38 | 119.02 | 135.25 | 134.46 |
| 10 | 102.40 | 101.02 | 110.47 | 107.33 | 112.62 | 108.73 | 123.72 | 123.08 |
| 9 | 91.78 | 90.63 | 99.38 | 96.59 | 101.47 | 98.01 | 111.82 | 111.30 |
| 8 | 80.76 | 79.83 | 87.91 | 85.49 | 89.97 | 86.92 | 99.61 | 99.19 |
| 7 | 69.43 | 68.73 | 76.16 | 74.09 | 78.18 | 75.55 | 87.15 | 86.82 |
| 6 | 57.94 | 57.46 | 64.26 | 62.56 | 66.26 | 64.05 | 74.58 | 74.34 |
| 5 | 46.51 | 46.26 | 52.42 | 51.07 | 54.39 | 52.60 | 62.07 | 61.91 |
| 4 | 35.42 | 35.38 | 40.87 | 39.87 | 42.81 | 41.43 | 49.84 | 49.75 |
| 3 | 25.00 | 25.15 | 29.92 | 29.25 | 31.82 | 30.84 | 38.15 | 38.13 |
| 2 | 15.66 | 15.96 | 19.95 | 19.58 | 21.79 | 21.17 | 27.34 | 27.37 |
| 1 | 7.90 | 8.27 | 11.42 | 11.29 | 13.16 | 12.85 | 17.83 | 17.85 |

Tabla 35. *Desplazamientos de entrepiso para suelo S2*

| Piso | N. Peruana (mm) | | Barkan (mm) | | N. Rusa (mm) | | N. Boliviana (mm) | |
|-----------|-----------------|---------|-------------|---------|--------------|---------|-------------------|---------|
| | Sismo X | Sismo Y | Sismo X | Sismo Y | Sismo X | Sismo Y | Sismo X | Sismo Y |
| TE | 161.27 | 167.22 | 189.67 | 188.98 | 182.44 | 184.13 | 199.85 | 205.00 |
| 11 | 176.20 | 173.84 | 200.39 | 192.74 | 194.23 | 187.12 | 209.99 | 209.14 |

| | | | | | | | | |
|-----------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 10 | 160.34 | 158.40 | 182.97 | 176.09 | 177.43 | 171.08 | 192.14 | 191.49 |
| 9 | 143.78 | 142.17 | 164.93 | 158.75 | 160.01 | 154.33 | 173.69 | 173.18 |
| 8 | 126.54 | 125.26 | 146.32 | 140.82 | 141.98 | 136.97 | 154.71 | 154.31 |
| 7 | 108.76 | 107.79 | 127.25 | 122.42 | 123.47 | 119.12 | 135.28 | 134.99 |
| 6 | 90.69 | 90.05 | 107.93 | 103.77 | 104.69 | 101.01 | 115.61 | 115.42 |
| 5 | 72.69 | 72.37 | 88.67 | 85.18 | 85.97 | 82.94 | 95.99 | 95.91 |
| 4 | 55.23 | 55.20 | 69.85 | 67.04 | 67.69 | 65.33 | 76.80 | 76.81 |
| 3 | 38.86 | 39.10 | 51.96 | 49.81 | 50.35 | 48.63 | 58.48 | 58.57 |
| 2 | 24.24 | 24.69 | 35.56 | 34.05 | 34.54 | 33.42 | 41.60 | 41.72 |
| 1 | 12.17 | 12.72 | 21.34 | 20.42 | 20.97 | 20.35 | 26.79 | 26.89 |

4.5. Fuerza cortante

Los resultados de fuerzas cortantes de entrepiso según el análisis dinámico modal espectral exigido por la Norma Peruana E030 sin flexibilidad en la base de fundación y los métodos que si consideran flexibilidad en la base fundación método D.D. Barkan O.A. Savinov, método Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 y método Norma Boliviana NBDS-2018 se muestran en las tablas 36 y 37 para ambos perfiles de suelo.

Tabla 36. *Fuerza cortante de entrepiso para suelo S1*

| Piso | N. Peruana (Tn) | | Barkan (Tn) | | N. Rusa (Tn) | | N. Boliviana (Tn) | |
|-------------|------------------------|---------|--------------------|---------|---------------------|---------|--------------------------|---------|
| | Sismo X | Sismo Y | Sismo X | Sismo Y | Sismo X | Sismo Y | Sismo X | Sismo Y |
| TE | 16.5 | 16.3 | 15.4 | 16.1 | 14.5 | 16.0 | 12.4 | 14.1 |
| 11 | 128.6 | 123.8 | 121.7 | 118.0 | 119.9 | 116.8 | 110.7 | 108.4 |
| 10 | 229.4 | 223.5 | 216.1 | 212.1 | 213.6 | 210.1 | 198.6 | 194.9 |
| 9 | 303.9 | 297.3 | 284.7 | 280.8 | 281.6 | 278.4 | 261.8 | 257.6 |
| 8 | 361.2 | 353.1 | 336.2 | 331.7 | 331.9 | 328.7 | 306.9 | 302.2 |
| 7 | 408.8 | 398.3 | 378.1 | 372.2 | 372.2 | 368.2 | 341.1 | 335.5 |
| 6 | 451.9 | 439.2 | 416.2 | 408.5 | 408.6 | 403.2 | 371.1 | 364.2 |

| | | | | | | | | |
|----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 5 | 493.0 | 479.1 | 453.7 | 445.1 | 444.8 | 438.5 | 401.8 | 393.7 |
| 4 | 532.4 | 518.6 | 491.0 | 482.7 | 481.6 | 475.5 | 435.2 | 426.6 |
| 3 | 569.0 | 555.5 | 527.0 | 519.3 | 518.1 | 512.5 | 470.7 | 462.3 |
| 2 | 599.7 | 586.7 | 558.9 | 551.4 | 551.6 | 546.4 | 506.3 | 498.1 |
| 1 | 624.3 | 612.0 | 586.4 | 579.2 | 583.2 | 577.9 | 544.0 | 535.6 |

Tabla 37. Fuerza cortante de entrepiso para suelo S2

| Piso | N. Peruana (Tn) | | Barkan (Tn) | | N. Rusa (Tn) | | N. Boliviana (Tn) | |
|-------------|------------------------|---------|--------------------|---------|---------------------|---------|--------------------------|---------|
| | Sismo X | Sismo Y | Sismo X | Sismo Y | Sismo X | Sismo Y | Sismo X | Sismo Y |
| TE | 19.6 | 19.4 | 17.0 | 18.3 | 17.1 | 18.5 | 15.2 | 16.6 |
| 11 | 172.9 | 167.0 | 152.8 | 151.2 | 157.0 | 154.0 | 145.4 | 142.3 |
| 10 | 322.2 | 313.4 | 283.0 | 282.2 | 292.0 | 288.1 | 271.0 | 265.5 |
| 9 | 444.2 | 433.1 | 387.6 | 388.0 | 401.1 | 397.0 | 371.9 | 364.9 |
| 8 | 545.8 | 532.0 | 473.2 | 474.5 | 490.7 | 486.2 | 453.7 | 445.3 |
| 7 | 632.3 | 615.6 | 545.5 | 547.0 | 566.5 | 560.9 | 522.0 | 512.1 |
| 6 | 707.0 | 687.7 | 608.6 | 609.7 | 632.5 | 625.6 | 581.4 | 569.7 |
| 5 | 771.4 | 750.7 | 665.0 | 666.0 | 691.0 | 683.3 | 634.9 | 621.8 |
| 4 | 826.1 | 805.1 | 715.5 | 716.9 | 743.0 | 735.2 | 684.0 | 670.1 |
| 3 | 870.9 | 850.0 | 759.8 | 761.7 | 788.3 | 780.7 | 728.5 | 714.4 |
| 2 | 904.7 | 884.2 | 796.5 | 798.7 | 825.7 | 818.3 | 767.5 | 753.5 |
| 1 | 929.2 | 909.6 | 828.2 | 830.3 | 858.2 | 850.8 | 804.5 | 790.3 |

4.6. Momento Flector

Los resultados de momentos por piso según el análisis dinámico modal espectral exigido por la Norma Peruana E030 sin flexibilidad en la base de fundación y los métodos que si consideran flexibilidad en la base fundación método D.D. Barkan O.A. Savinov, método Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 y método Norma Boliviana NBDS-2018 se muestran en las tablas 38 y 39 para ambos perfiles de suelo.

Tabla 38. Momentos de entrepiso para suelo S1

| Piso | N. Peruana (Tn.m) | | Barkan (Tn.m) | | N. Rusa (Tn.m) | | N. Boliviana (Tn.m) | |
|-------------|--------------------------|---------|----------------------|---------|-----------------------|---------|----------------------------|---------|
| | Sismo X | Sismo Y | Sismo X | Sismo Y | Sismo X | Sismo Y | Sismo X | Sismo Y |
| TE | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 11 | 49.4 | 48.9 | 46.3 | 48.2 | 43.6 | 47.9 | 37.3 | 42.2 |
| 10 | 427.5 | 409.9 | 404.5 | 391.8 | 397.8 | 388.8 | 366.5 | 361.4 |
| 9 | 1109.9 | 1076.1 | 1047.5 | 1023.7 | 1033.9 | 1014.5 | 959.4 | 942.7 |
| 8 | 2006.9 | 1956.5 | 1888.0 | 1855.3 | 1866.2 | 1839.2 | 1736.1 | 1707.0 |
| 7 | 3058.7 | 2989.3 | 2866.3 | 2825.2 | 2834.1 | 2801.4 | 2635.5 | 2593.6 |
| 6 | 4228.6 | 4134.6 | 3945.7 | 3893.5 | 3898.7 | 3859.8 | 3615.7 | 3559.9 |
| 5 | 5497.3 | 5371.1 | 5108.1 | 5039.1 | 5040.7 | 4992.0 | 4654.3 | 4581.6 |
| 4 | 6857.5 | 6692.0 | 6348.3 | 6256.8 | 6254.8 | 6191.7 | 5745.0 | 5651.4 |
| 3 | 8307.1 | 8098.3 | 7668.3 | 7550.8 | 7544.0 | 7463.2 | 6893.4 | 6775.1 |
| 2 | 9844.6 | 9591.5 | 9071.5 | 8927.1 | 8913.8 | 8814.2 | 8110.1 | 7965.1 |
| 1 | 11465.0 | 11168.1 | 10557.7 | 10386.9 | 10366.8 | 10248.9 | 9405.6 | 9233.3 |
| base | 14605.1 | 14232.3 | 13463.8 | 13247.4 | 13224.5 | 13074.7 | 11989.3 | 11768.2 |

Tabla 39. Momentos de entrepiso para suelo S2

| Piso | N. Peruana (Tn.m) | | Barkan (Tn.m) | | N. Rusa (Tn.m) | | N. Boliviana (Tn.m) | |
|-------------|--------------------------|---------|----------------------|---------|-----------------------|---------|----------------------------|---------|
| | Sismo X | Sismo Y | Sismo X | Sismo Y | Sismo X | Sismo Y | Sismo X | Sismo Y |
| TE | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 11 | 58.9 | 58.1 | 50.9 | 55.0 | 51.2 | 55.5 | 45.5 | 49.9 |
| 10 | 570.3 | 549.3 | 504.0 | 499.4 | 517.5 | 508.7 | 478.9 | 470.5 |
| 9 | 1531.5 | 1485.6 | 1348.5 | 1341.6 | 1389.3 | 1368.7 | 1288.9 | 1263.6 |
| 8 | 2851.2 | 2774.8 | 2500.1 | 2496.1 | 2581.8 | 2550.2 | 2396.0 | 2350.0 |
| 7 | 4462.5 | 4348.9 | 3895.7 | 3898.8 | 4030.8 | 3988.3 | 3737.4 | 3667.6 |
| 6 | 6315.4 | 6156.5 | 5489.8 | 5501.9 | 5689.0 | 5634.0 | 5266.5 | 5169.2 |
| 5 | 8371.7 | 8158.8 | 7250.6 | 7270.9 | 7522.7 | 7451.8 | 6950.9 | 6821.5 |
| 4 | 10600.2 | 10326.4 | 9155.8 | 9182.7 | 9507.7 | 9416.9 | 8769.4 | 8602.8 |
| 3 | 12973.8 | 12635.3 | 11188.6 | 11220.8 | 11625.1 | 11511.6 | 10707.6 | 10499.8 |
| 2 | 15466.8 | 15062.7 | 13334.3 | 13371.7 | 13858.3 | 13720.8 | 12754.5 | 12503.2 |
| 1 | 18053.6 | 17584.6 | 15577.2 | 15620.3 | 16190.1 | 16028.8 | 14899.3 | 14603.7 |
| base | 22951.9 | 22368.4 | 19874.0 | 19928.3 | 20652.1 | 20448.2 | 19032.5 | 18656.1 |

4.7. Momento Torsional

Los resultados de momentos Torsionales por piso según el análisis dinámico modal espectral exigido por la Norma Peruana E030 sin flexibilidad en la base de fundación y los métodos que si consideran flexibilidad en la base fundación método D.D. Barkan O.A. Savinov, método Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 y método Norma Boliviana NBDS-2018 se muestran en las tablas 40 y 41 para ambos perfiles de suelo.

Tabla 40. *Momento Torsional para suelo S1*

| Piso | N. Peruana (Tn.m) | | Barkan (Tn.m) | | N. Rusa (Tn.m) | | N. Boliviana (Tn.m) | |
|-----------|-------------------|---------|---------------|---------|----------------|---------|---------------------|---------|
| | Sismo X | Sismo Y | Sismo X | Sismo Y | Sismo X | Sismo Y | Sismo X | Sismo Y |
| TE | 240 | 218 | 225 | 215 | 212 | 214 | 181 | 185 |
| 11 | 2000 | 1597 | 1897 | 1530 | 1869 | 1518 | 1732 | 1428 |
| 10 | 3579 | 2886 | 3382 | 2757 | 3343 | 2738 | 3120 | 2582 |
| 9 | 4743 | 3836 | 4459 | 3650 | 4410 | 3631 | 4120 | 3429 |
| 8 | 5635 | 4554 | 5265 | 4310 | 5199 | 4289 | 4834 | 4042 |
| 7 | 6376 | 5138 | 5922 | 4834 | 5831 | 4805 | 5378 | 4507 |
| 6 | 7048 | 5664 | 6520 | 5306 | 6403 | 5264 | 5856 | 4908 |
| 5 | 7690 | 6180 | 7108 | 5783 | 6971 | 5726 | 6342 | 5312 |
| 4 | 8308 | 6691 | 7695 | 6274 | 7550 | 6211 | 6870 | 5754 |
| 3 | 8883 | 7170 | 8261 | 6751 | 8122 | 6695 | 7430 | 6226 |
| 2 | 9367 | 7575 | 8762 | 7168 | 8650 | 7137 | 7989 | 6694 |
| 1 | 9753 | 7907 | 9195 | 7528 | 9147 | 7544 | 8581 | 7177 |

Tabla 41. *Momento Torsional para suelo S2*

| Piso | N. Peruana (Tn.m) | | Barkan (Tn.m) | | N. Rusa (Tn.m) | | N. Boliviana (Tn.m) | |
|-----------|-------------------|---------|---------------|---------|----------------|---------|---------------------|---------|
| | Sismo X | Sismo Y | Sismo X | Sismo Y | Sismo X | Sismo Y | Sismo X | Sismo Y |
| TE | 286 | 254 | 247 | 242 | 249 | 244 | 222 | 217 |
| 11 | 2689 | 2152 | 2386 | 1990 | 2450 | 2007 | 2279 | 1886 |
| 10 | 5025 | 4045 | 4438 | 3733 | 4573 | 3765 | 4264 | 3542 |
| 9 | 6931 | 5589 | 6085 | 5149 | 6287 | 5194 | 5860 | 4887 |
| 8 | 8518 | 6865 | 7432 | 6310 | 7694 | 6365 | 7156 | 5983 |
| 7 | 9867 | 7942 | 8570 | 7284 | 8882 | 7347 | 8238 | 6897 |
| 6 | 11032 | 8872 | 9564 | 8128 | 9918 | 8196 | 9180 | 7686 |
| 5 | 12039 | 9685 | 10452 | 8882 | 10837 | 8953 | 10028 | 8394 |
| 4 | 12895 | 10388 | 11247 | 9559 | 11654 | 9634 | 10803 | 9045 |
| 3 | 13597 | 10970 | 11943 | 10151 | 12364 | 10229 | 11504 | 9636 |
| 2 | 14127 | 11413 | 12520 | 10636 | 12952 | 10720 | 12119 | 10150 |
| 1 | 14513 | 11745 | 13018 | 11046 | 13463 | 11140 | 12701 | 10630 |

CAPÍTULO V. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

5.1. Discusión

5.1.1. Control de derivas

El reglamento Nacional de Edificaciones, Norma peruana E-030 establece que dentro del análisis sismo dinámico y estático (el que se utiliza para el modelo de empotramiento perfecto) de un edificio se debe realizar el control de derivas para asegurar un adecuado diseño en el sistema de construcción que se esté utilizando. Para el caso de esta investigación se está utilizando una edificación de muros estructurales de concreto armado, por tanto, se debe cumplir una distorsión que no supere las 7 milésimas (0.007). En las tablas 23 y 24 se muestran el control de derivas para perfil de suelo S1 y en las tablas 25 y 26 se muestran el control de derivas para el suelo S2. Se ha realizado dicho control para cada uno de los pisos y para cada dirección de sismo, tanto en “x” como en “y” obteniendo en todos los resultados una deriva igual o menor a 0.007, lo que nos garantiza un adecuado diseño sísmico según los parámetros tomados. A partir de estos resultados de deriva se ha realizado la modificación en cuanto al empotramiento en la base para incursionar en los modelos que trabajan incluyendo el fenómeno de la interacción suelo estructura. En el gráfico 1 se muestra el control de derivas para el suelo S1 correspondiente a un suelo duro el cual llega a un máximo de 0.0045, en el gráfico se muestra el control para el suelo S2 correspondiente a un suelo intermedio llegando a un máximo de 0.007. Ambos suelos cumplen el control de derivas, sin embargo, el S2 muestra mayor distorsión que el S1.

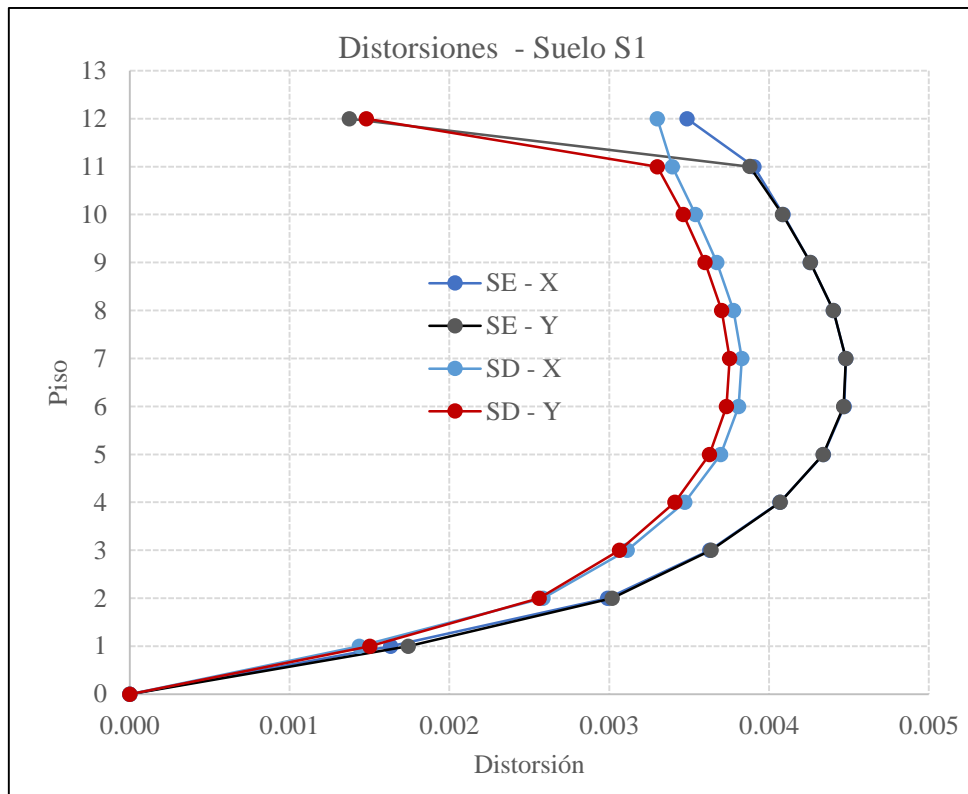


Gráfico 1. Control de distorsiones para suelo S1

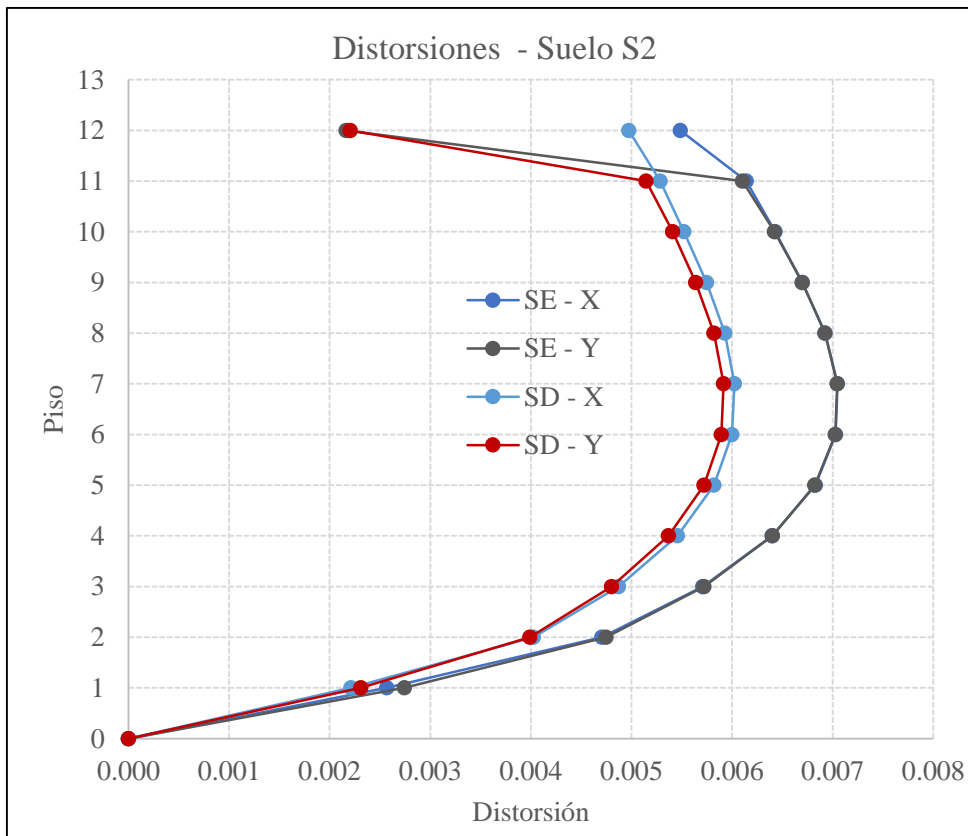


Gráfico 2. Control de distorsiones para suelo S2

5.1.2. Periodos de Vibración

En la tabla 32 y 33 se muestran los resultados en cuanto a los periodos de vibración para los 33 modos mínimos correspondiente a los 11 pisos del edificio tanto para el modelo empotrado de la Norma Peruana (NTP E-030) y los 3 modelos considerados que incluyen flexibilidad en la base de fundación.

Tal como se puede observar en dichas tablas en cada uno de los modelos como Barkan, Norma Rusa y Norma boliviana que consideran la interacción suelo – estructura hay un incremento de 4.16%, 4.88% y 15.34% para un suelo S1 y 6.18%, 5.11% y 14.39% para un suelo S2 respectivamente en el primer modo de vibración (periodo fundamental de la estructura) con respecto al modelo de empotramiento perfecto que propone la NTP – E030, y es mucho más notable en los 3 primeros modos, los cuales corresponde al 1ero piso de la edificación. Además, cuando se pasa a la estructura de un suelo duro(S1) a un suelo intermedio (S2) los incremento en el periodo de Vibración son de 0.00%, 1.94% y 0.23 % para los métodos de Norma peruana, Barkan y Norma Rusa respectivamente, sin embargo, por el método de la Norma Boliviana hay una reducción del 0.82%. Ver la variación en cada modo de vibración en los gráficos 3, 4 y 5.

En la investigación realizada por Kun (2017), se evalúa la frecuencia fundamental, que vendría siendo el inverso del periodo fundamental según lo que se ha determinado en la presente investigación. Kun en su investigación indica que esta frecuencia fundamental del edificio puede variar debido a dos principales variables que son el cambio de rigidez efectiva en la construcción y el cambio de rigidez de la base, en la presente investigación se demuestra

este cambio de frecuencia fundamental (inversa del periodo) ya que se le ha dado flexibilidad a la base de fundación mediante distintos métodos y de esta manera estaríamos utilizando la segunda variable de Kun (Cambio de rigidez en la base), finalmente estos resultados concuerdan con los de Kun.

Por otro lado, en la investigación realizada por Aguiar y Ortiz (2017), se concluye que los periodos de vibración de la estructura son mayores. Posteriormente Villarreal (2017), en su investigación, también llega a concluir que darle flexibilidad a la base fundación genera un incremento en el periodo de vibración y al igual que la presente investigación el modelo de Barkan y Norma Rusa son los que generan el menor incremento.

Dicho análisis nos permite concluir que la rigidez del suelo (Pasar de empotrado a flexible) genera un considerable incremento del periodo de Vibración y que mientras más flexible el suelo mayor es el incremento de esta variable. Además, el método de análisis de interacción influye mucho en dicho incremento, tal como se puede observar en las gráficas el mayor incremento está dado por el método de la Norma Boliviana, y mínimo por el método de Barkan un Norma Rusa.

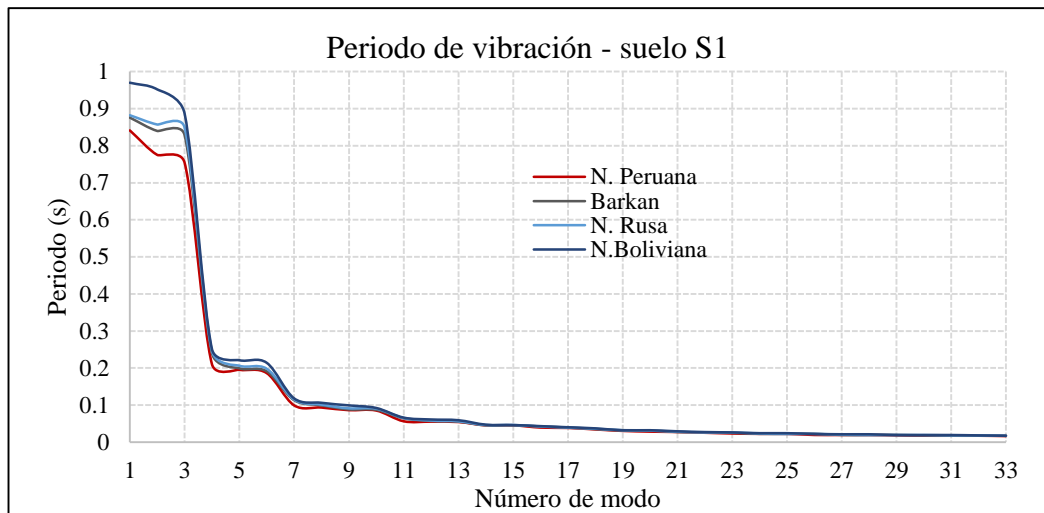


Gráfico 3. Periodos de Vibración para suelo S1

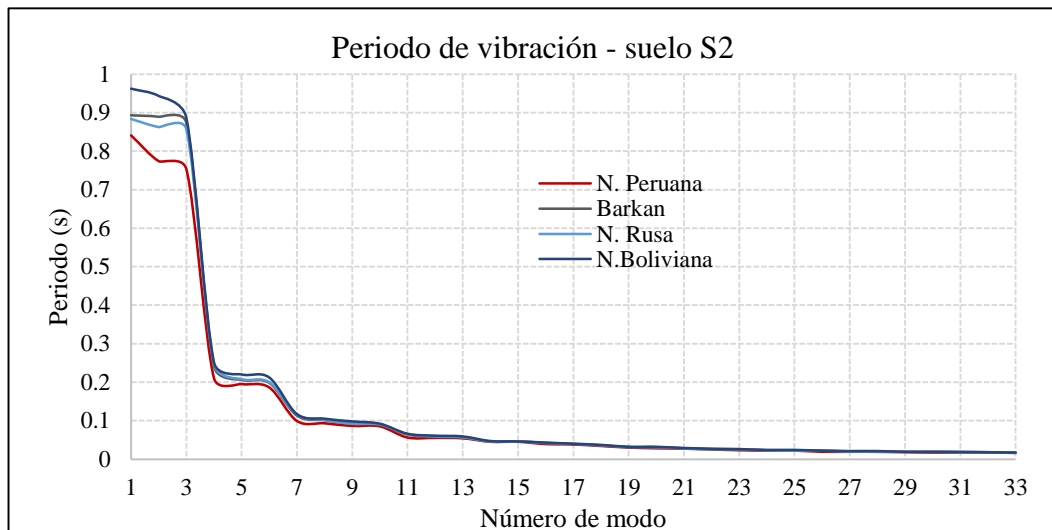


Gráfico 4. Periodos de Vibración para suelo S2

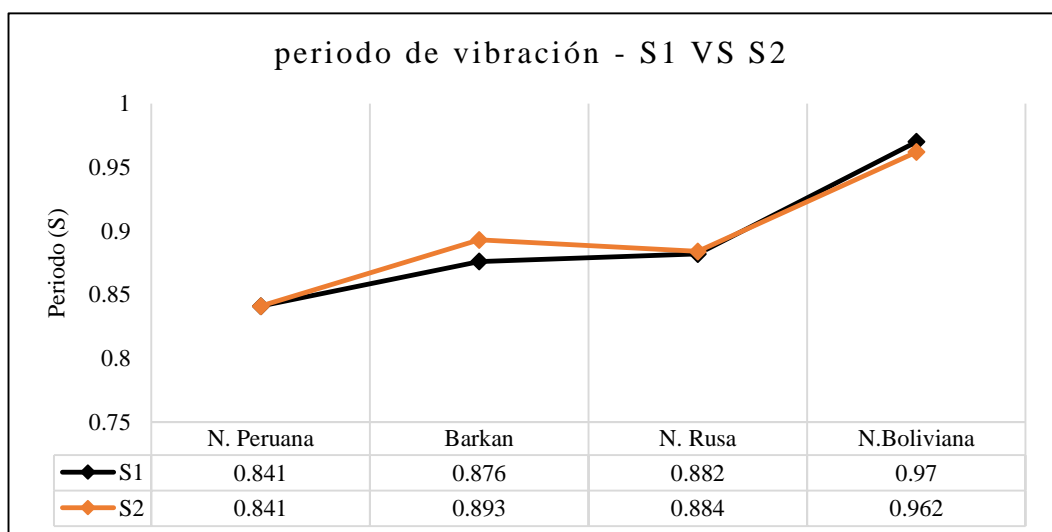


Gráfico 5. Periodo fundamental de Vibración suelo S1 vs S2

5.1.3. Desplazamientos

Las tablas 34 y 35 muestran los resultados de los desplazamientos en los centros de masa de cada piso en cada dirección de sismo para cada uno de los modelos que consideran la interacción suelo estructura y el modelo de empotramiento perfecto que propone la Norma peruana E-030. Dichos resultados han se han analizado de manera comparativa y se muestran los gráficos 6 y 7, 8 y 9. Los desplazamientos han sido analizados para cada dirección de sismo tanto en “x” como en “y”.

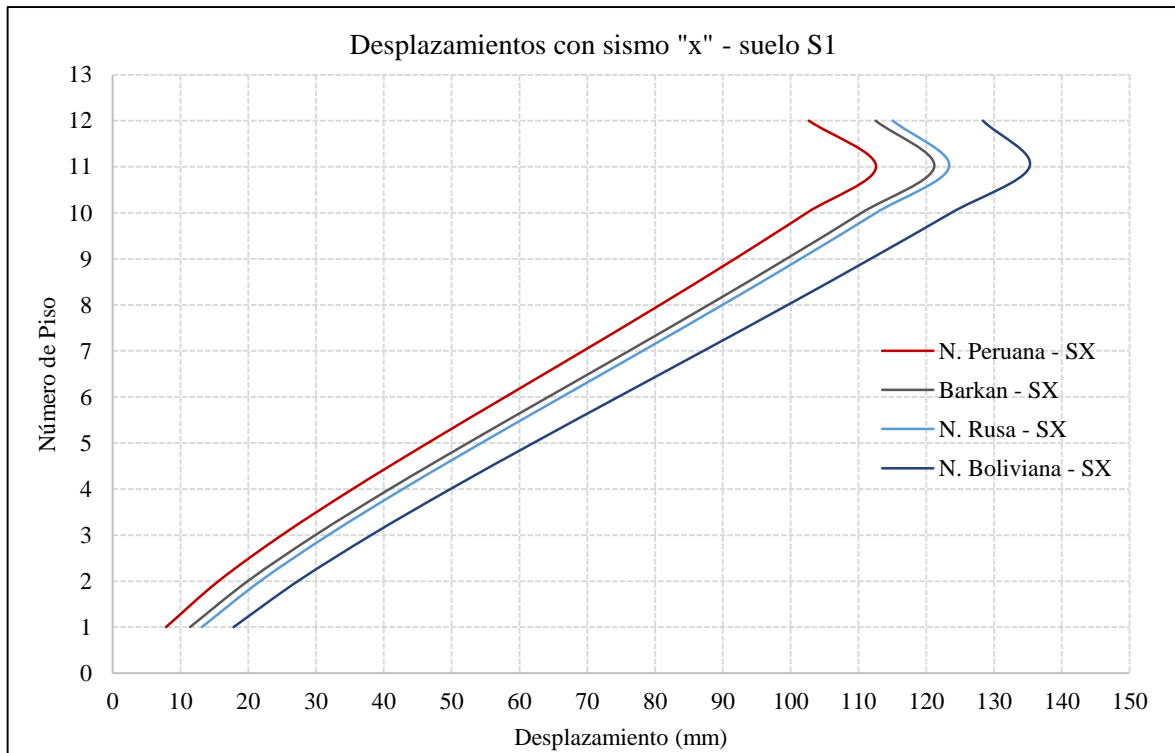


Gráfico 6. Desplazamiento con sismo en "x" para suelo S1

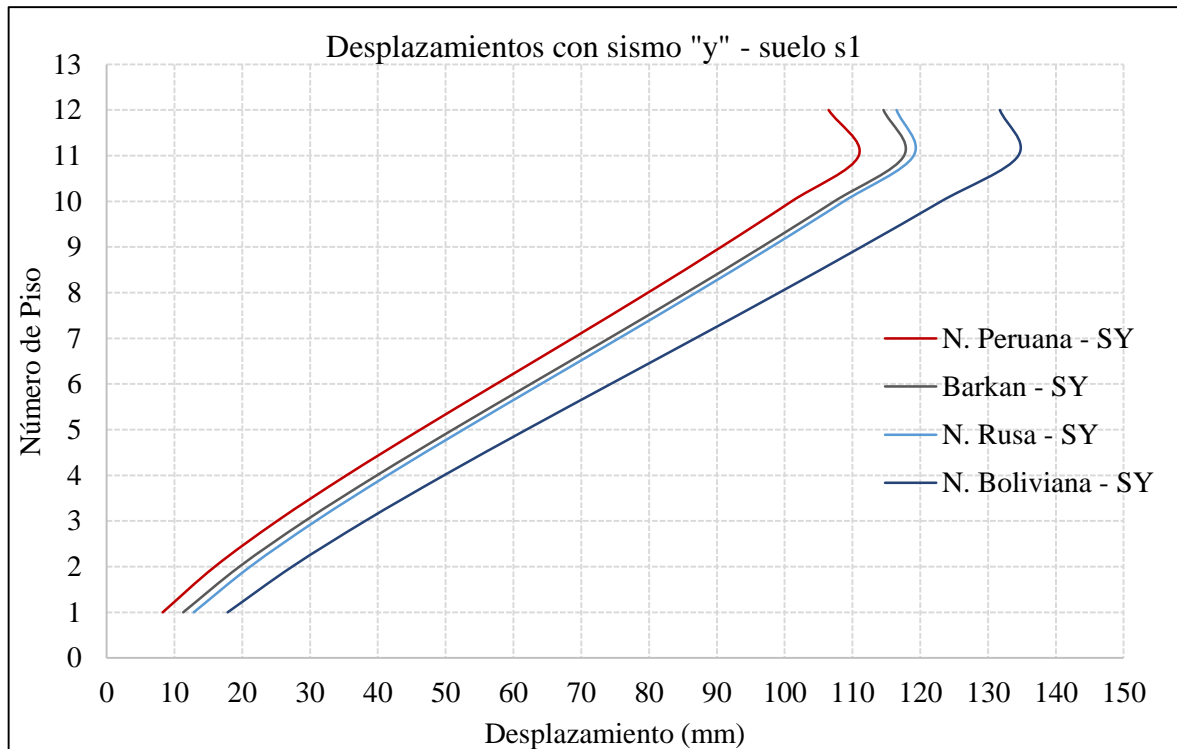


Gráfico 7. Desplazamiento con sismo en "y" para suelo S1

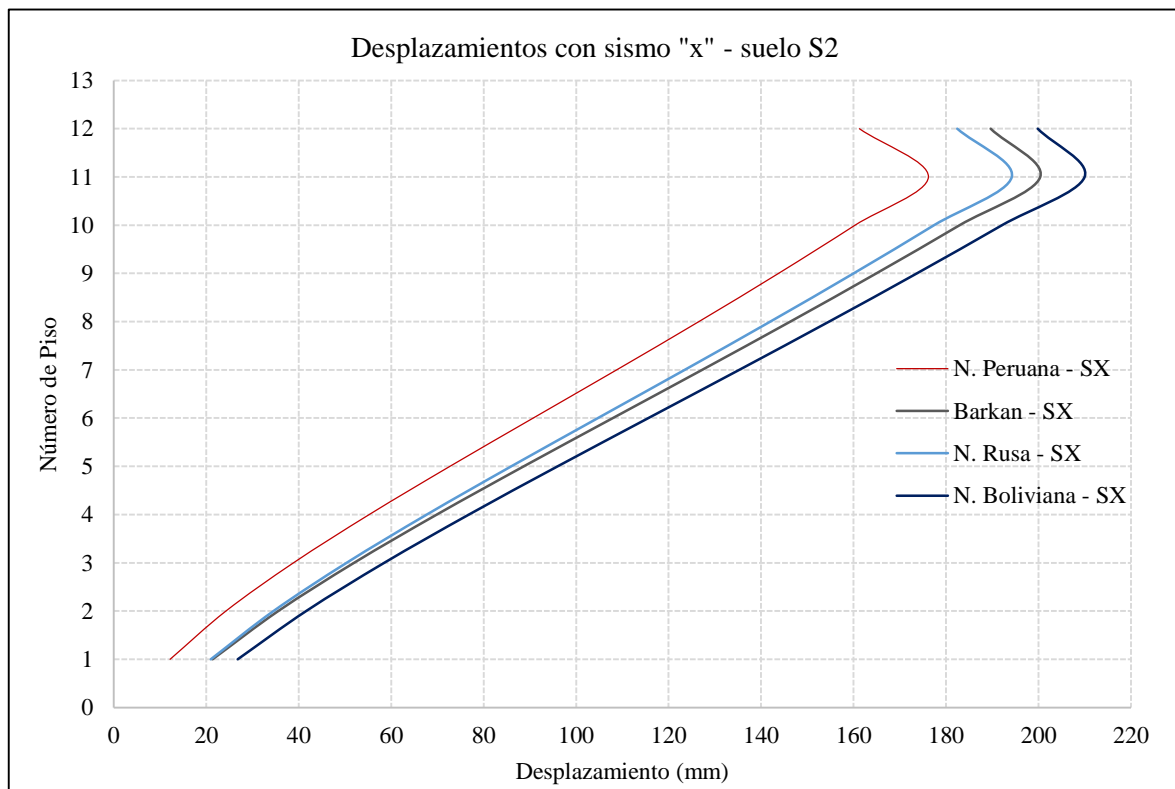


Gráfico 8. Desplazamiento con sismo en "x" para suelo S2

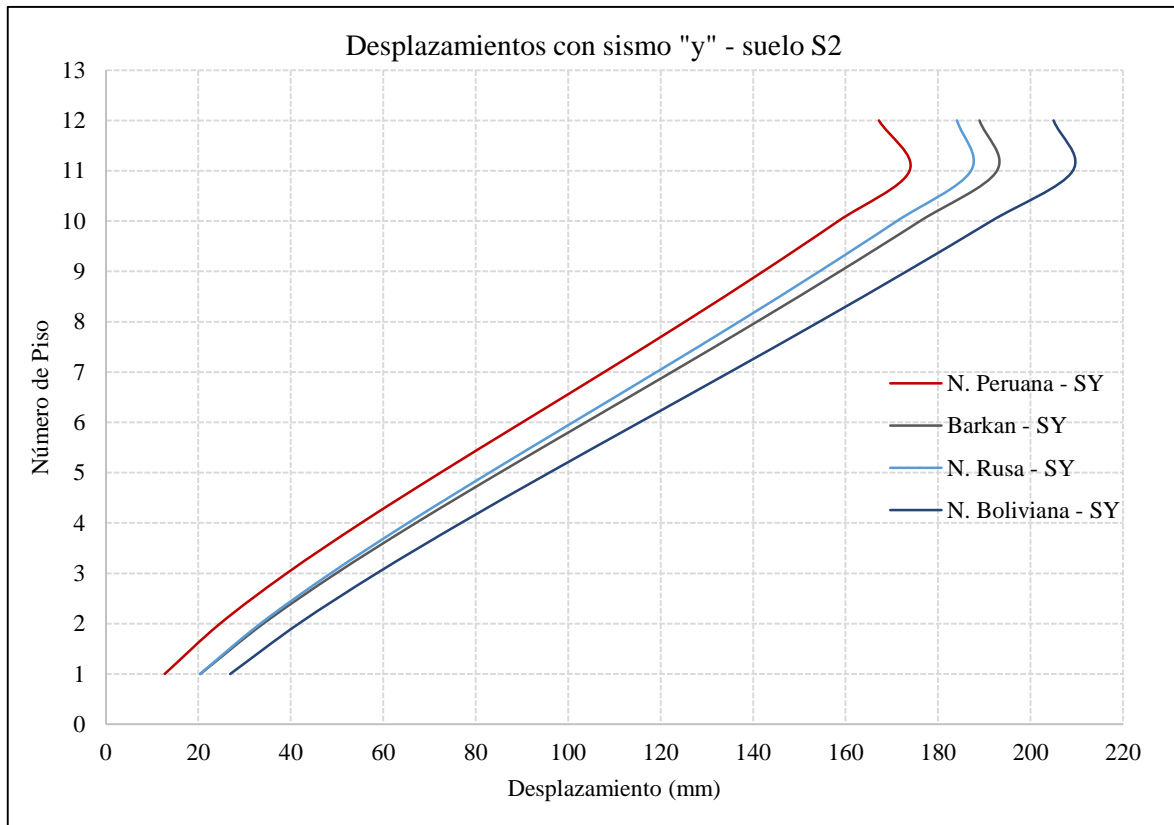


Gráfico 9. Desplazamiento con sismo en "y" para suelo S2

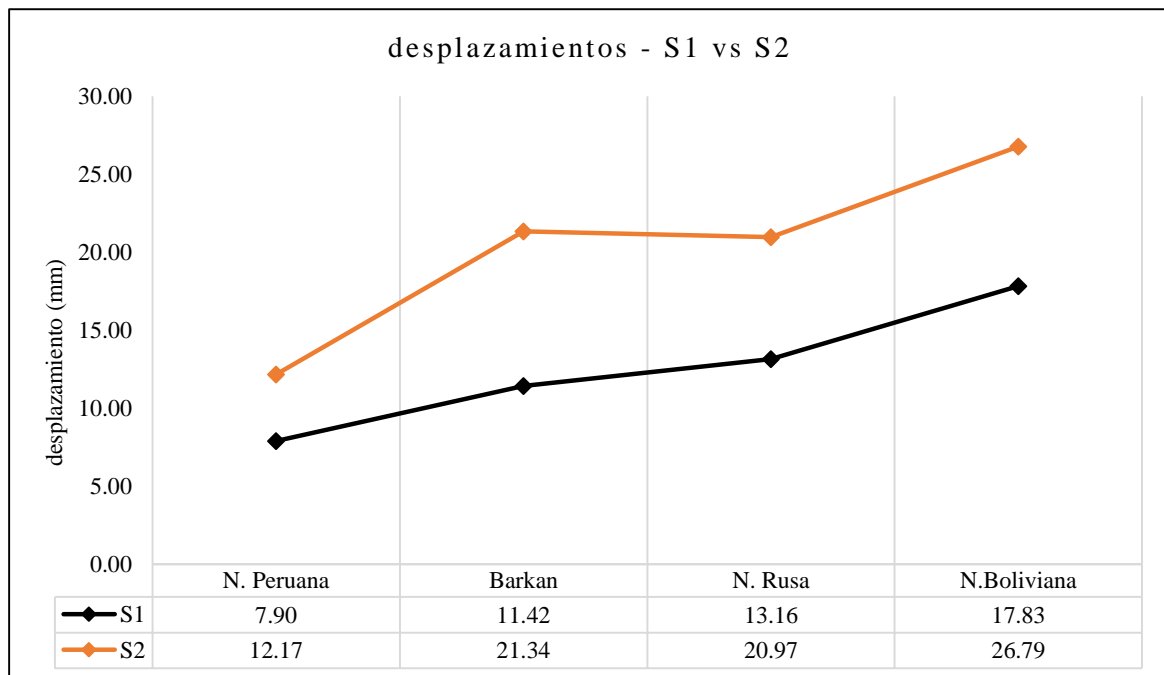


Gráfico 10: Desplazamiento con sismo en "x" para suelo S1 vs S2

En los gráficos 6, 7, 8 y 9 se muestra un incremento en cuanto a los desplazamientos para sismo en “x” y sismo en “y” respectivamente, pero es mucho más elevado el desplazamiento en el primer piso en comparación con los demás pisos. Si trasladamos estos resultados del primer piso a porcentajes para los ejes con mayor desplazamiento tendríamos valores de 44.6%, 66.5% y 125.7% para un suelo S1 y de 75.4%, 72.4% y 120.2% para un suelo S2 en los modelos de Barkan, N. Rusa y N. Boliviana respectivamente comparados con el propuesto por la N. Peruana (Modelo de empotramiento perfecto) para la dirección sismo en “x” que es el eje en el que se da el mayor incremento.

Si embargo en el gráfico 10 se evidencia que pasar de un suelo duro (S1) a un suelo intermedio (S2) genera mayor incremento en los desplazamientos para todos los modelos de análisis que dan flexibilidad a la base y el de base fija en un porcentaje de 54.02%, 86.89%, 59.40% y 50.27% para los métodos de Norma peruana, Barkan, Norma Rusa y Norma Boliviana respectivamente dados en el eje “x” para el primer piso.

En la investigación realizada por Gamarra (2014), orientada al análisis de una edificación de albañilería con cimentación corrida concluye también que la flexibilidad de la base incrementa los desplazamientos en los centros de masa y es mucho más notorio para los modelos de análisis que utiliza la norma boliviana. De la misma manera Aguilar y Ortiz (2017) concluyen que existe un incremento de los desplazamientos al analizar su estructura con base flexible y cimientos de tipo zapatas y vigas de cimentación. Posteriormente en una investigación realizada por Elwi, Muhammed y Alhussiny (2018), en la que la estructura ha sido analizada con diferentes tipos de suelo llega a

determinar que los valores de desplazamientos aumentan cuando se pasa de un suelo duro a uno medio, y ocurre lo mismo cuando se pasa de un suelo medio a uno blando, y esto supone que la rigidez del suelo es un factor fundamental al momento de elegir el tipo de cimentación a utilizar para el diseño de las estructuras. En la misma línea, una investigación realizada por Riquelme y Sepúlveda (2015) se llega a concluir que hay siempre un mayor incremento de desplazamientos para los suelos más blandos en comparación con suelos rígidos.

Según todas las investigaciones realizadas por los diferentes autores, con diferentes metodologías, diferentes tipos de edificios y diferentes bases de cimentación todos llegan coincidir que para suelos con base flexible existe un significativo incremento de desplazamientos. La investigación de Elwi, Muhammed y Alhussiny la cual es más amplia e implica el uso de distintos tipos de suelos permite corroborar a esta investigación que pasar de un suelo duro a uno intermedio incrementa factores como los desplazamientos y por ende las derivas de piso. Gamarra a pesar del uso de un sistema de albañilería con cimentación corrida, ha utilizado los mismos modelos de análisis de interacción suelo estructura y ha llegado a concluir que para el modelo utilizado por la Norma boliviana arroja resultados más notorios que los demás métodos, y de la misma forma se concluye en la presente investigación, para los modelos de Barkan y Norma Rusa hay un incremento promedio de desplazamientos, sin embargo para el modelo de Norma Boliviana existe un incremento mucho más notorio y significativo, esto debido a que cada uno de los modelos utiliza factores diferentes del suelo para calcular los coeficientes

de rigidez de la estructura, los cuales representan la flexibilidad del suelo en mayor o menor grado dependiendo de los factores geotécnicos.

5.1.4. Fuerza Cortante

Los resultados de fuerza cortante máxima se muestran en las tablas 36 y 37 para cada dirección de sismo en “x” y “y”. Para los gráficos de fuerza cortante únicamente se ha tomado los valores más altos dados en el primer piso (Cortante Basal) tanto para el suelo S1 como para el suelo S2.

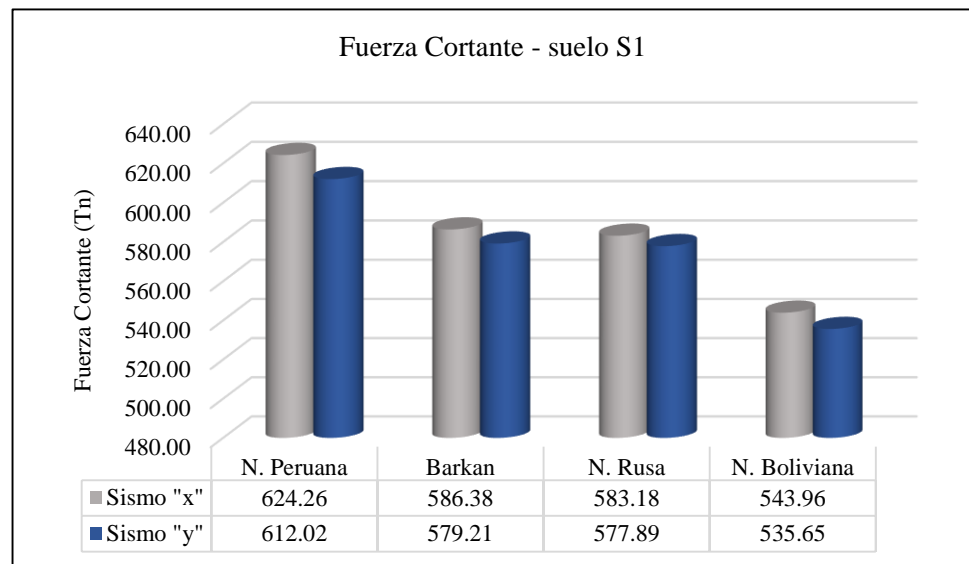


Gráfico 11. Fuerza Cortante piso 1 para suelo S1

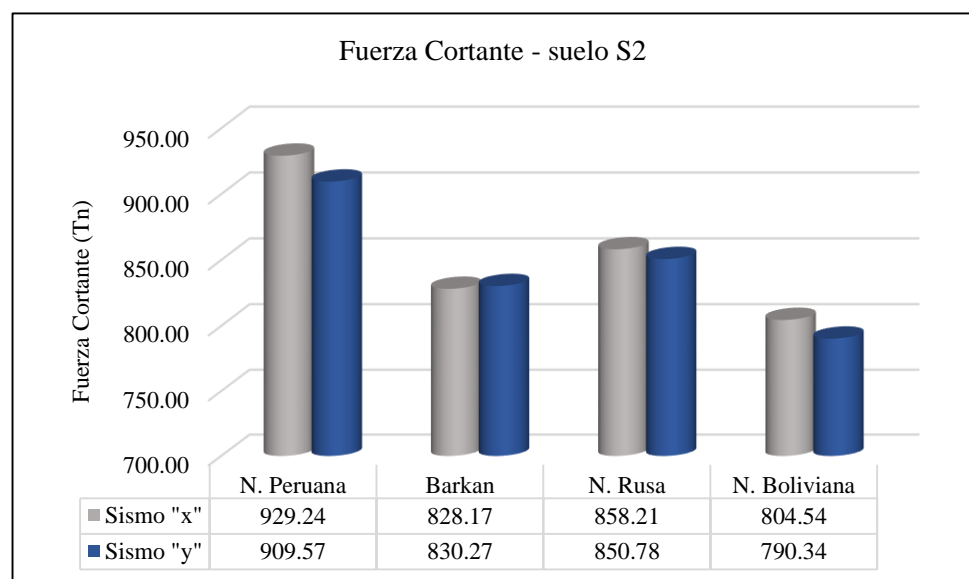


Gráfico 12. Fuerza Cortante piso 1 para suelo S2

En los gráficos 11 y 12 se muestra una disminución en cuanto a la fuerza cortante para sismo en “x” y sismo en “y” respectivamente. Si trasladamos estos resultados de la cortante basal a porcentajes tendríamos valores de 6.07%, 6.58% y 12.86% para un suelo S1 y de 10.88%, 7.64% y 13.42% para un suelo S2 en los modelos de Barkan, N. Rusa y N. Boliviana respectivamente comparados con el propuesto por la N. Peruana (Modelo de empotramiento perfecto) para la dirección sismo en “x” que es el eje en el que se da la mayor disminución de cortante basal.

En la investigación realizada por Gamarra (2014) y posteriormente en otra investigación realizada por Elwi, Muhammed y Alhussiny (2018), concluyen que la fuerza cortante tiende a aumentar cuando se utiliza parámetros de interacción suelo estructura, sin embargo, en la presente investigación ocurre todo lo contrario a pesar de tener características similares de suelo. Luego en una investigación realizada por Riquelme y Sepúlveda (2015), llegan a concluir que las características de suelo así como de las bases de fundación influyen en gran medida en el desempeño sísmico de la estructura, estos resultados pueden explicar la contrariedad de resultados obtenidos con Gamarra, puesto que el investigador está utilizando una base de fundación de tipo cimiento corrido sistema de albañilería, a diferencia de la presente investigación en la que se está utilizando platea como cimentación, por otro lado en la investigación realizada por Elwi, Muhammed y Alhussiny utilizan un cimentación de tipo zapatas aisladas con vigas de cimentación y con sistema aporticado para su estructura, este tipo de sistema y cimientos también explicaría el incremento de la cortante basal.

En cambio, en la investigación realizada por Villareal (2017), llega a concluir que la cortante basal de la estructura se reduce significativamente, dicho investigador está utilizando la misma cimentación que la evaluada en la presente investigación, pero con pórticos. Los resultados de Villareal nos permiten validar los obtenidos en la presente investigación. Además, nos ayuda a comprender que el tipo de cimentación a utilizar en las diferentes estructuras influye mucho en el comportamiento y variabilidad de la fuerza cortante (cortante basal).

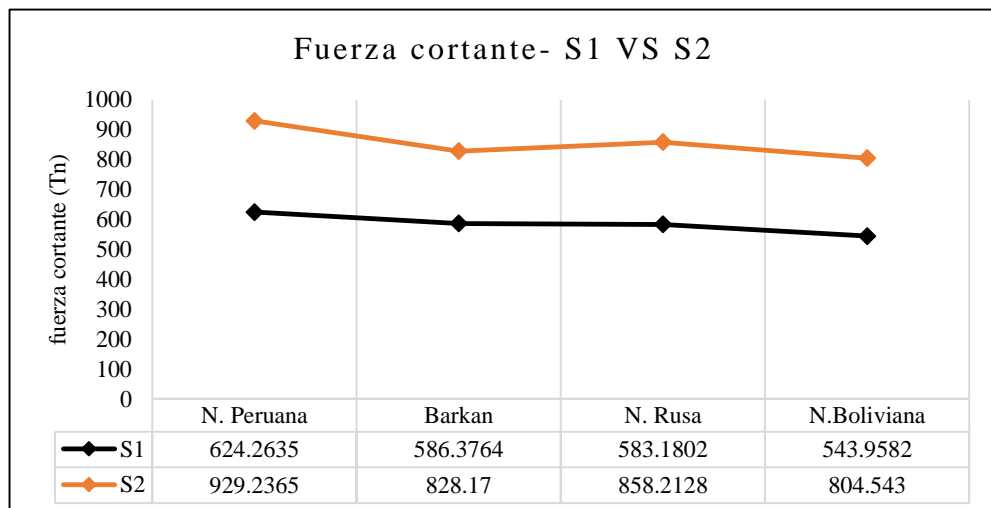


Gráfico 13. Fuerza Cortante piso 1 para suelo S1 vs S2

Como aporte de la presente investigación la cual está orientada al análisis de comportamiento de la fuerza cortante sometida además de distintos métodos que incluyen interacción suelo estructura al cambio de rigidez del suelo pasando de un suelo duro (S1) a uno intermedio (S2) se puede afirmar que hay un considerable incremento de la fuerza cortante en porcentajes de 48.85%, 41.24%, 47.24 % y 47.91% para los métodos de Norma peruana, Barkan, Norma Rusa y Norma Boliviana respectivamente dados en el eje “x” para el primer piso, pudiendo verificarse en los gráfico 13.

Sin embargo también se puede observar un comportamiento irregular con el método de Barkan, esta consecuencia está orientada principalmente al cálculo de los coeficientes de rigidez del suelo, puesto que dicho método calcula estos coeficientes a partir de la presión estática del suelo originado por el peso de la edificación sin darle mucha prioridad a los factores de suelo, a diferencia de los demás métodos en los que se prioriza los factores de suelo para realizar el cálculo de los coeficientes de rigidez. Finalmente podemos concluir que el darle flexibilidad a la base de fundación de una estructura que utiliza como cimentación una platea reduce parcialmente la fuerza cortante de dicha edificación independientemente del método de interacción suelo estructura a utilizar.

5.1.5. Momento Flector

Los resultados de momento se muestran en las tablas 38 y 39 para cada dirección de sismo en "x" y "y". Para los gráficos de momento flector únicamente se ha tomado los valores más altos dados en el primer piso tanto para el suelo S1 como para el suelo S2.

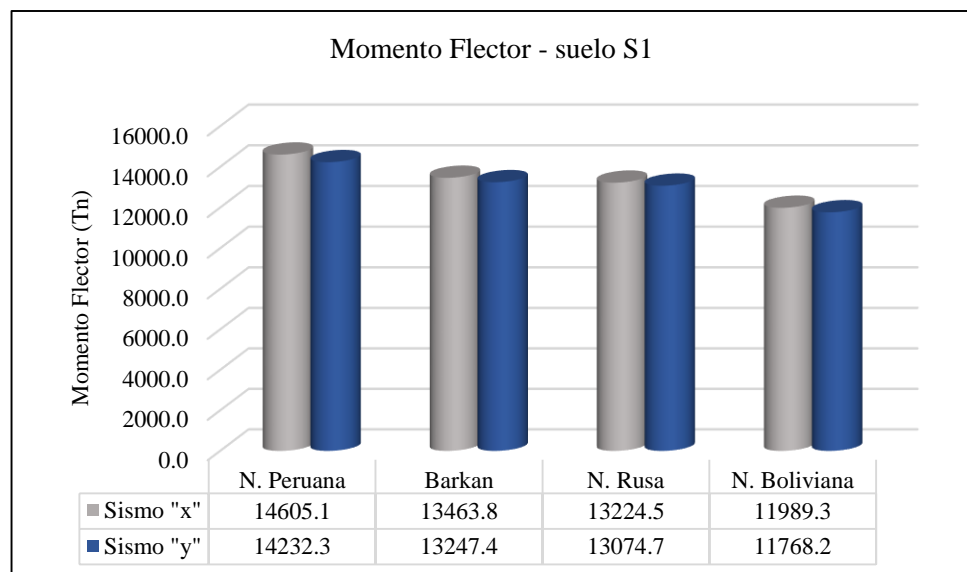


Gráfico 14. Momento flector piso 1 para suelo S1

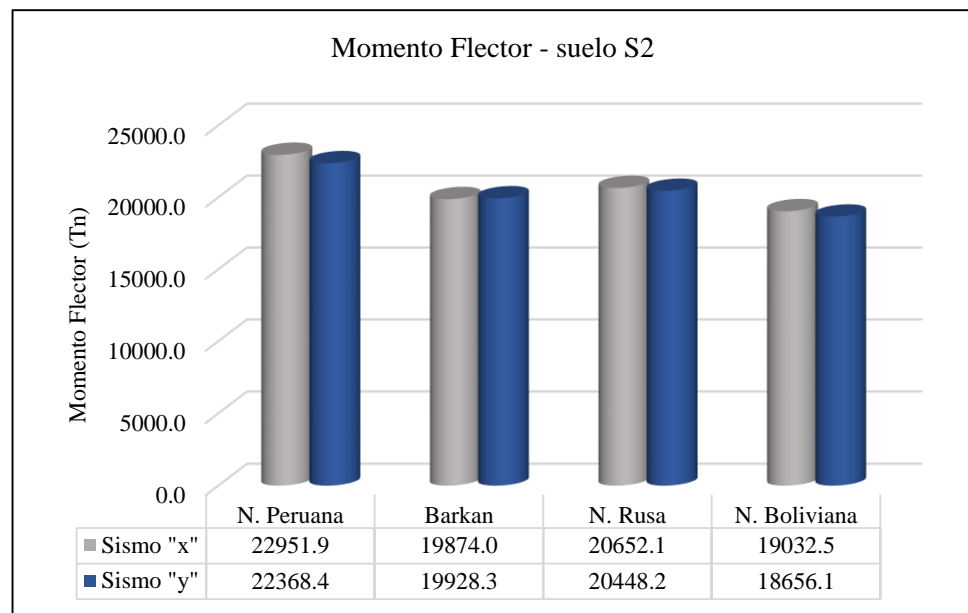


Gráfico 15. Momento flector piso 1 para suelo S2

En los gráficos 14 y 15 se muestra una disminución en cuanto al momento flector para sismo en "x" y sismo en "y" respectivamente. Si trasladamos estos resultados del momento flector a porcentajes tendríamos valores de 7.81%, 9.45% y 17.91% para un suelo S1 y de 13.41, 10.02% y 17.08% para un suelo S2 en los modelos de Barkan, N. Rusa y N. Boliviana respectivamente comparados con el propuesto por la N. Peruana (Modelo de empotramiento perfecto) para la dirección sismo en "x" que es el eje en el que se da la mayor disminución.

Al igual que lo que ocurre para fuerza cortante en la investigación realizada por Gamarra (2014) y posteriormente en otra investigación realizada por Elwi, Muhammed y Alhussiny (2018), concluyen que el momento flector tiende a aumentar cuando se utiliza parámetros de interacción suelo estructura en comparación con un modelo de empotramiento perfecto, sin embargo, en la presente investigación ocurre

todo lo contrario a pesar de tener características similares de suelo. Los factores que generan la variabilidad de resultados son los mismo que los analizados para la fuerza cortante.

Del mismo modo podemos validar los resultados de dicha investigación, puesto que son similares a los obtenidos por Villareal (2017), quien también concluye que el momento flector de la estructura se ve significativamente reducido cuando su incursiona en una base flexible.

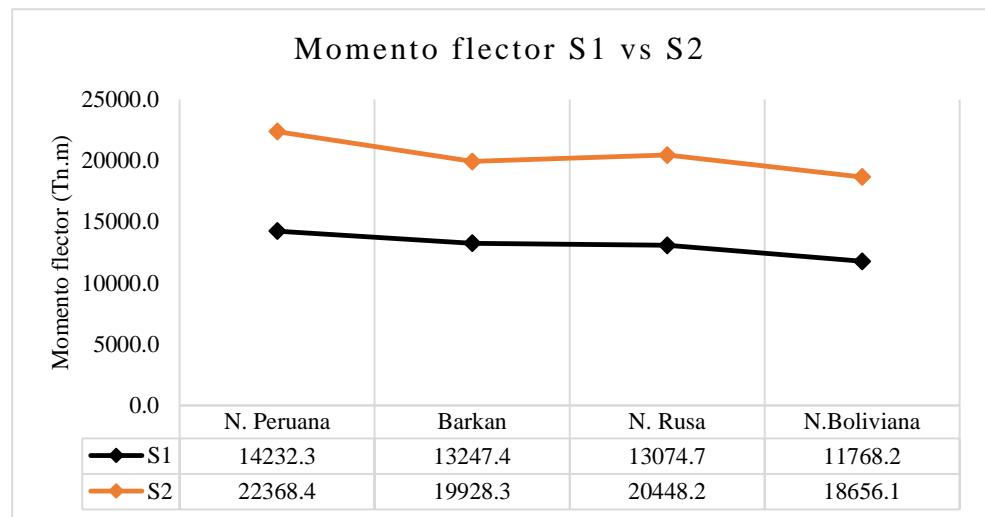


Gráfico 16. Momento flector piso 1 para suelo S1 vs S2

Al igual que la fuerza cortante en gráfico 16 se evidencia un considerable incremento del momento flector en la base cuando se pasa de un suelo duro a uno intermedio en porcentajes de 57.17%, 50.43%, 56.40% y 58.53% para los métodos de Norma peruana, Barkan, Norma Rusa y Norma Boliviana respectivamente dados en el eje “y”. Finalmente se reafirma que el darle flexibilidad a la base de fundación de una estructura que utiliza como cimentación una platea reduce significativamente el momento flector de dicha edificación independientemente del método de interacción suelo estructura a utilizar.

5.1.6. Momento de Torsión

Los resultados de momento torsor se muestran en las tablas 40 y 41 para cada dirección de sismo en "x" y "y". Para los gráficos de momento torsor únicamente se ha tomado los valores más altos dados en el primer piso tanto para el suelo S1 como para el suelo S2.

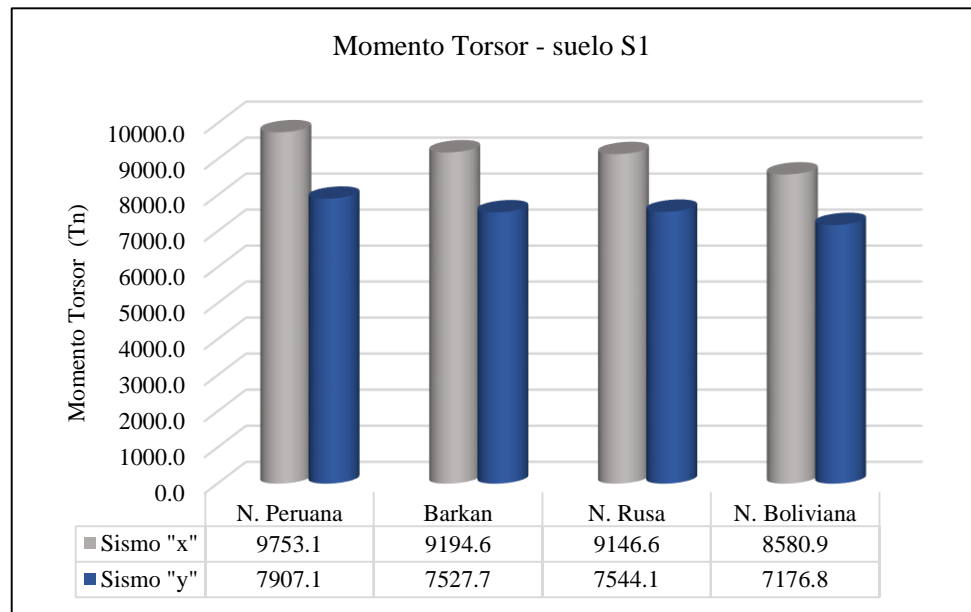


Gráfico 17: Momento torsor piso 1 para suelo S1

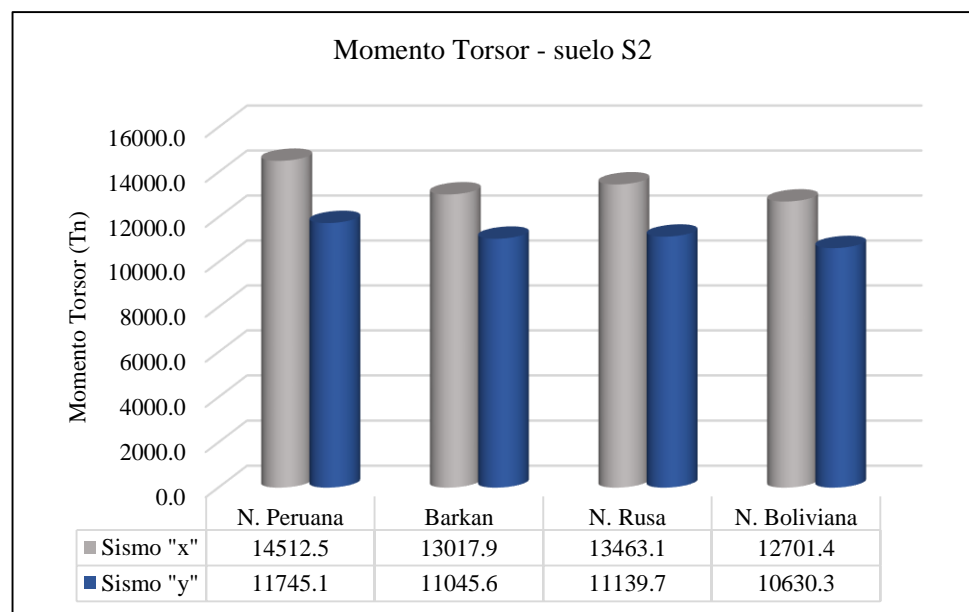


Gráfico 18: Momento torsor piso 1 para suelo S2

Otra de las fuerzas internas analizadas en la presente investigación es el momento Torsor, y como era de esperar, las gráficas 17 y 18 representan la misma tendencia de comportamiento (disminución del valor con base flexible) que la fuerza cortante y momento basal. En los antecedentes utilizados para esta investigación no ha sido analizado el momento torsor, por lo tanto, los resultados serán analizados según lo obtenido.

En los gráficos 17 y 18 se muestra una disminución en cuanto al momento torsor para sismo en “x” y sismo en “y” respectivamente. Si trasladamos estos resultados de momento torsor a porcentajes de reducción tendríamos valores de 5.73%, 6.22% y 12.02% para un suelo S1 y de 10.30%, 7.23% y 12.48% para un suelo S2 en los modelos de Barkan, N. Rusa y N. Boliviana respectivamente comparados con el propuesto por la N. Peruana (Modelo de empotramiento perfecto) para la dirección sismo en “x” que es el eje en el que se da la mayor disminución de momento flector.

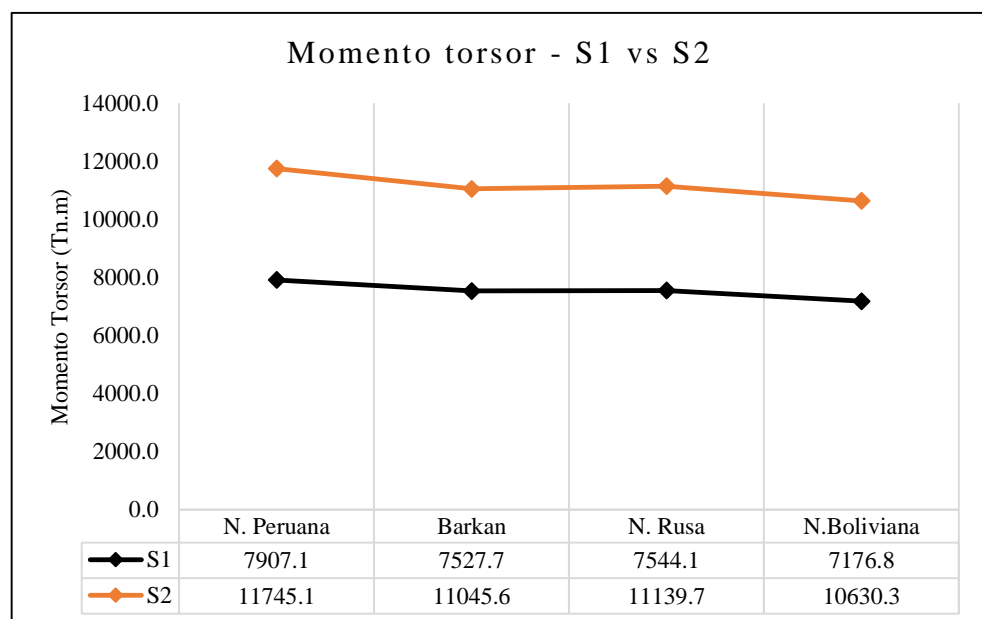


Gráfico 19. Momento torsor piso 1 para suelo S1 vs S2

El momento torsor ha sido sometido además de distintos métodos que incluyen interacción suelo estructura al cambio de rigidez del suelo pasando de un suelo duro (S1) a uno intermedio (S2), según el gráfico 19 se puede afirmar que hay un considerable incremento del momento torsor en porcentajes de 48.54%, 46.73%, 47.66%, 48.12% para los métodos de Norma peruana, Barkan, Norma Rusa y Norma Boliviana respectivamente dados en el eje “y”. Sin embargo, también se puede observar un comportamiento irregular con el método de Barkan, el cual ya ha sido explicado en el comportamiento de la fuerza cortante.

5.2. Conclusiones

- Se logró analizar efectos de la interacción suelo – estructura sísmica suelo - estructura en el comportamiento sísmico de un edificio con sistema de muros estructurales sometido a diferentes perfiles de suelo en la ciudad Trujillo, en donde se evaluó aspectos como el periodo fundamental, desplazamientos en el centro de masa de cada piso y fuerzas internas en la base (Cortante basal, momento flector y momento torsor).
 - Del análisis realizado se concluye que se da un incremento muy significativo en los desplazamientos al considerar una base flexible para este tipo de edificación, por ejemplo, los desplazamientos del primer piso dados en el eje “x” para el suelo S1 van de 44.6% a 125.7% para los modelos de Barkan y N. Boliviana y para el suelo S2 van de 72.4% y 120.2% para los modelos de N. Rusa y N. Boliviana respectivamente.
- además, se evidencia que pasar de un suelo duro (S1) a un suelo intermedio (S2) genera un incremento en los desplazamientos de 54.02%, 86.89%,

59.40% y 50.27% para los métodos de Norma peruana, Barkan, Norma Rusa y Norma Boliviana respectivamente. Los resultados son constatados con los antecedentes estudiados, los cuales tienen resultados similares. Por otro lado, se logró determinar que el tipo de método de interacción suelo estructura a utilizar influye en mayor o menor grado al incremento de dicha variable.

- En cuanto a los periodos de vibración se concluye que darle flexibilidad a la base fundación genera un incremento de dicha variable, el más significativo y notorio se da en el primer modo de vibración (periodo fundamental de la estructura) llegando alcanzar valores para un suelo S1 de 4.16% y 15.34 % para el método de Barkan y Norma Boliviana y para el suelo S2 valores de 6.18% y 14.39% para los métodos de Norma Rusa y Norma Boliviana respectivamente.

Del mismo modo se evidencia que pasar de un suelo duro (S1) a un suelo intermedio (S2) genera un incremento nulo para el método de la Norma Peruana, un leve incremento de 1.94% y 0.23 % para los métodos de Barkan y Norma Rusa respectivamente, sin embargo, por el método de la Norma Boliviana hay una reducción del 0.82%. Además, se determina que dependiendo del modelo de análisis de interacción suelo estructura el incremento o la reducción se da en mayor o menor grado. Los resultados son constatados con los antecedentes estudiados, los cuales tienen resultados similares.

- Para las fuerzas internas (fuerza cortante, momento flector y momento torsor) se concluye que hay una disminución de su valor predominantemente en el primer piso. Para un suelo S1 la reducción de la cortante va desde 6.07% hasta un 12.86%, la reducción del momento flector va desde 7.81% hasta un

17.91% y la reducción del momento torsor va desde 5.73% hasta un 12.02% para los modelos de Barkan y N. Boliviana respectivamente. Para un suelo S2 la reducción de la cortante va desde 7.64% hasta 13.42%, para el momento flector va desde 10.02% hasta 17.08%, y por último para el momento torsor va desde 7.23% hasta 12.48% para los modelos de N. Rusa y N. Boliviana respectivamente.

Además, el cambio de un suelo duro (S1) o uno intermedio (S2), genera un considerable incremento de las fuerzas internas de la estructura. Para la fuerza cortante hay un incremento de 48.85%, 41.24%, 47.24 % y 47.91%, para el momento flector hay un incremento de 57.17%, 50.43%, 56.40% y 58.53%, y para el momento torsor hay un incremento de 48.54%, 46.73%, 47.66%, 48.12% para los modelos de Norma peruana, Barkan, Norma Rusa y Norma Boliviana en ese orden.

Por otro lado, podemos concluir que el darle flexibilidad a la base de fundación de una estructura que utiliza como cimentación una platea reduce las fuerzas internas de dicha edificación independientemente del método de interacción suelo estructura a utilizar.

- Se estudió los métodos D.D. Barkan – O.A. Savinov, Norma Rusa Snip 2.02.05-87 y Norma Boliviana NBDS-2018, aplicados a cimentaciones de tipo plateas los cuales incluyen la interacción suelo – estructura, con la finalidad de poder calcular cada uno de los parámetros solicitados en cada método, por lo que previo al cálculo de rigidez y propiedades inerciales se tuvo que calcular la masa traslacional y masa rotacional.

- Se calculó la flexibilidad y propiedades inerciales para el método de D.D. Barkan – O.A. Savinov, Norma Rusa Snip 2.02.05-87, y Norma Boliviana NBDS-2018 los cuales se muestra en las tablas 21 y 22. Dichos resultados no muestran una diferencia en cuanto al método de D.D. Barkan – O.A. Savinov con respecto a los otros 2 métodos, puesto que el método no contempla la rigidez rotacional en el eje “z”.
- Se determinó las diferencias del comportamiento dinámico de un edificio con muros estructurales sometido a diferentes perfiles de suelo, mediante la norma peruana E.030 de diseño sismorresistente (base fija) y considerando métodos que incluyen la interacción suelo – estructura. Todos los métodos que considera base flexible tienden a aumentar o disminuir conjuntamente en relación al método que considera base fija con ciertas diferencias de cantidades dependiendo del método utilizado.
- Según los resultados encontrados se puede demostrar lo importante que es dar flexibilidad a la base de las estructuras para predecir el comportamiento sismo dinámico ya que como menciona Villareal (2017), el análisis es más real porque se analiza todo como un trinomio suelo – cimentación – superestructura, a diferencia del modelo que propone la NTP E-030 (empotramiento perfecto) el cual es idealización de una base indeformable, caso que no ocurre realmente en ninguna estructura.
- Finalmente se concluye que la hipótesis planteada para la presenta investigación es verdadera, porque se logró comprobar que el comportamiento de la estructura sigue la misma tendencia que lo planteado y dicha hipótesis.

5.3. Limitaciones

- Tema de investigación no encontrado en las normas peruanas de diseño sísmico para su aplicación.
- Variabilidad de resultados con algunos antecedentes debido a los diferentes aspectos técnicos considerados en los diseños de las edificaciones.
- Pocos profesionales conocen a profundidad del tema en estudio.

5.4. Recomendaciones

- Se recomienda a los ingenieros estructurales tomar en cuenta parámetros de interacción suelo estructura en el análisis sísmico dinámico de edificios de muros estructurales, puesto que arroja resultados más acercados del comportamiento real de dicha edificación, ya que se incursiona en la rigidez traslacional y rotacional (flexibilidad) de la base de fundación.
- La norma peruana (E030) plantea el análisis sísmico dinámico a través de una idealización de la base de la edificación (empotramiento perfecto), en el que se considera la base como fija, lo cual no es real, a partir de esto se recomienda a los ingenieros utilizar métodos de interacción suelos estructura como el que utiliza la Norma Rusa Snip 2.02.05-87 y Norma Boliviana NBDS-2018, en cuanto al método propuesto por D.D. Barkan – O.A. Savinov no se recomendaría utilizarlo ya que este no contempla la rigidez en el eje “z”, o no existe fórmula alguna para su cálculo.
- Se recomienda que en futura investigación se evalúe la influencia en los periodos de vibración, desplazamientos y fuerzas internas tomando en cuenta diferentes tipos de edificaciones, además también se puede analizar la influencia de la profundidad y tipo de cimentación.

- En futuras investigaciones se recomienda estudiar la influencia de una base flexible en los diferentes sistemas constructivos que propone la Norma peruana E030 y a diferentes alturas. Por otro lado, si se desea tener una aproximación mucho más cercana al comportamiento sismo dinámico real de una edificación se recomienda que además de tomar en cuenta una base flexible, utilizar la no linealidad física de los materiales de construcción.

REFERENCIAS

- Aguiar, R., Ortiz, D. (2017). *Análisis sísmico de un edificio de doce pisos de la ciudad de manta considerando interacción suelo estructura*. Ecuador: Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras. Recuperado de <https://journal.espe.edu.ec/ojs/index.php/riie/article/view/646/532>.
- Arthur, H. (2001). *Diseño de estructuras de concreto*. Santafé de Bogotá, Colombia. Recuperado de: bit.ly/2VA4250
- Blanco, B. (1997). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. Lima, Perú, Capítulo de ingeniería civil, Consejo departamental de Lima. Reperado de: <https://es.slideshare.net/esmaton/estructuracion-y-diseo-de-edificaciones-de-concreto-armado-antonio-blanco-blasco>
- Bolivia. Ministerio de obras públicas, servicios y vivienda (2018). *Guía Boliviana de diseño sísmico*. (GBDS). Bolivia.
- Briceño, Z. y Carreras, G. (2013). *Análisis y diseño de muros estructurales de concreto, considerando las experiencias de los terremotos de Chile 2010 y Nueva Zelanda 2011*. (Tesis de Titulación). Universidad Católica Andrés Bello, Caracas, Venezuela. Recuperado de: https://www.construccionenacero.com/sites/construccionenacero.com/files/u11/ci38_38236_teg_muros_estructurales_segun_chile_2010_y_nz_2011.pdf
- Corona, C., Avilés Lopez, J., & Gerardo, A. (2004). *Modelación de la Interacción Dinámica Suelo-Estructura usando ECOgcW*. Mexico: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. Recuperado de <http://goo.gl/4Qm0m3>.

- Delgado, C. (2011). *Diseño de estructuras aporticadas de concreto armado*. Lima, Perú: EDICIVIL S.R.L.tda.
- Elwi, M., Muhammed, B., Alhussiny, N. (2018). *Evaluation of soil-structure interaction for structures subjected to earthquake loading with different types of foundation*. Bagdad, Irak: EDP Sciences. Recuperado de <https://goo.gl/pkHhkK>.
- Fernández, S. L. (2013). *Influencia de la Interacción Dinámica Suelo-Estructura. Construcción y tecnología en concreto*. Lima, Perú. Recuperado de <http://goo.gl/Xd2M7Y>.
- Gamarra, N. (2014). *Análisis de la interacción sísmica suelo - estructura en edificación de albañilería estructural*. (Tesis de licenciatura). Universidad Nacional del Centro de Perú. Huancayo. Recuperado de <https://goo.gl/VNo18p>
- Kun, S. L. (2017). *Assessment of soil-structure interaction on a 51-story building from the spectral ratio of earthquake recordings*. Taiwan: EDP Sciences. Recuperado de <https://goo.gl/vjGa61>.
- Lujan, E. (2019). *Utilización de métodos experimentales y de simulación numérica para la microzonificación sísmica del distrito de Trujillo*. (Tesis de doctorado). Universidad Nacional de Trujillo. Trujillo.
- Montoya, J. y Pinto, V. (2010). *Cimentaciones*. Universidad de Los Andes Facultad de Ingeniería Escuela de Ingeniería Geológica, Merida, Venezuela. <https://avdiaz.files.wordpress.com/2008/08/cimentaciones-y-fundaciones.pdf>

- Perú. Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento (2018). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. (Norma E-020).
- Perú. Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento (2018). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. (Norma E-030).
- Perú. Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento (2018). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. (Norma E-060).
- Riquelme, P. y Sepúlveda, C. (2015). *Influencia de la interacción suelo-fundación-estructura en el desempeño sísmico de estructuras de hormigón armado*. (Tesis de licenciatura). Universidad de Bio Bio, Chile. Recuperado de <http://repobib.ubiobio.cl/jspui/handle/123456789/1497>.
- solano, J. G. (2011). *Evaluación de daño en edificios considerando los efectos de interacción suelo estructura*. (Tesis de maestría). Instituto Politécnico Nacional. Mexico D.F. Recuperado de bit.ly/2VHQIB9.
- Soriano, A. (1989). *Interacción suelo-estructura Modificación del movimiento*. Universidad complutense de Madrid. Madrid.
- Villarreal, G. C. (2009). *Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con zapatas aisladas*. Asamblea Nacional de Rectores. Lima. Recuperado de <http://blog.pucp.edu.pe/blog/wp-content/uploads/sites/109/2009/07/Interaccion-suelo-zapata.pdf>.
- Villarreal, G. C. (2009). *Interacción suelo-estructura en edificios altos*. Asamblea Nacional de Rectores. Lima. Recuperado de <https://goo.gl/uoD6Wa>
- Villarreal, G. C. (2017). *Interacción suelo-estructura en edificaciones con plateas de cimentación*. Asamblea Nacional de Rectores. Lima. Recuperado de <https://goo.gl/uoD6Wa>

ANEXOS

ANEXO N° 1. Tabla con valores de espectros para suelo S1 y S2

| PERIODO T (s) | FACTOR "C" | |
|---------------|------------|------------|
| | SUELO "S1" | SUELO "S2" |
| 0 | 2.50 | 2.50 |
| 0.02 | 2.50 | 2.50 |
| 0.04 | 2.50 | 2.50 |
| 0.06 | 2.50 | 2.50 |
| 0.08 | 2.50 | 2.50 |
| 0.1 | 2.50 | 2.50 |
| 0.12 | 2.50 | 2.50 |
| 0.14 | 2.50 | 2.50 |
| 0.16 | 2.50 | 2.50 |
| 0.18 | 2.50 | 2.50 |
| 0.2 | 2.50 | 2.50 |
| 0.25 | 2.50 | 2.50 |
| 0.3 | 2.50 | 2.50 |
| 0.35 | 2.50 | 2.50 |
| 0.4 | 2.50 | 2.50 |
| 0.45 | 2.22 | 2.50 |
| 0.5 | 2.00 | 2.50 |
| 0.55 | 1.82 | 2.50 |
| 0.6 | 1.67 | 2.50 |
| 0.65 | 1.54 | 2.31 |
| 0.7 | 1.43 | 2.14 |
| 0.75 | 1.33 | 2.00 |
| 0.8 | 1.25 | 1.88 |
| 0.85 | 1.18 | 1.76 |
| 0.9 | 1.11 | 1.67 |
| 0.95 | 1.05 | 1.58 |
| 1 | 1.00 | 1.50 |
| 1.6 | 0.63 | 0.94 |
| 2 | 0.50 | 0.75 |
| 2.5 | 0.40 | 0.48 |
| 3 | 0.28 | 0.33 |
| 4 | 0.16 | 0.19 |
| 5 | 0.10 | 0.12 |
| 6 | 0.07 | 0.08 |
| 7 | 0.05 | 0.06 |
| 8 | 0.04 | 0.05 |
| 9 | 0.03 | 0.04 |
| 10 | 0.03 | 0.03 |

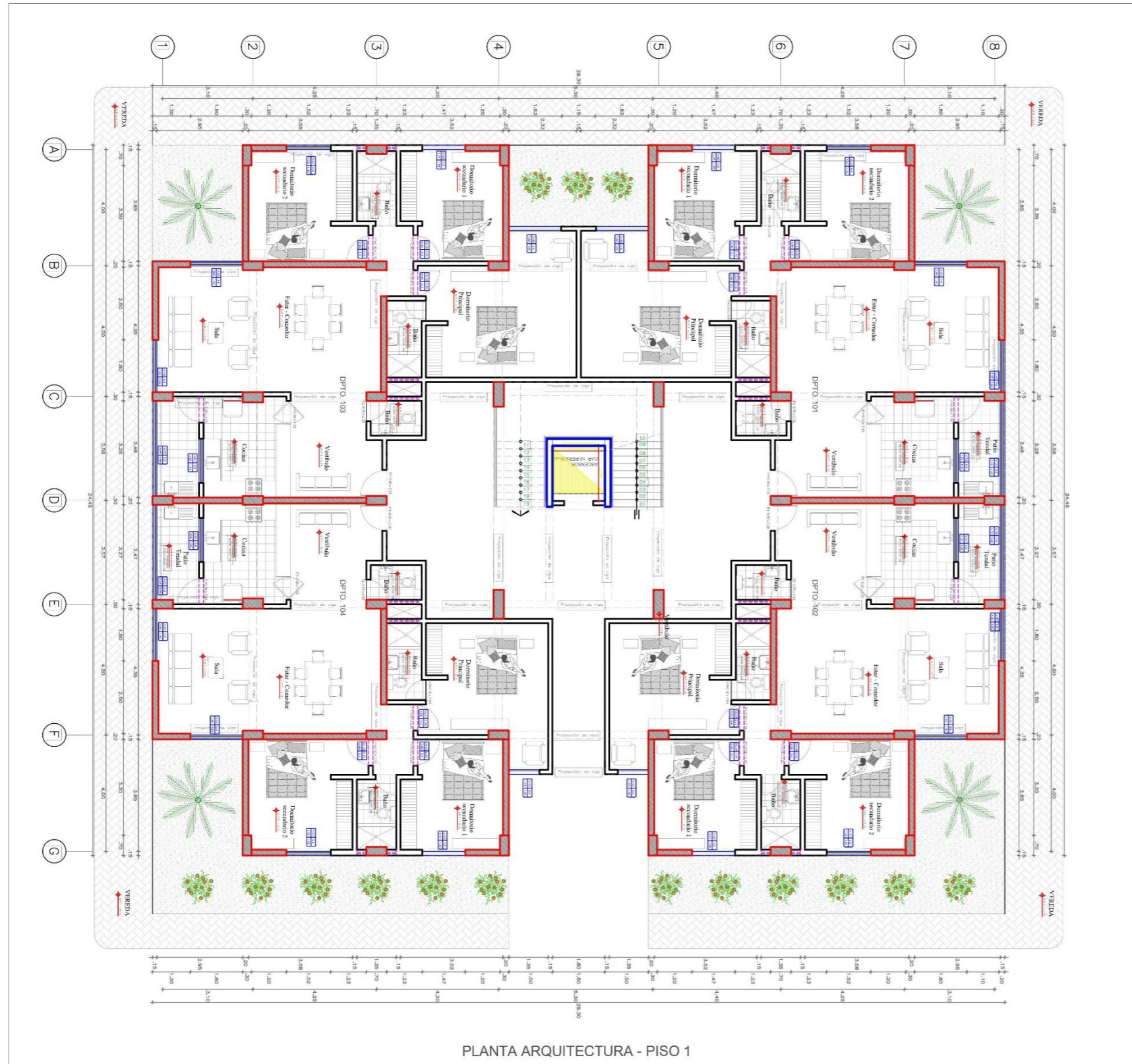
ANEXO N° 2. Ficha de recolección de datos de periodos de vibración

| Modo | Periodo de Vibración – suelo “...” | | | |
|------|------------------------------------|--------|------------|-----------------|
| | E-030 | Barkan | Norma Rusa | Norma Boliviana |
| 1 | | | | |
| 2 | | | | |
| 3 | | | | |
| 4 | | | | |
| 5 | | | | |
| 6 | | | | |
| 7 | | | | |
| 8 | | | | |
| 9 | | | | |
| 10 | | | | |
| 11 | | | | |
| 12 | | | | |
| 13 | | | | |
| 14 | | | | |
| 15 | | | | |
| 16 | | | | |
| 17 | | | | |
| 18 | | | | |
| 19 | | | | |
| 20 | | | | |
| . | | | | |
| . | | | | |
| . | | | | |

ANEXO N° 3. Ficha de recolección de datos de desplazamientos y fuerzas internas máximas

| Piso | Norma E030 – “...” | | Barkan - “...” | | N. Rusa - “...” | | N. Boliviana - “...” | |
|------|--------------------|---------|----------------|---------|-----------------|---------|----------------------|---------|
| | Sismo X | Sismo Y | Sismo X | Sismo Y | Sismo X | Sismo Y | Sismo X | Sismo Y |
| TE | | | | | | | | |
| 11 | | | | | | | | |
| 10 | | | | | | | | |
| 9 | | | | | | | | |
| 8 | | | | | | | | |
| 7 | | | | | | | | |
| 6 | | | | | | | | |
| 5 | | | | | | | | |
| 4 | | | | | | | | |
| 3 | | | | | | | | |
| 2 | | | | | | | | |
| 1 | | | | | | | | |

ANEXO N°4. PLANO ARQUITECTÓNICO - PISO 1



CUADRO DE VANOS

| PUERTAS | | | |
|---------|------|-------|----------|
| NOMBRE | ALTO | ANCHO | ALFEIZER |
| P1 | 2.20 | 0.90 | --- |
| P2 | 2.00 | 0.70 | --- |
| P3 | 1.90 | 0.80 | --- |

| VENTANAS | | | |
|----------|------|-------|----------|
| NOMBRE | ALTO | ANCHO | ALFEIZER |
| V-01 | 1.95 | 1.52 | 0.80 |
| V-02 | 1.95 | 1.47 | 0.80 |
| V-03 | 1.90 | 1.80 | 0.80 |
| V-04 | 1.85 | 1.80 | 0.80 |
| V-05 | 1.85 | 3.28 | 0.80 |
| V-06 | 1.85 | 1.80 | 0.80 |
| V-07 | 1.85 | 1.05 | 0.80 |
| V-0A | 0.40 | 0.90 | 2.20 |

NOTA:
 -LA PUERTA DE INGRESO A LA VIVIENDA SERA DE MADERA TIPO TORNILLO
 -LAS PUERTAS INTERIORES DE ACCESO A LOS AMBIENTES(S.H.) SERAN CONTRALAMINADAS Y BATERIAS.
 -LAS VENTANAS SERAN DE ALUMINIO SISTEMA DIRECTO Y VIDRIO DOBLE.
 -LOS PASAMANOS DE LA ESCALERA SERA DE Fe 60+2.
 -LOS ACABADOS PARA PISOS INTERIORES,ZOCALOS Y CONTRAZOCALOS SERAN DE CERAMICO.
 -LA PINTURA SERA LATEX LAVABLE Y COLOR A ELEGIR EN OBRA.

ESPECIFICACIONES TECNICAS:
 -TODAS LAS MEDIDAS DEBERAN SER VERIFICADAS EN OBRA.
 -TODAS LAS COTAS ESTAN INDICADAS EN METROS.
 -LAS COTAS DE LA ESTRUCTURA DEBEN SER ESPECIFICADAS POR EL PROYECTO ESTRUCTURAL, MISMO QUE DEBERA RESPETAR LAS ALTURAS LIBRES INDICADAS AQUI.
 -NO SE USE ESTE PLANO PARA FINES DIFERENTES AL REFERIDO.
 -EL AMUEBLADO ES REPRESENTATIVO.
 -NIVEL + 0.15, NIVEL DE PISO TERMINADO.
 -LAS MEDIDAS ESTAN A EJES Y A PAÑOS.

NOTAS GENERALES:
 -DISEÑO ELABORADO EN BASE A LOS REQUERIMIENTOS DE LOS PROPIETARIOS.
 -SE TOMO COMO ALTURA MINIMA PARA LA PRIMERA PLANTA: (2.75 M. AL CIELO PASO).
 -SALVO INDICACION DE LOS PROPIETARIOS,SE PROCEDERA LA CONSTRUCCION DE ACUERDO A LAS NORMAS TECNICAS EXIGIDAS EN EL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES.
 -SI EXISTIERA ALGUNA MODIFICACION EN OBRA Y NO ESTEE INDICADO EN EL DISEÑO,ES BAJO RESPONSABILIDAD DE LOS PROPIETARIOS.



SERVICIOS GENERALES
 Rio & Alfa
 Construcciones s.a.c

PROYECTO:
 DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR DESTINADOS A VIVIENDA

Propietario:
 CONFIDENCIAL

Diseño :

Plano :
 PRIMER PISO

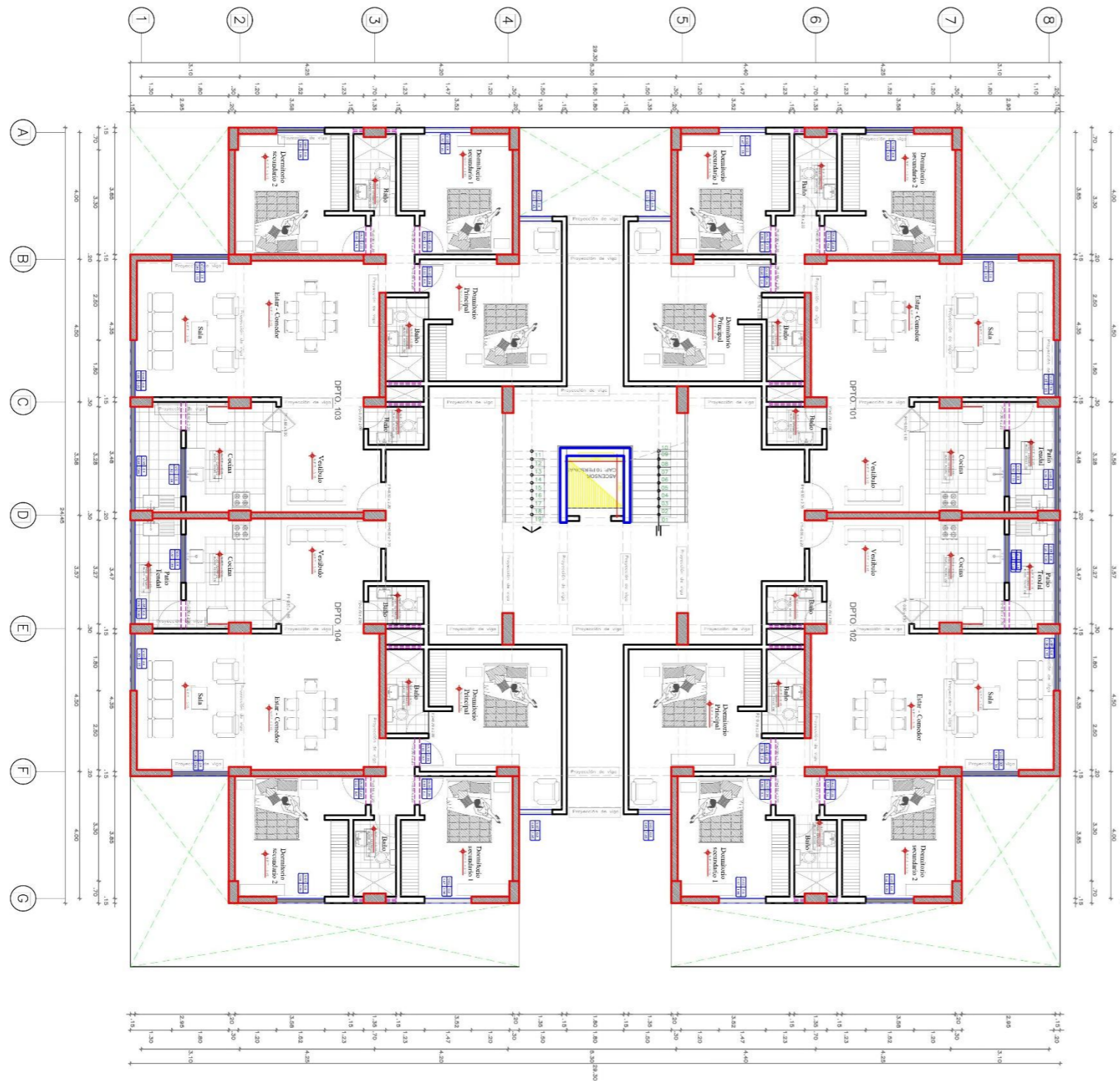
Escala : Fecha :
 1/100 enero - 2019

Especialidad:
 ARQUITECTURA

Lamina :
A1

Ubicacion:
 LA LIBERTAD
 TRUJILLO - TRUJILLO

ANEXO N°5. PLANO ARQUITECTÓNICO TÍPICO - PISO 2-11



PLANTA ARQUITECTURA - PISO TÍPICO 2-11

CUADRO DE VANOS

| PUERTAS | | | |
|---------|------|-------|----------|
| NOMBRE | ALTO | ANCHO | ALFEIZER |
| P1 | 2.20 | 0.90 | --- |
| P2 | 2.00 | 0.70 | --- |
| P3 | 1.90 | 0.80 | --- |

| VENTANAS | | | |
|----------|------|-------|----------|
| NOMBRE | ALTO | ANCHO | ALFEIZER |
| V-01 | 1.95 | 1.52 | 0.80 |
| V-02 | 1.95 | 1.47 | 0.80 |
| V-03 | 1.90 | 1.80 | 0.80 |
| V-04 | 1.85 | 1.80 | 0.80 |
| V-05 | 1.85 | 3.28 | 0.80 |
| V-06 | 1.85 | 1.80 | 0.80 |
| V-07 | 1.85 | 1.05 | 0.80 |
| V-0A | 0.40 | 0.90 | 2.20 |

NOTA:

- LA PUERTA DE INGRESO A LA VIVIENDA SERA DE MADERA TIPO TORNILLO
- LAS PUERTAS INTERIORES DE ACCESO A LOS AMBIENTES(S.H.) SERAN CONTRAPLACADAS Y BATIENTES.
- LAS VENTANAS SERAN DE ALUMINIO, SISTEMA DIRECTO Y VIDRIO DOBLE.
- LOS PASAMANOS DE LA ESCALERA SERA DE F6 (Ø2").
- LOS ACABADOS PARA PISOS INTERIORES, ZOCALOS Y CONTRAZOCALOS SERAN DE CERAMICO.
- LA PINTURA SERA LATEX LAVABLE Y COLOR A ELEGIR EN OBRA.

ESPECIFICACIONES TECNICAS:

- TODAS LAS MEDIDAS DEBERAN SER VERIFICADAS EN OBRA.
- TODAS LAS COTAS ESTAN INDICADAS EN METROS.
- LAS COTAS DE LA ESTRUCTURA DEBEN SER ESPECIFICADAS POR EL PROYECTO ESTRUCTURAL, MISMO QUE DEBERA RESPETAR LAS ALTURAS LIBRES INDICADAS AQUI.
- NO SE USE ESTE PLANO PARA FINES DIFERENTES AL REFERIDO
- EL AMUEBLADO ES REPRESENTATIVO.
- NIVEL + 3.15, NIVEL DE PISO TERMINADO.
- LAS MEDIDAS ESTAN A EJES Y A PAÑOS.

NOTAS GENERALES:

- DISEÑO ELABORADO EN BASE A LOS REQUERIMIENTOS DE LOS PROPIETARIOS.
- SE TOMO COMO ALtura MINIMA PARA LA PLANTA TÍPICA: (2.75 M. AL CIELO RASO).
- SALVO INDICACION DE LOS PROPIETARIOS, SE PROCEDERA LA CONSTRUCCION DE ACUERDO A LAS NORMAS TECNICAS EXIGIDAS EN EL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES.
- SI EXISTIERA ALGUNA MODIFICACION EN OBRA Y NO ESTEE INDICADO EN EL DISEÑO, ES BAJO RESPONSABILIDAD DE LOS PROPIETARIOS.



SERVICIOS GENERALES
Rio & Alfa
Construcciones s.a.c

PROYECTO:
DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN
DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR
DESTINADOS A VIVIENDA

Propietario:
CONFIDENCIAL

Diseño :

Plano :
PISO TÍPICO
2-11

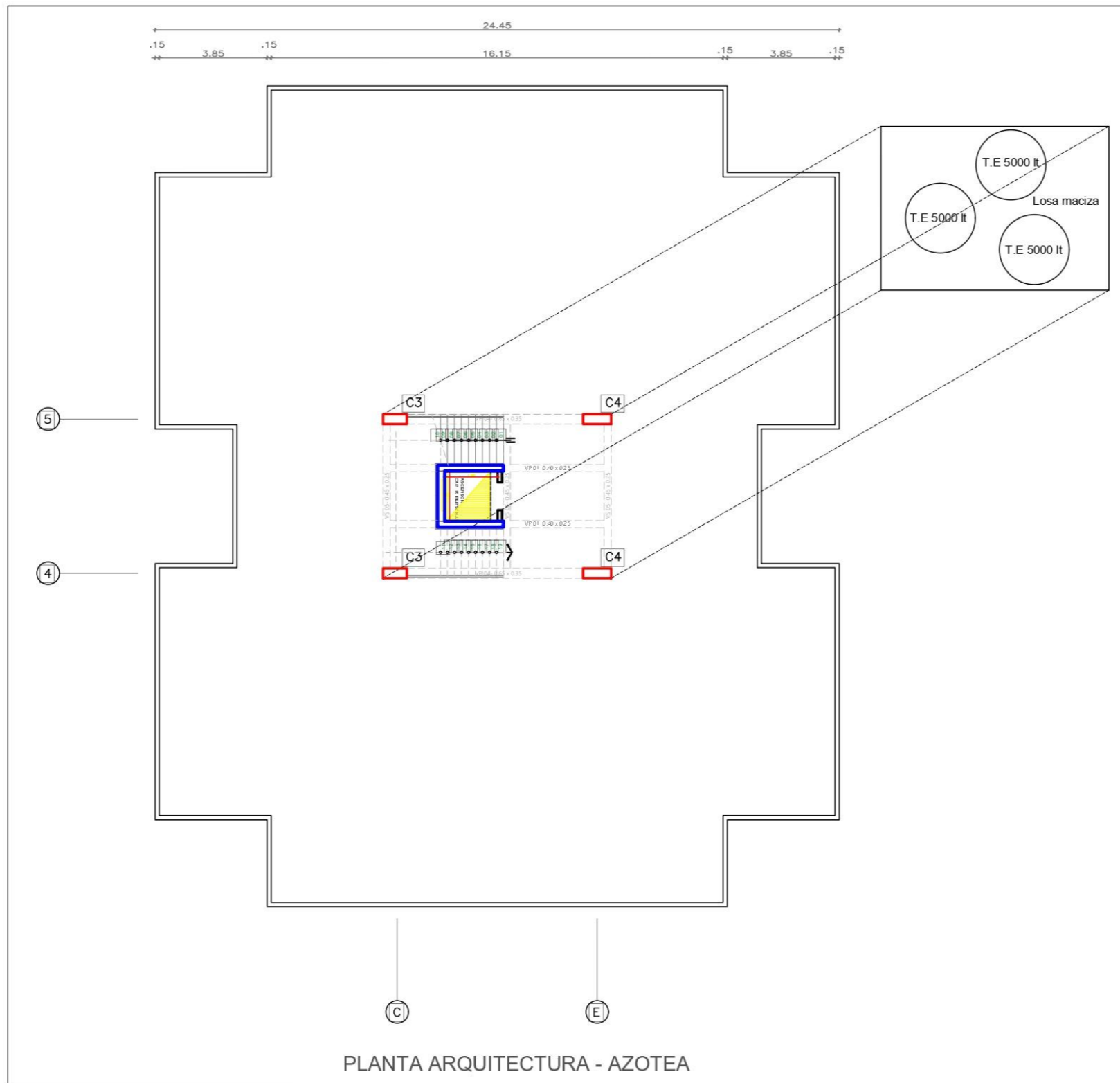
Escala : Fecha :
1/100 enero - 2019

Especialidad:
ARQUITECTURA

Lamina :
A2

Ubicacion:
LA LIBERTAD
TRUJILLO - TRUJILLO

ANEXO N°6. PLANO ARQUITECTÓNICO - AZOTEA



PLANTA ARQUITECTURA - AZOTEA

NOTA:
 -LOS PASAMANOS DE LA ESCALERA SERA DE Fe Ø=2".
 -LOS ACABADOS PARA PISOS,ZOCALOS Y CONTRAZOCALOS SERAN SE CERAMICO.
 -LA PINTURA SERA LATEX LAVABLE Y COLOR A ELEGIR EN OBRA.

ESPECIFICACIONES TECNICAS:
 -TODAS LAS MEDIDAS DEBERAN SER VERIFICADAS EN OBRA.
 -TODAS LAS COTAS ESTAN INDICADAS EN METROS.
 -LAS COTAS DE LA ESTRUCTURA DEBEN SER ESPECIFICADAS POR EL PROYECTO ESTRUCTURAL, MISMO QUE DEBERA RESPETAR LAS ALTURAS LIBRES INDICADAS AQUI.
 -NO SE USE ESTE PLANO PARA FINES DIFERENTES AL REFERIDO.
 -EL AMUEBLADO ES REPRESENTATIVO.
 -NIVEL + 3.15 , NIVEL DE PISO TERMINADO.
 -LAS MEDIDAS ESTAN A EJES Y A PAÑOS.

NOTAS GENERALES:
 -DISEÑO ELBORADO EN BASE A LOS REQUERIMIENTOS DE LOS PROPIETARIOS.
 -SE TOMO COMO ALTURA MINIMA PARA LA PLANTA TÍPICA: (2.75 M. AL CIELO RASO).
 -SALVO INDICACION DE LOS PROPIETARIOS,SE PROCEDERA LA CONSTRUCCION DE ACUERDO A LAS NORMAS TECNICAS EXIGIDAS EN EL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES.
 -SI EXISTIERA ALGUNA MODIFICACION EN OBRA Y NO ESTEE INDICADO EN EL DISEÑO,ES BAJO RESPONSABILIDAD DE LOS PROPIETARIOS.



SERVICIOS GENERALES
 Rio & Alfa
 Construcciones s.a.c

PROYECTO:
 DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR DESTINADOS A VIVIENDA

Propietario:
 CONFIDENCIAL

Diseño :

Plano :
 AZOTEA

Escala : Fecha :
 1/150 enero - 2019

Especialidad:
 ARQUITECTURA

Lamina :
A3

Ubicacion:
 LA LIBERTAD
 TRUJILLO - TRUJILLO