

UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



Una Institución Adventista

Influencia de la interacción suelo - estructura en el comportamiento de las viviendas aporricadas con zapatas aisladas en la ciudad de Juliaca.

Por:

Franklin Heydrich Araca Llanos
Liliana Gómez Catacora

Asesor:

Ing. Herson Duberly Pari Cusi

Juliaca, marzo de 2019

DECLARACIÓN JURADA DE AUTORÍA DEL INFORME DE TESIS

Ing. Herson Duberly Pari Cusi, de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura,
Escuela Profesional de Ingeniería Civil, de la Universidad Peruana Unión.

DECLARO:

Que el presente informe de investigación titulado: "Influencia de la interacción suelo - estructura en el comportamiento de las viviendas aporticadas con zapatas aisladas en la ciudad de Juliaca" constituye la memoria que presentan los Bachilleres Liliana Gómez Catacora y Franklin Heydrich Araca Llanos para aspirar al título Profesional de Ingeniero Civil, cuya tesis ha sido realizada en la Universidad Peruana Unión bajo mi dirección.

Las opiniones y declaraciones en este informe son de entera responsabilidad del autor, sin comprometer a la institución.

Y estando de acuerdo, firmo la presente declaración en Juliaca a los veintidós días del mes de marzo del año dos mil diecinueve.


Ing. Herson Duberly Pari Cusi

Influencia de la interacción suelos - estructura en el comportamiento de las viviendas aporricadas con zapatas aisladas en la ciudad de Juliaca

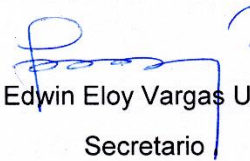
TESIS

Presentada para optar el título profesional de Ingeniero Civil

JURADO CALIFICADOR



Ing. Juana Beatriz Aquise Pari
Presidenta



Ing. Edwin Eloy Vargas Ucharico
Secretario



Ing. Percy Armando Cota Mayorga
Vocal



Ing. Riria Luzmeri Yampara Ticona
Vocal



Ing. Herson Duberly Pari Cusi
Vocal

Juliaca, 20 de Marzo de 2019

DEDICATORIA

A Dios, por la vida, salud y el conocimiento.

A mis apreciados padres Ariosto y Alicia, por su enorme apoyo, motivación y comprensión.

Franklin A.

DEDICATORIA

A mis padres Martin y Natividad por dar todos sus esfuerzos y por apostar en mí un futuro mejor como profesional.

Liliana G.

AGRADECIMIENTOS

A Dios por darnos el don del conocimiento, y por las bendiciones y los mejores planes que tiene para nosotros en nuestra carrera profesional y espiritual.

A nuestros padres, por la confianza y el esfuerzo apostado de cada día en nuestra educación.

A la Universidad Peruana Unión por formarnos profesionalmente, a los docentes, compañeros, amigos y a nuestro asesor ing. Herson Duberly Pari Cusi por compartirnos sus conocimientos.

ÍNDICE DE TABLAS

| | Pág. |
|--|------|
| DEDICATORIA | V |
| AGRADECIMIENTOS | VI |
| ÍNDICE DE TABLAS | XI |
| ÍNDICE DE FIGURAS | XIV |
| ÍNDICE DE ANEXOS | XIX |
| SÍMBOLOS USADOS | XX |
| RESUMEN | XXI |
| ABSTRACT | XXII |
| CAPÍTULO I | 23 |
| EL PROBLEMA | 23 |
| 1.1 Identificación del problema | 23 |
| 1.2 Planteamiento del problema | 24 |
| 1.2.1 Problema general | 24 |
| 1.2.2 Problemas específicos | 24 |
| 1.3 Justificación | 24 |
| 1.4 Objetivos de la investigación | 25 |
| 1.5 Objetivo general | 25 |
| 1.5.1 Objetivos específicos | 25 |
| CAPÍTULO II | 26 |
| REVISIÓN DE LITERATURA | 26 |
| 2.1 Antecedentes de investigación | 26 |
| 2.2 Marco conceptual | 28 |
| 2.2.1 Mecánica de suelos | 28 |
| 2.2.1.1 Estimación de las propiedades resistentes del suelo | 29 |
| 2.2.1.1.1 Relación entre el número de golpes N y la consistencia de arcillas | 30 |
| 2.2.2 Dinámica de suelos | 31 |
| 2.2.2.1 Propiedades dinámicas | 32 |
| 2.2.2.2 Módulo dinámico de corte del suelo (G) | 32 |
| 2.2.2.3 Módulo de Elasticidad del suelo (Es) | 34 |
| 2.2.3 Zonificación geotécnica de Juliaca | 35 |
| 2.2.4 Cimentaciones | 37 |
| 2.2.4.1 Cimentaciones superficiales | 38 |
| 2.2.4.1.1 Zapatas aisladas | 38 |

| | | |
|----------------------|---|----|
| 2.2.5 | Sistema aporticado | 39 |
| 2.2.6 | Generalidades de los Sismos | 39 |
| 2.2.6.1 | Definición de sismos | 39 |
| 2.2.6.2 | Sismicidad en el Perú | 40 |
| 2.2.6.3 | Ondas sísmicas | 42 |
| 2.2.6.3.1 | Ondas de cuerpo | 42 |
| 2.2.6.3.2 | Ondas superficiales | 43 |
| 2.2.7 | Interacción suelo-estructura | 44 |
| 2.2.8 | Consideraciones de FEMA 356/440 | 47 |
| 2.2.8.1 | Parámetros de rigidez | 48 |
| 2.2.8.2 | Método 1 | 49 |
| 2.2.8.3 | Rigidez en la superficie de la cimentación | 50 |
| 2.2.8.4 | Factor de corrección por empotramiento | 52 |
| 2.2.9 | Análisis estructural | 52 |
| 2.2.10 | Diseño sismorresistente | 53 |
| 2.2.10.1 | Peso de la edificación | 54 |
| 2.2.10.2 | Parámetros de zonificación (Z) (Art. 2.1) | 54 |
| 2.2.10.3 | Parámetros de sitio (<i>S</i> , <i>TP</i> y <i>TL</i>) (Art. 2.4) | 55 |
| 2.2.10.4 | Factor de amplificación sísmica (C) (Art. 2.5) | 55 |
| 2.2.10.5 | Sistema Estructural y Coeficiente de Reducción (R0) (Art. 3.4) | 56 |
| 2.2.10.6 | Regularidad Estructural (Art. 3.5) | 57 |
| 2.2.11 | Análisis Sísmico Dinámico | 57 |
| 2.2.11.1 | Análisis Modal | 58 |
| 2.2.11.2 | Periodo de Edificación | 58 |
| 2.2.11.3 | Modos de Vibración | 59 |
| 2.2.12 | Análisis Dinámico | 59 |
| 2.2.12.1 | Análisis Dinámica Modal Espectral (Art. 4.6) | 59 |
| 2.2.12.2 | Modos de Vibración (Art. 4.6.1) | 59 |
| 2.2.12.3 | Aceleración Espectral (Art. 4.6.2) | 59 |
| 2.2.12.4 | Criterios de Combinación (Art. 4.6.3) | 60 |
| 2.2.12.5 | Fuerza Cortante Mínima (Art. 4.6.4) | 61 |
| 2.2.12.6 | Excentricidad Accidental (Efectos de torsión) (Art. 4.6.5) | 62 |
| 2.3 | Definición de términos | 62 |
| CAPÍTULO III | | 64 |
| MATERIALES Y MÉTODOS | | 64 |
| 3.1 | Metodología y tipo de investigación | 64 |

| | | |
|----------|--|----|
| 3.1.1 | Metodología de investigación | 64 |
| 3.1.2 | Tipo de investigación | 64 |
| 3.2 | Diseño de investigación | 65 |
| 3.3 | Formulación de hipótesis | 65 |
| 3.3.1 | Hipótesis general | 65 |
| 3.3.2 | Hipótesis específica | 65 |
| 3.4 | Variables de estudio | 65 |
| 3.4.1 | Variable dependiente (y) | 66 |
| 3.4.2 | Variable independiente (x) | 66 |
| 3.5 | Datos generales de la zona de estudio | 66 |
| 3.5.1 | Ubicación geográfica | 66 |
| 3.6 | Objeto de estudio | 66 |
| 3.7 | Técnicas e instrumentos de recolección | 67 |
| 3.7.1 | Técnicas | 67 |
| 3.8 | Instrumentos | 67 |
| 3.9 | Procesamiento de la información | 67 |
| 3.10 | Procesamiento y análisis de datos | 68 |
| 3.11 | Datos generales de los puntos de estudio | 70 |
| 3.11.1 | Ubicación de los puntos de estudio | 70 |
| 3.12 | Estudio de mecánica de suelos | 72 |
| 3.12.1 | Módulo de Poisson del suelo (ν) | 73 |
| 3.12.2 | Módulo de Elasticidad (E_s) y Modulo de Corte Dinámico del Suelo (G) | 73 |
| 3.13 | Características del edificio | 73 |
| 3.14 | Análisis Sísmico con Base Empotrado | 74 |
| 3.14.1 | Cargas Norma E 020 | 74 |
| 3.14.2 | Diseño Sismo Resistente E 030 | 75 |
| 3.14.3 | Modelamiento de la estructura | 76 |
| 3.14.3.1 | Geometría en planta y en altura | 76 |
| 3.14.3.2 | Definición de ejes y número de pisos | 76 |
| 3.14.3.3 | Definición de materiales | 77 |
| 3.14.3.4 | Definición de secciones | 78 |
| 3.14.3.5 | Definición de apoyos empotrados en la base | 82 |
| 3.14.3.6 | Definición de brazos rígidos | 82 |
| 3.14.3.7 | Definición del Diafragma Rígido | 83 |
| 3.14.3.8 | Definición de patrones de carga | 83 |
| 3.14.3.9 | Asignación de cargas por gravedad | 84 |

| | | |
|--------------------------------|---|-----|
| 3.14.3.10 | Definición del peso sísmico | 84 |
| 3.14.4 | Análisis Dinámico Modal Espectral | 85 |
| 3.14.4.1 | Definición del Espectro de Respuesta. | 85 |
| 3.14.4.2 | Definición de los Casos de Carga | 87 |
| 3.15 | Análisis Sísmico con Interacción Suelo-Estructura | 88 |
| 3.15.1 | Análisis dinámico | 88 |
| 3.15.1.1 | Determinación de las propiedades dinámicas del suelo de fundación | 88 |
| 3.15.1.2 | Modelamiento de la Estructura | 89 |
| 3.15.1.3 | Asignación de los coeficientes de rigidez al modelo estructural | 92 |
| 3.15.1.3.1 | Resumen de Rigideces del modelo estructural planta cuadrada | 94 |
| 3.15.1.3.2 | Resumen de Rigideces del modelo estructural planta rectangular | 96 |
| CAPITULO IV | | 98 |
| RESULTADOS Y DISCUSIÓN | | 98 |
| 4.1 | Interpretación de resultados | 98 |
| 4.1.1 | Resultados de ensayo de suelos | 98 |
| 4.1.2 | Cimentación de modelos estructurales | 100 |
| 4.1.3 | Análisis Sísmico Dinámico | 103 |
| 4.1.3.1 | Desplazamientos de Entrepiso | 103 |
| 4.1.3.2 | Periodo Natural | 117 |
| 4.1.3.3 | Derivas de entrepiso | 126 |
| 4.1.3.4 | Fuerzas cortantes | 140 |
| 4.1.3.4 | Momento de Volteo | 153 |
| 4.2 | Discusión de resultados | 161 |
| 4.3 | Verificación de la hipótesis | 169 |
| CAPITULO V | | 173 |
| CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES | | 173 |
| 5.1 | Conclusiones | 173 |
| 5.2 | Recomendaciones | 173 |
| BIBLIOGRAFÍA | | 175 |
| ANEXOS | | 178 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | Pág. |
|--|------|
| Tabla 2-1. Relación entre número N de golpes y arcillas. | 30 |
| Tabla 2-2. Prueba de Ensayo Penetración Estándar (SPT) | 31 |
| Tabla 2-3. Valores del Es para niveles de tensión en función a N60 para suelos finos (MPa) | 35 |
| Tabla 2-4. Distribución de los tipos de suelos según plano geotécnico. | 37 |
| Tabla 2-5. Diferencia entre las edificaciones con base empotrada y base flexible. | 46 |
| Tabla 2-6. Ratio de módulo de Corte Efectivo. | 49 |
| Tabla 2-7. Factores de zona "Z" | 55 |
| Tabla 2-8. Factor del suelo "S" | 55 |
| Tabla 2-9. Periodos "TP" y "TL" | 55 |
| Tabla 2-10. Sistemas estructurales | 56 |
| Tabla 2-11. Periodos según números de Pisos | 58 |
| Tabla 2-12. Modos de Vibración | 59 |
| Tabla 3-1. Resultados de Capacidad Admisible en los puntos de estudio. | 73 |
| Tabla 3-2. Resultados de Módulo de Elasticidad y Modulo Dinámico de corte del suelo | 73 |
| Tabla 3-3. Parámetros para el análisis Sísmico Dinámico | 76 |
| Tabla 3-4. Definición de Espectro de Aceleración | 86 |
| Tabla 3-5. Coeficientes de rigidez FEMA 356, edificio de 2 pisos (planta cuadrada). | 94 |
| Tabla 3-6. Coeficientes de rigidez FEMA 356, edificio de 3 pisos (planta cuadrada) | 94 |
| Tabla 3-7. Coeficientes de rigidez FEMA 356, edificio de 4 pisos (planta cuadrada) | 95 |
| Tabla 3-8. Coeficientes de rigidez FEMA 356, edificio de 5 pisos (planta cuadrada) | 95 |
| Tabla 3-9. Coeficientes de rigidez FEMA 356, edificio de 2 pisos (planta rectangular). | 96 |
| Tabla 3-10. Coeficientes de rigidez FEMA 356, edificio de 3 pisos (planta rectangular) | 96 |
| Tabla 3-11. Coeficientes de rigidez FEMA 356, edificio de 4 pisos (planta rectangular) | 97 |
| Tabla 3-12. Coeficientes de rigidez FEMA 356, edificio de 5 pisos (planta rectangular) | 97 |
| Tabla 4-1. Resumen de los N° de SPT en relación a la profundidad de estudio | 98 |
| Tabla 4-2. Capacidad Admisible de los suelos de los puntos de estudio | 99 |
| Tabla 4-3. Desplazamientos de entrepiso en el eje "X" – Edificio de 2 pisos | 104 |
| Tabla 4-4. Desplazamientos de entrepiso en el eje "Y" – Edificio de 2 pisos | 104 |
| Tabla 4-5. Desplazamientos de entrepiso en el eje "X" – Edificio de 3 pisos | 105 |
| Tabla 4-6. Desplazamientos de entrepiso en el eje "Y" – Edificio de 3 pisos | 106 |
| Tabla 4-7. Desplazamientos de entrepiso en el eje "X" – Edificio de 4 pisos | 107 |
| Tabla 4-8. Desplazamientos de entrepiso eje en el "Y" – Edificio de 4 pisos | 108 |
| Tabla 4-9. Desplazamientos de entrepiso en el eje "X" – Edificio de 5 pisos | 109 |
| Tabla 4-10. Desplazamientos de entrepiso en el eje "Y" – Edificio de 5 pisos | 109 |

| | |
|--|-----|
| Tabla 4-11. Desplazamientos de entrepiso en el eje “X” – Edificio de 2 pisos | 110 |
| Tabla 4-12. Desplazamientos de entrepiso en el eje “Y” – Edificio de 2 pisos | 111 |
| Tabla 4-13. Desplazamientos de entrepiso en el eje “X” – Edificio de 3 pisos | 112 |
| Tabla 4-14. Desplazamientos de entrepiso en el eje “Y” – Edificio de 3 pisos | 113 |
| Tabla 4-15. Desplazamientos de entrepiso en el eje “X” – Edificio de 4 pisos | 114 |
| Tabla 4-16. Desplazamientos de entrepiso en el eje “Y” – Edificio de 4 pisos | 114 |
| Tabla 4-17. Desplazamientos de entrepiso en el eje “X” – Edificio de 5 pisos | 115 |
| Tabla 4-18. Desplazamientos de entrepiso en el eje “Y” – Edificio de 5 pisos | 116 |
| Tabla 4-19. Periodos naturales – Edificio de 2 pisos | 117 |
| Tabla 4-20. Periodos naturales – Edificio de 3 pisos | 118 |
| Tabla 4-21. Periodos naturales – Edificio de 4 pisos | 119 |
| Tabla 4-22. Periodos naturales – Edificio de 5 pisos | 120 |
| Tabla 4-23. Periodos naturales – Edificio de 2 pisos | 122 |
| Tabla 4-24. Periodos naturales – Edificio de 3 pisos | 123 |
| Tabla 4-25. Periodos naturales – Edificio de 4 pisos | 124 |
| Tabla 4-26. Periodos naturales – Edificio de 5 pisos | 125 |
| Tabla 4-27. Derivas de entrepiso en el eje “X” – Edificio de 2 pisos | 126 |
| Tabla 4-28. Derivas de entrepiso en el eje “Y” – Edificio de 2 pisos | 127 |
| Tabla 4-29. Derivas de entrepiso en el eje “X” – Edificio de 3 pisos | 128 |
| Tabla 4-30. Derivas de entrepiso en el eje “Y” – Edificio de 3 pisos | 128 |
| Tabla 4-31. Derivas de entrepiso en el eje “X” – Edificio de 4 pisos | 129 |
| Tabla 4-32. Derivas de entrepiso en el eje “Y” – Edificio de 4 pisos | 130 |
| Tabla 4-33. Derivas de entrepiso en el eje “X” – Edificio de 5 pisos | 131 |
| Tabla 4-34. Derivas de entrepiso en el eje “Y” – Edificio de 5 pisos | 132 |
| Tabla 4-35. Derivas de entrepiso en el eje “X” – Edificio de 2 pisos | 133 |
| Tabla 4-36. Derivas de entrepiso en el eje “Y” – Edificio de 2 pisos | 134 |
| Tabla 4-37. Derivas de entrepiso en el eje “X” – Edificio de 3 pisos | 135 |
| Tabla 4-38. Derivas de entrepiso en el eje “Y” – Edificio de 3 pisos | 135 |
| Tabla 4-39. Derivas de entrepiso en el eje “X” – Edificio de 4 pisos | 136 |
| Tabla 4-40. Derivas de entrepiso en el eje “Y” – Edificio de 4 pisos | 137 |
| Tabla 4-41. Derivas de entrepiso en el eje “X” – Edificio de 5 pisos | 138 |
| Tabla 4-42. Derivas de entrepiso en el eje “Y” – Edificio de 5 pisos | 139 |
| Tabla 4-43. Fuerzas cortantes en Dirección “X” – Edificio de 2 pisos | 140 |
| Tabla 4-44. Fuerzas cortantes en Dirección “Y” – Edificio de 2 pisos | 141 |
| Tabla 4-45. Fuerzas cortantes en Dirección “X” – Edificio de 3 pisos | 142 |
| Tabla 4-46. Fuerzas cortantes en Dirección “Y” – Edificio de 3 pisos | 142 |
| Tabla 4-47. Fuerzas cortantes en Dirección “X” – Edificio de 4 pisos | 143 |

| | |
|--|-----|
| Tabla 4-48. Fuerzas cortantes en Dirección “Y” – Edificio de 4 pisos | 144 |
| Tabla 4-49. Fuerzas cortantes en Dirección “X” – Edificio de 5 pisos | 145 |
| Tabla 4-50. Fuerzas cortantes en Dirección “Y” – Edificio de 5 pisos | 146 |
| Tabla 4-51. Fuerzas cortantes en Dirección “X” – Edificio de 2 pisos | 147 |
| Tabla 4-52. Fuerzas cortantes en Dirección “Y” – Edificio de 2 pisos | 147 |
| Tabla 4-53. Fuerzas cortantes en Dirección “X” – Edificio de 3 pisos | 148 |
| Tabla 4-54. Fuerzas cortantes en Dirección “Y” – Edificio de 3 pisos | 149 |
| Tabla 4-55. Fuerzas cortantes en Dirección “X” – Edificio de 4 pisos | 150 |
| Tabla 4-56. Fuerzas cortantes en Dirección “Y” – Edificio de 4 pisos | 150 |
| Tabla 4-57. Fuerzas cortantes en Dirección “X” – Edificio de 5 pisos | 151 |
| Tabla 4-58. Fuerzas cortantes en Dirección “Y” – Edificio de 5 pisos | 152 |
| Tabla 4-59. Momento de volteo en Dirección “X” – Edificio de 2 pisos | 153 |
| Tabla 4-60. Momento de volteo en Dirección “Y” – Edificio de 2 pisos | 154 |
| Tabla 4-61. Momento de volteo en Dirección “X” – Edificio de 3 pisos | 154 |
| Tabla 4-62. Momento de volteo en Dirección “Y” – Edificio de 3 pisos | 155 |
| Tabla 4-63. Momento de volteo en Dirección “X” – Edificio de 4 pisos | 155 |
| Tabla 4-64. Momento de volteo en Dirección “Y” – Edificio de 4 pisos | 156 |
| Tabla 4-65. Momento de volteo en Dirección “X” – Edificio de 5 pisos | 156 |
| Tabla 4-66. Momento de volteo en Dirección “Y” – Edificio de 5 pisos | 157 |
| Tabla 4-67. Momento de volteo en Dirección “X” – Edificio de 2 pisos | 157 |
| Tabla 4-68. Momento de volteo en Dirección “Y” – Edificio de 2 pisos | 158 |
| Tabla 4-69. Momento de volteo en Dirección “X” – Edificio de 3 pisos | 158 |
| Tabla 4-70. Momento de volteo en Dirección “Y” – Edificio de 3 pisos | 159 |
| Tabla 4-71. Momento de volteo en Dirección “X” – Edificio de 4 pisos | 159 |
| Tabla 4-72. Momento de volteo en Dirección “Y” – Edificio de 4 pisos | 160 |
| Tabla 4-73. Momento de volteo en Dirección “X” – Edificio de 5 pisos | 160 |
| Tabla 4-74. Momento de volteo en Dirección “Y” – Edificio de 5 pisos | 161 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | Pág. |
|--|------|
| Figura 2-1. Ensayo de Penetración Estándar (SPT) ASTM D1586. (Crespo, 2004) | 30 |
| Figura 2-2. Ciclo de histéresis esfuerzo deformación del suelo (Bran et al., 2009). | 33 |
| Figura 2-3. distribución de presiones en: a) supuesto uniforme, b) Suelos granulares y c) suelos cohesivos (Ortega, 2015). | 38 |
| Figura 2-4. Tipos de zapatas centradas (Ortega, 2015). | 38 |
| Figura 2-5. Sistema pórtico (Rochel, 2012). | 39 |
| Figura 2-6. Mapa sísmico del Perú | 40 |
| Figura 2-7. Placas tectónicas (Silva & Ipanaque, 2009). | 41 |
| Figura 2-8. Movimiento de placas tectónicas en la costa de Perú (Silva & Ipanaque, 2009) | 41 |
| Figura 2-9. Ondas P. (Bolaños & Monroy, 2004). | 42 |
| Figura 2-10. Ondas S (Bolaños & Monroy, 2004). | 43 |
| Figura 2-11. Ondas love (Bolaños & Monroy, 2004). | 43 |
| Figura 2-12. Ondas rayleigh (Bolaños & Monroy, 2004). | 43 |
| Figura 2-13. Modificación del movimiento de campo libre debido a la presencia de estructura (Soriano, 1989) | 44 |
| Figura 2-14. Respuesta sísmica de una estructura sobre roca y sobre suelo blando (Wolf, 1985). | 45 |
| Figura 2-15. Diferencias del movimiento en distintos puntos de un sistema-cimentación-estructura (Adaptado de Wolf, 1985). | 46 |
| Figura 2-16. Modelo base rígido (FEMA 440, 2005) | 47 |
| Figura 2-17. Modelo base flexible (FEMA 440, 2005) | 48 |
| Figura 2-18. Comportamiento Elastoplástico de carga – deformación de suelos (FEMA 356, 2000) | 50 |
| Figura 2-19. Modelo de resorte desacoplado para zapatas rígidas (FEMA 356, 2000) | 50 |
| Figura 2-20. Orientación de ejes para $L \geq B$ (FEMA 356, 2000) | 50 |
| Figura 2-21. Factor de corrección por empotramiento (FEMA 356, 2000) | 51 |
| Figura 2-22. Zonas sísmicas. | 54 |
| Figura 2-23. Esquema Conceptual de del Análisis Dinámico (Cutimbo, 2016) | 57 |
| Figura 2-24. Modos de Vibración, Periodo y Frecuencia (Cutimbo, 2016). | 59 |
| Figura 2-25. Amplificación sísmica E030-2018 | 60 |
| Figura 3-1. Procedimiento y recolección de datos de la investigación | 68 |
| Figura 3-2. Procedimiento y recolección de datos para estudio de suelos | 69 |
| Figura 3-3. Procedimiento y recolección de datos para los modelos estructurales | 69 |
| Figura 3-4. Fotografía satelital del punto de estudio SPT-01 | 70 |

| | |
|---|-----|
| Figura 3-5. Fotografía satelital del punto de estudio SPT-02 | 71 |
| Figura 3-6. Fotografía satelital del punto de estudio SPT-03 | 71 |
| Figura 3-7. Fotografía satelital del punto de estudio SPT-04 | 71 |
| Figura 3-8. Ensayo de Penetración Estándar (SPT) en campo. | 72 |
| Figura 3-9. ingreso de valores en los ejes X, Y. | 77 |
| Figura 3-10. ingreso de valores en Z. | 77 |
| Figura 3-11. Definición de material: concreto $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$. | 78 |
| Figura 3-12. Columna rectangular C-1: 0.60m x 0.40m. | 78 |
| Figura 3-13. Columna rectangular C-2: 0.35m x 0.60m. | 79 |
| Figura 3-14. Columna rectangular C-3: 0.60m x 0.35m. | 79 |
| Figura 3-15. Sección de Viga VP: 0.30m x 0.50m. | 80 |
| Figura 3-16. Sección de Viga VS: 0.30m x 0.40m. | 80 |
| Figura 3-17. Losa aligerada en 1 Dirección eje "Y". | 81 |
| Figura 3-18. Asignacion de columnas, vigas y losas. | 81 |
| Figura 3-19. Restricción en la base. | 82 |
| Figura 3-20. visualización del sistema estructural. | 82 |
| Figura 3-21. Asignación de brazos rígidos. | 83 |
| Figura 3-22. Creación de diafragmas | 83 |
| Figura 3-23. Definición de patrones de carga. | 84 |
| Figura 3-24. Asignación de las cargas por gravedad. | 84 |
| Figura 3-25. Definición de Peso Sísmico. | 85 |
| Figura 3-26. Espectro de Respuesta. | 87 |
| Figura 3-27. Definición de casos de carga en Dirección X. | 87 |
| Figura 3-28. Definición de casos de carga en Dirección Y. | 88 |
| Figura 3-29. Asignación de los coeficientes de rigidez | 93 |
| Figura 3-30. Modelos estructurales en vista 3D | 93 |
| Figura 4-1. Desarrollo de los Número de golpes de SPT | 99 |
| Figura 4-2. Capacidad admisible vs profundidad, en los puntos de estudio. | 100 |
| Figura 4-3. Capacidades admisibles a una profundidad de 1.50 m | 101 |
| Figura 4-4. Capacidades admisibles a una profundidad de 1.80 m | 101 |
| Figura 4-5. Capacidades admisibles a una profundidad de 2.10 m | 102 |
| Figura 4-6. Capacidades admisibles a una profundidad de 2.40 m | 102 |
| Figura 4-7. Desplazamientos de entrepiso en el eje "X" – Edificio de 2 pisos | 104 |
| Figura 4-8. Desplazamientos de entrepiso en el eje "Y" – Edificio de 2 pisos | 105 |
| Figura 4-9. Desplazamientos de entrepiso en el eje "X" – Edificio de 3 pisos | 106 |
| Figura 4-10. Desplazamientos de entrepiso en el eje "Y" – Edificio de 3 pisos | 106 |
| Figura 4-11. Desplazamientos de entrepiso en el eje "X" – Edificio de 4 pisos | 107 |

| | |
|---|-----|
| Figura 4-12. Desplazamientos de entrepiso eje en el “Y” – Edificio de 4 pisos | 108 |
| Figura 4-13. Desplazamientos de entrepiso en el eje “X” – Edificio de 5 pisos | 109 |
| Figura 4-14. Desplazamientos de entrepiso en el eje “Y” – Edificio de 5 pisos | 110 |
| Figura 4-15. Desplazamientos de entrepiso en el eje “X” – Edificio de 2 pisos | 111 |
| Figura 4-16. Desplazamientos de entrepiso en el eje “Y” – Edificio de 2 pisos | 111 |
| Figura 4-17. Desplazamientos de entrepiso en el eje “X” – Edificio de 3 pisos | 112 |
| Figura 4-18. Desplazamientos de entrepiso en el eje “Y” – Edificio de 3 pisos | 113 |
| Figura 4-19. Desplazamientos de entrepiso en el eje “X” – Edificio de 4 pisos | 114 |
| Figura 4-20. Desplazamientos de entrepiso en el eje “Y” – Edificio de 4 pisos | 115 |
| Figura 4-21. Desplazamientos de entrepiso en el eje “X” – Edificio de 5 pisos | 116 |
| Figura 4-22. Desplazamientos de entrepiso en el eje “Y” – Edificio de 5 pisos | 116 |
| Figura 4-23. Periodos naturales – Edificio de 2 pisos | 118 |
| Figura 4-24. Periodos naturales – Edificio de 3 pisos | 119 |
| Figura 4-25. Periodos naturales – Edificio de 4 pisos | 120 |
| Figura 4-26. Periodos naturales – Edificio de 5 pisos | 121 |
| Figura 4-27. Periodos naturales – Edificio de 2 pisos | 122 |
| Figura 4-28. Periodos naturales – Edificio de 3 pisos | 123 |
| Figura 4-29. Periodos naturales – Edificio de 4 pisos | 124 |
| Figura 4-30. Periodos naturales – Edificio de 5 pisos | 125 |
| Figura 4-31. Derivas de entrepiso en el eje “X” – Edificio de 2 pisos | 126 |
| Figura 4-32. Derivas de entrepiso en el eje “Y” – Edificio de 2 pisos | 127 |
| Figura 4-33. Derivas de entrepiso en el eje “X” – Edificio de 3 pisos | 128 |
| Figura 4-34. Derivas de entrepiso en el eje “Y” – Edificio de 3 pisos | 129 |
| Figura 4-35. Derivas de entrepiso en el eje “X” – Edificio de 4 pisos | 130 |
| Figura 4-36. Derivas de entrepiso en el eje “Y” – Edificio de 4 pisos | 130 |
| Figura 4-37. Derivas de entrepiso en el eje “X” – Edificio de 5 pisos | 132 |
| Figura 4-38. Derivas de entrepiso en el eje “Y” – Edificio de 5 pisos | 132 |
| Figura 4-39. Derivas de entrepiso en el eje “X” – Edificio de 2 pisos | 133 |
| Figura 4-40. Derivas de entrepiso en el eje “Y” – Edificio de 2 pisos | 134 |
| Figura 4-41. Derivas de entrepiso en el eje “X” – Edificio de 3 pisos | 135 |
| Figura 4-42. Derivas de entrepiso en el eje “Y” – Edificio de 3 pisos | 136 |
| Figura 4-43. Derivas de entrepiso en el eje “X” – Edificio de 4 pisos | 137 |
| Figura 4-44. Derivas de entrepiso en el eje “Y” – Edificio de 4 pisos | 137 |
| Figura 4-45. Derivas de entrepiso en el eje “X” – Edificio de 5 pisos | 138 |
| Figura 4-46. Derivas de entrepiso en el eje “Y” – Edificio de 5 pisos | 139 |
| Figura 4-47. Fuerzas cortantes en Dirección “X” – Edificio de 2 pisos | 140 |
| Figura 4-48. Fuerzas cortantes en Dirección “Y” – Edificio de 2 pisos | 141 |

| | |
|--|-----|
| Figura 4-49. Fuerzas cortantes en Dirección "X" – Edificio de 3 pisos | 142 |
| Figura 4-50. Fuerzas cortantes en Dirección "Y" – Edificio de 3 pisos | 143 |
| Figura 4-51. Fuerzas cortantes en Dirección "X" – Edificio de 4 pisos | 144 |
| Figura 4-52. Fuerzas cortantes en Dirección "Y" – Edificio de 4 pisos | 144 |
| Figura 4-53. Fuerzas cortantes en Dirección "X" – Edificio de 5 pisos | 145 |
| Figura 4-54. Fuerzas cortantes en Dirección "Y" – Edificio de 5 pisos | 146 |
| Figura 4-55. Fuerzas cortantes en Dirección "X" – Edificio de 2 pisos | 147 |
| Figura 4-56. Fuerzas cortantes en Dirección "Y" – Edificio de 2 pisos | 148 |
| Figura 4-57. Fuerzas cortantes en Dirección "X" – Edificio de 3 pisos | 149 |
| Figura 4-58. Fuerzas cortantes en Dirección "Y" – Edificio de 3 pisos | 149 |
| Figura 4-59. Fuerzas cortantes en Dirección "X" – Edificio de 4 pisos | 150 |
| Figura 4-60. Fuerzas cortantes en Dirección "Y" – Edificio de 4 pisos | 151 |
| Figura 4-61. Fuerzas cortantes en Dirección "X" – Edificio de 5 pisos | 152 |
| Figura 4-62. Fuerzas cortantes en Dirección "Y" – Edificio de 5 pisos | 152 |
| Figura 4-63. Momento de volteo – Edificio de 2 pisos | 154 |
| Figura 4-64. Momento de volteo – Edificio de 3 pisos | 155 |
| Figura 4-65. Momento de volteo – Edificio de 4 pisos | 156 |
| Figura 4-66. Momento de volteo – Edificio de 5 pisos | 157 |
| Figura 4-67. Momento de volteo – Edificio de 2 pisos | 158 |
| Figura 4-68. Momento de volteo – Edificio de 3 pisos | 159 |
| Figura 4-69. Momento de volteo – Edificio de 4 pisos | 160 |
| Figura 4-70. Momento de volteo – Edificio de 5 pisos | 161 |
| Figura 4-71. Incremento de desplazamientos en edificios de 2 pisos. | 162 |
| Figura 4-72. Incremento de desplazamientos en edificios de 3 pisos. | 162 |
| Figura 4-73. Incremento de desplazamientos en edificios de 4 pisos. | 163 |
| Figura 4-74. Incremento de desplazamientos en edificios de 5 pisos. | 163 |
| Figura 4-75. Incremento de periodo de vibracion de edificio planta cuadrada y rectangular. | 164 |
| Figura 4-76. Incremento de distorsiones en edificios de 2 pisos. | 164 |
| Figura 4-77. Incremento de distorsiones en edificios de 3 pisos. | 165 |
| Figura 4-78. Incremento de distorsiones en edificios de 4 pisos. | 165 |
| Figura 4-79. Incremento de distorsiones en edificios de 5 pisos. | 166 |
| Figura 4-80. Incremento de fuerza cortante en edificios de 2 y 3 pisos. | 166 |
| Figura 4-81. Incremento de fuerza cortante en edificios de 4 y 5 pisos. | 167 |
| Figura 4-82. Incremento de momento de volteo en edificios de 2 y 3 pisos. | 167 |
| Figura 4-83. Incremento de momento de volteo en edificios de 2 y 3 pisos. | 168 |
| Figura 4-84. Influencia de la ISE en el modelo estructural con planta cuadrada. | 168 |

| | |
|---|-----|
| Figura 4-85. Influencia de la ISE en el modelo estructural con planta Rectangular | 169 |
| Figura 4-86. Capacidad Admisible a diferentes profundidades y puntos. | 169 |
| Figura 4-87. Incremento de desplazamientos con ISE | 170 |
| Figura 4-88. Incremento de Periodos de vibración con ISE | 171 |
| Figura 4-89. Incremento de distorsiones con ISE | 171 |

ÍNDICE DE ANEXOS

| | |
|---|-----|
| Anexo A. Estudio de mecánica de suelos (ensayos de SPT). | 178 |
| Anexo B. Planos de arquitectura y cimentaciones de los modelos estructurales. | 203 |

SÍMBOLOS USADOS

| | | |
|--------------|---|-----------------------|
| ASTM | American Association of State Highway and Transportation Officials. | [-] |
| B | Ancho de la Fundación | [m] |
| β_x | Factor de corrección por empotramiento para traslación en X | [-] |
| β_y | Factor de corrección por empotramiento para traslación en Y | [-] |
| β_z | Factor de corrección por empotramiento para traslación en Z | [-] |
| β_{xx} | Factor de corrección por empotramiento para la rotación en X | [-] |
| β_{yy} | Factor de corrección por empotramiento para la rotación en Y | [-] |
| β_{zz} | Factor de corrección por empotramiento para la rotación en Z | [-] |
| C | Factor de Amplificación sísmica | [-] |
| d | Peralte de la Fundación | [m] |
| D | Profundidad de desplante | [m] |
| E_s | Módulo de Elasticidad | [MPa] |
| F_s | Factor de Seguridad | [-] |
| FEMA | Federal Emergency Management Agency | [-] |
| G | Modulo Dinámico de Corte | [kg/cm ²] |
| G_0 | Modulo Dinámico de Corte Inicial | [kg/cm ²] |
| h | Altura al centroide de la fundación | [m] |
| K_x | Traslación a lo Largo del eje X | [Ton/m] |
| K_y | Traslación a lo largo del eje Y | [Ton/m] |
| K_z | Traslación a lo largo del eje Z | [Ton/m] |
| K_{xx} | Rotación Sobre el eje X | [Ton-m] |
| K_{yy} | Rotación sobre el eje Y | [Ton-m] |
| K_{zz} | Rotación sobre el eje Z | [Ton-m] |
| L | Longitud de la Fundación | [m] |
| SPT | Standard Penetration Test | [N] |
| N_{60} | Porcentaje de Energía de Golpeo | [-] |
| S | Tipo de suelo | [-] |
| NEHRP | National Earthquake Hazards Reducction Program | [-] |
| R | Factor de Reducción | [-] |
| q_u | Capacidad Ultima | [kg/cm ²] |
| ν | Coeficiente de Poisson | [-] |
| Z | Factor de Zona | [-] |

RESUMEN

La presente investigación tiene como propósito estimar la influencia de la interacción suelo-estructura en viviendas con sistema aporticado con fundaciones aisladas en la ciudad de Juliaca. La respuesta sísmica de una estructura se ve afectado por la interacción del suelo de apoyo, la cimentación y la estructura, sin embargo, el análisis y diseño convencional no considera el comportamiento real del suelo, cuando una estructura es desplantada sobre él. En este trabajo se determinó las propiedades dinámicas del suelo mediante correlaciones, para calcular las rigideces de la cimentación mediante la idealización de resortes adaptado de FEMA 356, para ello, se tuvo dos modelos estructurales de planta cuadrada y planta rectangular de 2, 3, 4 y 5 pisos, estas mismas fueron modelados y analizados en ETABS 2016, en él mismo se realizó el análisis con base rígida y posteriormente se asignó la flexibilidad de la base de fundación. La capacidad portante del suelo se determinó mediante el ensayo de SPT en los cuatro puntos de estudio. En edificios de 2 pisos en ambos modelos estructurales la modificación de la respuesta sísmica no es significativa, sin embargo, los edificios de 3, 4 y 5 pisos presentan mayor modificación de la respuesta sísmica debido a su mayor incremento al presentarse el fenómeno de la interacción suelo-estructura, por otro lado, las cortantes en la base y los momentos de volteo evidencian una mínima modificación debido a la flexibilidad de la base. Los edificios de 4 y 5 pisos en ambos modelos estructurales generan mayor influencia de la interacción suelo-estructura en los puntos de estudio en la ciudad de Juliaca.

Palabras Clave: Interacción suelo-estructura, Respuesta sísmica, base empotrada, base flexible, Ensayo de SPT.

ABSTRACT

The purpose of this research is to estimate the influence of the soil-structure interaction in homes with a system contributed with isolated foundations in the city of Juliaca. The seismic response of a structure is affected by the interaction of the supporting soil, the foundation and the structure, however, the conventional analysis and design does not consider the real behavior of the soil, when a structure is displaced on it. In this work the dynamic properties of the soil were determined by means of correlations, to calculate the rigidities of the foundation by means of the idealization of adapted springs of FEMA 356, for it, it had two structural models of square plant and rectangular plant of 2, 3, 4 and 5 floors, these were modeled and analyzed in ETABS 2016, in it the analysis was carried out with a rigid base and later the flexibility of the foundation basis was assigned. The carrying capacity of the soil was determined by the SPT test in the four study points. In buildings of 2 floors in both structural models the modification of the seismic response is not significant, however, the buildings of 3, 4 and 5 floors show greater modification of the seismic response due to its greater increase when the phenomenon of interaction occurs floor-structure, on the other hand, the shear in the base and the turning moments show a minimal modification due to the flexibility of the base. The buildings of 4 and 5 floors in both structural models generate greater influence of the soil-structure interaction in the study points in the city of Juliaca.

Keywords: Soil-structure interaction, seismic response, embedded base, flexible base, SPT test.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

1.1 Identificación del problema

El Perú forma parte del cinturón de fuego del pacífico en donde se desarrolla el 80% de sismos alrededor del mundo, “donde la tierra libera más del 85% del total de su energía en forma de terremotos y erupciones volcánicas” (Tavera, 2001). Según la clasificación mundial de la escala Mercalli Modificada le corresponde 9 grados de efecto ruinoso (se abren grietas en el suelo). A consecuencia de los eventos sismos, se tuvieron pérdidas humanas, afectación a edificios que en algunos casos colapsaron, etc. (e.g. Arequipa 1582, Lima 1974, Pisco 2007).

Villareal (2009), indica que “las construcciones en zonas sísmicas se incrementan a diario en nuestro país. En consecuencia, la seguridad estructural tiene un valor importante en el desarrollo nacional”. Los propietarios en nuestro país optan por la reducción de costos en la construcción, exponiendo la seguridad de éstas, muchas veces generando pérdidas de vidas humanas, materiales, etc.

En la actualidad las edificaciones en el Perú se diseñan sin considerar la interacción suelo-estructuras (ISE). Cabe resaltar, que este problema ha sido estudiado de manera muy importante por diferentes autores, concluyendo, que al considerar el suelo de fundación real en el análisis y diseño de las estructuras influye mucho en las respuestas sísmicas, debido a que el comportamiento del edificio es más real ante eventos sísmicos. Varias investigaciones demuestran que reduce las fuerzas internas de los elementos estructurales y aumenta los desplazamientos asemejándose más a la realidad. Por otro lado, cuando la base es considerada como flexible, ésta disipa parte de la energía generada por los sismos, comportándose como un disipador natural de energía.

Según el Plan de Desarrollo Urbano de la ciudad de Juliaca, las construcciones de edificaciones de diferentes categorías van incrementándose a diario. Estas consideran como el modelo tradicional del péndulo invertido, consideran la base como empotrada y se ejecutan sin asistencia técnica a nivel de proyecto y ejecución. En la mayor parte de las viviendas construidas no han considerado el estudio geológico del suelo, esto implica que la estructura sufra inestabilidad, riesgo de fracturas en los elementos estructurales, volteo ante las acciones sísmicas, y entre otras acciones que pone en riesgo a los habitantes.

Considerando esta problemática, es importante realizar el estudio de la influencia de la interacción suelo-estructura en la etapa del análisis estructural, ya que el comportamiento del suelo-cimentación-superestructura actúan como un solo elementos ante eventos sísmicos acercándose más a la realidad.

1.2 Planteamiento del problema

1.2.1 Problema general

¿Cómo influye el efecto de la interacción suelo-estructura (ISE) en el comportamiento de las viviendas aporticadas con variación en la configuración geométrica en planta y número de pisos cimentadas con zapatas aisladas en la ciudad de Juliaca?

1.2.2 Problemas específicos

- ¿Cuál será la capacidad portante del suelo en los puntos de estudio de la ciudad de Juliaca?
- ¿Cuál es la diferencia de la respuesta sísmica con base empotrada y la Interacción suelo-estructura en el análisis de las estructuras en los puntos de estudio de la ciudad de Juliaca?
- ¿Cuál es la influencia de la interacción suelo-estructura en los puntos de estudio de la ciudad de Juliaca?

1.3 Justificación

La finalidad de esta investigación es estimar la influencia de la interacción suelo-estructura en viviendas aporticadas en la ciudad de Juliaca, como se sabe que las construcciones se incrementan a diario en zonas sísmicas en nuestro país, en consecuencia, durante un evento sísmico se tienen pérdidas de materiales y pérdida de vidas humanas. La inestabilidad del suelo afecta la estabilidad de la estructura generando costos adicionales, debido a que los propietarios obvian el estudio de mecánica de suelos a nivel proyecto y ejecución.

La implementación de nueva metodología exacta para el cálculo sísmico de estructuras que considere la influencia o el efecto de la interacción suelo-estructura en el análisis de proyectos, será trascendental en el desarrollo de nuevas edificaciones más seguras y confiables. La respuesta sísmica de una estructura se ve afectado por tres sistemas; el suelo de apoyo, la cimentación y la estructura, en consecuente la interacción suelo-estructura consiste en hacer participar el suelo como parte del análisis y diseño de

edificaciones, debido a que ésta absorbe parte de la energía genera por los sismos comportándose como un aislante natural de la estructura, por lo tanto, el evidenciar los efectos de la interacción suelo-estructura se traduce en grandes beneficios en el análisis y diseño de estructuras debido a que ninguna edificación puede aislarse del suelo de fundación.

Por la importancia de cumplir con la filosofía y principio que rige la norma E 030 Diseño Sismorresistente, la investigación realizada tiene como objetivo aplicar la interacción suelo-estructura en los diferentes puntos de estudio de la ciudad de Juliaca, ya que el comportamiento de la estructura será más real ante un evento sísmico.

1.4 Objetivos de la investigación

1.5 Objetivo general

Determinar la influencia de la interacción suelo-estructura (ISE) en el comportamiento de las viviendas aporticadas con variación en la configuración geométrica en planta y número de pisos cimentadas con zapatas aisladas en la ciudad de Juliaca.

1.5.1 Objetivos específicos

- Determinar la capacidad portante del suelo en los puntos de estudio de la ciudad de Juliaca.
- Obtener la diferencia en la respuesta sísmica con base empotrada y la interacción suelo-estructura en el análisis de las estructuras en los puntos de estudio de la ciudad de Juliaca.
- Determinar la influencia de la interacción suelo-estructura en los puntos de estudio de la ciudad de Juliaca.

CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1 Antecedentes de investigación

Angulo (2017), título: Análisis sísmico de un edificio de siete pisos con sótano utilizando interacción suelo-estructura en el distrito de San Juan de Lurigancho, Lima, 2017. El objetivo de esta investigación es determinar las características del análisis sísmico de edificaciones con sótano utilizando interacción suelo-estructura. Consideró tres modelos de estructura. Modelo I, que no considera la estructura del sótano, del cual se obtiene menores desplazamientos y fuerzas internas en los elementos estructurales, esto debido a que la estructura ve reducido su peso y por lo tanto se obtiene una menor fuerza cortante. Considerando un Modelo II con base empotrada en el nivel del sótano, del cual se obtienen desplazamientos y fuerzas mayores, esto debido a que se genera una mayor fuerza cortante producto de la rigidez en la base, la presencia del sótano incrementa las derivas de los pisos y se debería rediseñar los elementos estructurales. En el Modelo III, incluye la interacción suelo-estructura se generan menor fuerza cortante debido al efecto de la IES, al incluir la flexibilidad del suelo de fundación en el análisis sísmico, lo cual, si se logra que la estructura sea más flexible, esto se nota en el incremento del periodo de vibración, debido a que parte de la energía generada por el sismo es absorbido por el suelo de fundación ya que este trabaja como un resorte en las bases.

Sucasaca & Mamani (2016), título: Interacción Suelo-Estructura en el Bloque II de la Tribuna Occidente del Estadio Universitario UNA-PUNO. El objetivo de la investigación es evaluar los efectos de interacción suelo estructura en el estadio universitario de la UNA-PUNO. Concluyeron que para el análisis del periodo de vibración el resultado va en aumento de 0.876 seg., para el modelo con base empotrada a valores de 0.882 seg, 0.889 seg, 0.893 seg, y 0.917 seg. Considerando efectos de interacción suelo estructura en los modelos de apoyo flexible: Norma Rusa, Winkler, Barkan y Fema; respectivamente, para el edificio con efectos de interacción suelo estructura respecto a la estructura convencional las derivas máximas de entre piso han aumentado en varios porcentajes. En cuanto al modelo Fema ha aumentado 252.06% en X y 470.38% en Y, para el modelo Barkan ha aumentado 146.46% en X y 292.93% en Y, para el modelo Winkler ha aumentado 34.12% en X y 53.03% en Y; y en el modelo Norma Rusa ha aumentado 23.27% en X y 49.94% en Y, mientras para la estructura con efectos de interacción suelo estructura, respecto a la estructura convencional; la participación de masas en el análisis sísmico modal espectral tiene una mejor distribución, reduciendo de esta manera los modos de vibración; notándose

este cambio significativamente en la participación de masa UY donde pasa de 69.31% en el modo de vibración 7 del apoyo empotrado a 62.31% y 57.93% de masa participativa en el modo 4 modelo Fema y Barkan respectivamente.

Carhuapoma & Parodi (2015), realizaron un análisis sísmico de interacción suelo-estructura de un pórtico, con diferentes modelos dinámicos (Barkan, Llichev, Sargsian y Norma Rusa), que consideran la flexibilidad y las propiedades inerciales del suelo de fundación. Al considerar la Interacción suelo-estructura se produce el incremento del periodo del primer modo vibración hasta 8.98% para Barkan, 26.64% para Llichev, 31.78% para Sargsian y 10.75% para Norma Rusa, de igual forma existe disminución de las frecuencias al primer modo de vibración para los modelos mencionados anteriormente. También existe el incremento de los desplazamientos máximos del centro de masas en el sentido OX 8.22% para Barkan, 30.36% para Llichev, 36.66% para Sargsian y 9.60% para Norma Rusa. En el sentido OY 8.26% para Barkan, 29.98% para Llichev, 37.85% para Sargsian y 10.06% para Norma Rusa. De igual forma la reducción de las fuerzas axiales máximas en un 7.34% para Barkan, 19.06% para Llichev, 21.06% para Sargsian y 9.12% para Norma Rusa. Reducción de las fuerzas cortantes máximas hasta un 15.66% para Barkan, 25.98% para Llichev, 26% para Sargsian y 17.96% para la Norma Rusa. Reducción de los momentos flectores máximos hasta en un 25.48% para Barkan, 18.14% para Llichev, 17.41% para Sargsian y 25.52% para Norma Rusa.

Angamarca (2008), realizó la investigación sobre: “Estudio de los efectos de interacción suelo-estructura en cimentaciones superficiales en edificaciones”, concluye que existen una reducción en el desplazamiento de fluencia, incremento en la ductilidad y amortiguamiento efectivo y con ello incremento en la ductilidad natural de la estructura de cimentaciones flexibles que se da en suelos blandos, al estar la estructura apoyada en el suelo y según FEMA 440 que considera que la rigidez del suelo actúa en conjunto con la de la estructura, se puede observar que la rigidez del sistema se reduce en un 6.02% cuando esta es diseñada con zapata aislada, con zapata corrida en un 4.09% y con losa de cimentación tiende a 3.07%; lo cual disminuye significativamente la respuesta estructural en edificaciones con zapatas aisladas y en caso de losas de cimentación es muy poco su afectación, esto indica que al considerar los efectos de interacción inercial, sabiendo que se reduce las cuantías de acero, ello no afirma a decir que las derivas de entrepiso van a cumplir con lo dispuesto en los códigos de diseño, pues podemos visualizar en los resultados del ANLHT desarrollado en el opensees que las derivas de entrepiso en el eje X tienen un incremento hasta en un 3.89% cuando tenemos una cimentación con zapatas aisladas, mientras que en el eje Y cuando estas se diseñan con zapatas aisladas tienden a una variación de 7.74%, estos efectos no pueden ser considerados como

favorables o desfavorables a la respuesta estructural, pues en el último piso del edificio evaluado las derivas disminuyen hasta en 8.05% en el eje X, cuando se diseñan con losas de cimentación. Es por ello que su consideración requiere de un tratamiento especial durante el diseño sísmico de la estructura. El ANLHT es una excelente herramienta para evaluar el desempeño de la estructura, también nos mostró el análisis de un sistema inelástico efectuada previamente por la ISE.

Saucedo (2016), realizó el estudio sobre: “Efectos de interacción suelo estructura en suelos muy rígido, intermedio y blando en el comportamiento estructural del edificio clínica Los Frenos, Cajamarca” concluye que los efectos de interacción suelo-estructura disminuye el comportamiento estructural del edificio en estudio, ya que las derivas se maximizan en el primer piso en los tres tipos de suelos. Los periodos de vibración van en aumento de 0.191 seg., con empotramiento en la base a valores de 0.211 seg., 0.270 seg., y 0.476 seg. considerando los efectos de ISE en suelos muy rígido, intermedio y blando. En cuanto al centro de masa y rigidez con base empotrado y con efectos de ISE, el centro de masa no sufre alteraciones y mientras tanto el centro de rigidez con suelo muy rígido se desplaza -24% en el tercer piso, un -11% con suelo intermedio en el cuarto piso y -18% con suelo blando en el tercer piso. Las fuerzas en la base en suelos muy rígido e intermedio tienden a disminuir en 29% y 24% y para suelo blando se incrementa en 12%. Para edificio con efectos de ISE las derivas de entrepiso tienen un incremento considerable, en suelo muy rígido se incrementa en 13.85% en X y 3.85% en Y, para suelo intermedio en 102.56% en X y 49.22% en Y, y en suelo blando en 842.11% en X y 502.53% en Y. Los desplazamientos muestran un aumento al considerar los efectos de ISE, en suelo muy rígido hasta en un 50%, para suelo intermedio tiende a 240%, y mientras en suelo blando se tiene un incremento de 1900%, todo esto se da en el primer piso de la estructura.

2.2 Marco conceptual

2.2.1 Mecánica de suelos

El Dr. Karl Terzaghi (1973) definió la “Mecánica de Suelos como la aplicación de las leyes de la Mecánica y la Hidráulica a los problemas de ingeniería que tratan con sedimentos y otras acumulaciones no consolidadas de partículas sólidas, producto de la desintegración química y mecánica de las rocas”

Crespo (2004), define que el “suelo es una delgada capa sobre la corteza terrestre de material que proviene de la desintegración y/o alteración física y/o química de las rocas y de los residuos de las actividades de los seres vivos que sobre ella se asientan”.

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones en la E 050 estructuras menciona algunos conceptos importantes de EMS. En el Art. 1 sobre el objetivo describe que los EMS se ejecutaran con la finalidad de asegurar la estabilidad y permanencia de las obras. También en casos donde exige la obligatoriedad de efectuar el EMS como esta descrito en la norma. En el Art. 4 describe el Estudio de Mecánica de Suelos como los metrados de cargas estimado para la estructura y que cumplen con los requisitos para el Programa de Investigación descritos en el Art. 11.

Carrillo (2008), menciona que “la respuesta sísmica de las edificaciones depende de las vibraciones del suelo y del diseño estructural de las mismas; en algunos casos se puede llegar a la ruina de un edificio estructuralmente capaz de soportar un sismo, debido a las condiciones particulares del suelo.”

2.2.1.1 Estimación de las propiedades resistentes del suelo

Muchos de las investigaciones llevadas a cabo en laboratorios en alrededor del mundo, demuestran el campo de la aplicabilidad del método Standard Penetration Test (SPT), en relación con los parámetros del subsuelo.

El Ensayo de Penetración Estándar (SPT), consiste en la introducción en el fondo de un sondeo geotécnico de una toma de muestra normalizado unido a un tren de varillas, mediante el golpe en la cabeza de ellas con una maza de 63.5 kg de peso, cayendo desde una altura de 76 cm. El golpeo se contabiliza en tres o cuatro tramos de 15 cm de avance cada uno, denominándose valor N a la suma de los valores segundo y tercero. Este ensayo es uno de los más antiguos en la ingeniería geotecnia, y su uso universal durante décadas, en todo tipo de terrenos, ha permitido establecer numerosas correlaciones con otros parámetros geotécnicos, así como la difusión de fórmulas empíricas para cálculos directos de capacidad portante y asentamientos, entre otros, Normalizado por la ASTM D1586.

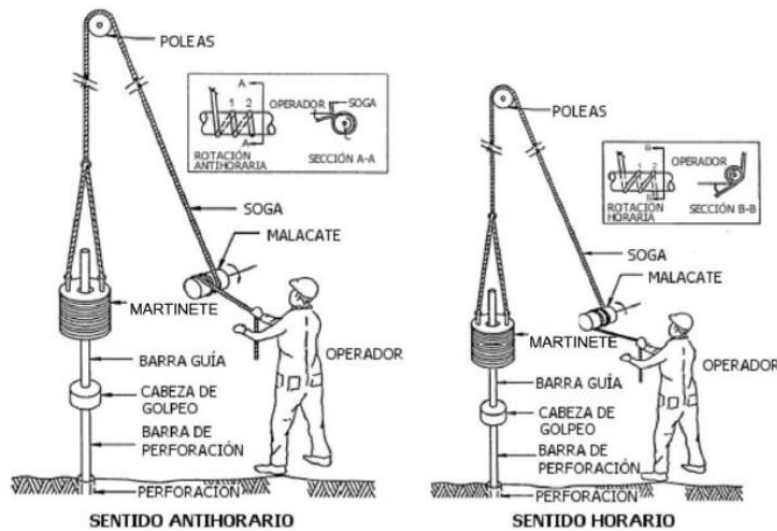


Figura 2-1. Ensayo de Penetración Estándar (SPT) ASTM D1586. (Crespo, 2004)

2.2.1.1.1 Relación entre el número de golpes N y la consistencia de arcillas

Se puede estimar en forma aproximada la resistencia de la compresión simple (q_u) en función de N , para los tipos de suelos que indica, mediante las siguientes relaciones.

Tabla 2-1.
Relación entre número N de golpes y arcillas.

| | | | |
|------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------|
| Arcilla | $q_u = \frac{N}{8}$ | (kg/cm ²) | TERZAGHI |
| Arcilla limosa | $q_u = \frac{N}{5}$ | (kg/cm ²) | TERZAGHI Y PECK |
| Arcilla arenosa limosa | $q_u = \frac{N}{7.5}$ | (kg/cm ²) | TERZAGHI Y PECK |
| Loes | $q_u = \frac{N}{4.5}$ | (kg/cm ²) | TERZAGHI |

Nota: fuente: (R. Fernández, 2015)

En todo caso sería naturalmente riesgoso e incluso peligroso, pretender deducir directamente q_u de N en una región donde no se hubiera realizado jamás ensayos previos comparativos. Según Graux (1980) como se citó en (R. Fernández, 2015), se puede ligar la resistencia a la compresión simple de arcillas con el valor de N por medio de la siguiente expresión:

$$q_u = 0.133N \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$$

Ecuación 2-1. Resistencia a la compresión simple

Tabla 2-2.
Prueba de Ensayo Penetración Estándar (SPT)

| <i>N</i> | En Arcillas | | ϕ Ángulo de fricción interna | <i>E</i> kg/cm ² |
|----------|---|--------------|-----------------------------------|-----------------------------|
| | <i>q_u</i> kg/cm ² | Descripción | | |
| < 2 | < 0.25 | Muy blanda | 0° | 3 |
| 2 - 4 | 0.25 - 0.50 | Blanda | 0 - 2 | 30 |
| 4 - 8 | 0.50 - 1.00 | Media | 2 - 4 | 45 - 90 |
| 8 - 15 | 1.00 - 2.00 | Compacta | 4 - 6 | 90 - 200 |
| 15 - 30 | 2.00 - 4.00 | Muy compacta | 6 - 12 | > 200 |
| > 30 | > 4.00 | Dura | > 14 | > 200 |

Nota: Fuente: (Crespo, 2004)

2.2.2 Dinámica de suelos

Díaz (2005), define la Dinámica de Suelos como “la rama de la ingeniería civil que estudia las propiedades y el comportamiento de los suelos sometidos a carga dinámica”. Al transcurrir los años la dinámica de suelos ha evolucionado independientemente, con procedimientos teóricos como experimentales que sin duda ha requerido de otros estudios como la mecánica de suelos, dinámica estructural, dinámica del medio continuo y la ingeniería sísmica.

Así mismo Alva (2002), define que “la Dinámica de Suelos es una parte especializada de la Mecánica de Suelos que trata sobre el comportamiento del suelo y la respuesta de masas de suelo durante la aplicación rápida de carga”.

Dentro de los comportamientos que el suelo presenta ante cargas o solicitaciones dinámicas se puede mencionar:

- Pérdida de resistencia o pérdida de la capacidad portante del suelo (licuefacción).
- Cambios de volumen en el suelo (densificación).
- Cambios en el estado de esfuerzos de las masas de suelos.
- Amplificación dinámica y resonancia en los suelos.

Este comportamiento especial que tiene el suelo ante cargas cíclicas solo puede ser comprendido y anticipado con las Dinámica de Suelos, a través del estudio y determinación de lo que se conoce como “Parámetros Dinámicos de Suelo”, los cuales se utilizan como datos en modelos matemáticos para análisis sísmico y aplicaciones de diseño de estructuras (Bran, Gonzalez, & Ortiz, 2009).

2.2.2.1 Propiedades dinámicas

Las propiedades dinámicas del suelo definen el comportamiento que este asumirá ante una sollicitación sísmica.

Las cargas dinámicas inducidas en el suelo ya sea por acción de sismo o por otro tipo de fenómeno, lo que se debe tener en claro es que el comportamiento esfuerzo-deformación con el que reacciona el suelo es de carácter no lineal y no uniforme bajo cargas de tipo dinámico que varían en función del tiempo. Dichas cargas dinámicas generan una respuesta de igual modo variable con el tiempo en el suelo, algo que no ocurre con las cargas estáticas. Básicamente es donde surge la complejidad para obtener las propiedades dinámicas del suelo, por pruebas de laboratorio o mediante pruebas de campo, esto sin considerar la incertidumbre que se tiene al extraer muestras representativas y las alteraciones que estas pueden sufrir durante el transporte al lugar de los ensayos.

Díaz (2005), menciona que “los ensayos de los suelos sometidos a cargas dinámicas pueden realizarse mediante ensayos de laboratorio o mediante técnicas de campo”, y así obtener las propiedades dinámicas del suelo como son:

- Módulo de Young, E.
- Módulo de corte, G.
- Módulo de deformación volumétrica, K.
- Coeficiente de Poisson, ν .
- Amortiguamiento, ξ
- Propiedades de esfuerzo-deformación
- Parámetros de licuación
- Resistencia al esfuerzo cíclico en función de la velocidad de aplicación de la carga.

Como punto importante, los ensayos de dinámica de suelo se realizan con el objetivo de proporcionar información básica para el análisis y diseño, y obtener la base experimental que permita el desarrollo de las ecuaciones constitutivas (Díaz, 2005).

2.2.2.2 Módulo dinámico de corte del suelo (G)

El módulo de rigidez a corte (G) queda definido matemáticamente por la relación:

$$G = \frac{\Delta \tau}{\Delta \gamma}$$

Ecuación 2-2

Donde:

τ = Esfuerzo cortante Unitario

γ = Deformación cortante

El módulo de rigidez a corte (G) es una de las propiedades más importantes en el análisis dinámico del suelo, ya que es el parámetro directo y representativo en el cálculo de esfuerzos y deformaciones que experimenta. Como se ha visto el suelo presenta un comportamiento no lineal entre esfuerzos y deformaciones o más bien, es una relación curvilínea que se conoce como "Ciclo de histéresis esfuerzo-deformación del material" (Figura 2-2); por este motivo, se define el módulo de rigidez a cortante del suelo (G) como la pendiente de la secante que une los puntos extremos de dicho ciclo, G_1 y G_2 . (Bran et al., 2009).

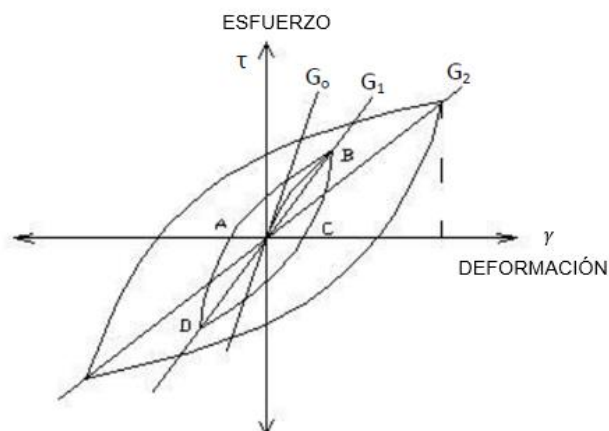


Figura 2-2. Ciclo de histéresis esfuerzo deformación del suelo (Bran et al., 2009).

Para deformaciones muy pequeñas, la relación anterior (relación no lineal entre esfuerzos y deformaciones) viene dada por la pendiente de la tangente a la curva esfuerzo-deformación en el origen, (ver figura 1), y recibe el nombre de "módulo de rigidez inicial" (G_0 ó $G_{máx}$) y tiene la característica de ser el valor más grande del módulo de rigidez a cortante en el rango lineal-elástico del suelo, por lo general para deformaciones menores a $\gamma = 10^{-4}\%$. Como se puede observar, al aumentar las deformaciones, esta relación comienza a variar, por tanto, es necesario establecer el nivel de deformación para el cual se determina el módulo de corte (G). (Bran et al., 2009).

El módulo de rigidez a cortante (G), se usa para predecir desplazamientos debidos a vibraciones de cimentaciones sujetas a cargas cíclicas, así como las sollicitaciones impuestas por un sismo.

La determinación in situ del módulo dinámico esfuerzo-deformación requiere la medición de ondas cortantes (Rayleigh o de compresión) para lo cual se utilizan técnicas sísmicas, en las que a través de una fuente de choque y una unidad electrónica; se observa y se mide el arribo de las ondas Rayleigh (y otras). La relación entre la velocidad de las ondas de cortante y el módulo dinámico de corte es la siguiente:

$$G = \rho V_S^2$$

Ecuación 2-3. Modulo Dinámico de corte

Donde:

G = Modulo dinámico de corte

ρ = Densidad del suelo = γ/g

V_S = Velocidad de onda de corte

Además, según la teoría de la elasticidad el módulo cortante G se relaciona con el módulo de elasticidad (E_S)

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

Ecuación 2-4. Modulo Dinámico de corte

Donde:

G = Modulo dinámico de corte

E_S = Módulo de elasticidad

ν = Relación de Poisson, adimensional

2.2.2.3 Módulo de Elasticidad del suelo (E_S)

El módulo de Elasticidad (E_S) de un suelo, se define como la relación lineal elástica entre un esfuerzo aplicado y la correspondiente deformación producida en dicha dirección de aplicación. Dicho de otra manera, el módulo de elasticidad es la relación esfuerzo-deformación que solo puede existir cuando el suelo se comporta de una manera relativamente elástica, es decir que al ser sometido a una carga y deformarse, este recupera su estado inicial al ser retirada la carga, desapareciendo la deformación, establecido por Robert Hooke 1678.

$$E_s = \frac{\sigma}{\varepsilon}$$

Ecuación 2-5. Módulo de Elasticidad

Donde:

σ = Esfuerzo normal del suelo

E_s = Modulo de elasticidad estático del suelo

ε = Deformación unitaria del suelo

Correlaciones para la determinación del módulo de elasticidad (Es) a partir de N de SPT

Schmertma, 1970, propuso para arenas

$$E_s \left(\frac{kN}{m^2} \right) = 766N$$

Ecuación 2-6. Módulo de elasticidad

Augusto Leoni, Propuso para arcillas

$$E_s = 48(N_{60})^{0.64} \left[1 - \left(\frac{1}{F_s} \right)^{(0.15+0.004N_{60})} \right]$$

Ecuación 2-7. Módulo de elasticidad

Tabla 2-3.

Valores del **Es** para niveles de tensión en función a N_{60} para suelos finos (MPa)

| N_{60} | Coeficientes de Seguridad "Fs" | | |
|-----------|--------------------------------|-----|-----|
| | 1.5 | 2 | 3 |
| 5 | 9 | 15 | 23 |
| 10 | 15 | 26 | 39 |
| 20 | 29 | 48 | 73 |
| 30 | 44 | 72 | 109 |
| 40 | 60 | 98 | 147 |
| 50 | 78 | 126 | 187 |

Nota: fuente: (Leoni, 2013)

2.2.3 Zonificación geotécnica de Juliaca

Según el PD/ JUL 2004-2015 (2004), describe, que la Municipalidad Provincial de San Román realizó estudio de suelo para determinar la calidad y la condición del mismo, que consideraron las características geomorfológicas, hidrogeológicas y geológicas de la zona. Los estudios realizados han permitido establecer una estratigrafía del subsuelo a nivel de cimentaciones superficiales en diferentes puntos de la ciudad de Juliaca pudiendo encontrarse cinco tipos de suelo.

Tipo I: Esta zona presenta un perfil estratigráfico con una capa superficial de cobertura de 0.0 m aproximadamente de relleno o suelo orgánico, seguido por una conformación de suelos granulares hasta la profundidad promedio de 3.0 m, que específicamente corresponde a arenas de mala y buena graduación (SP, SW) y arenas limosas (SM). Esta zona se encuentra extendiéndose desde el Jr. Mariano Núñez hacia el Este de la ciudad, abarcando longitudinalmente los Jrs. Sucre, Lambayeque, Huancané y sus alrededores, hasta empalmar con los depósitos granulares que se encuentran en las proximidades del río Coata. La capacidad portante admisible para cimentaciones típicas está comprendida entre 1.0 a 1.3 Kg/cm².

Tipo II: Esta zona presenta una estratigrafía predominante del suelo fino hasta la profundidad promedio de 3.0 m. De acuerdo al SUCS corresponden a arcillas de plasticidad media y alta (CL, CH) y limos de compresibilidad media (ML). Esta zona cubre el sector centro y Noroeste de la ciudad; en el sector Oeste abarca los barrios Los Choferes parte baja, Bellavista, las Mercedes, Jorge Chávez, extendiéndose hasta el aeropuerto; y en la parte Nor-este comprende los barrios de la Urbanización Independencia. En la parte Centrosur esta zona se extiende desde las inmediaciones del Jr. Jorge Chávez, extendiéndose en dirección sureste, abarcando la Av. Manuel Núñez Butrón hasta la altura del colegio INA 93 en la salida hacia Puno, comprendiendo los barrios 28 de julio y Cerro Colorado. La capacidad portante está comprendida entre 0.6 y 1.0 Kg/cm².

Tipo III: Esta zona se caracteriza por presentar estratos dobles, suelos finos en la parte superior (Tipo II) y suelos granulares en la parte más profunda (Tipo I). Este es el suelo predominante en casi toda la ciudad y se divide en dos tipos de capacidad portante:

Tipo III-A: Corresponde al sector de los barrios Zarumilla y la Rinconada, contiene más de 12% de finos pasantes la malla N° 200 en sus estratos granulares y tiene una capacidad portante admisible que varía de 1.0 a 1.50 Kg/cm².

Tipo III-B: Están ubicados en la mayor parte de la ciudad, extendiéndose con mayor amplitud en la zona sureste, abarcando las Urb. Taparachi, Parque Industrial, 20 de enero, Néstor Cáceres, Hábitat hacia la salida a Puno; en la zona noroeste abarcando los barrios la Capilla Santa Adriana hacia la salida a la localidad de Lampa; en la zona norte hasta alcanzar el tercer anillo de la Av. Circunvalación. Su capacidad portante admisible es inferior a 0.75 Kg/cm².

Tipo IV: Corresponden a los suelos ubicados en proximidades del río Torococha, estando compuestos de un estrato superficial de suelos orgánicos hasta una profundidad promedio de 1.0 m con estratos de suelos finos o granulares en la parte más profunda, de

acuerdo a su proximidad al río Coata. Su capacidad portante admisible requiere de estudios más detallados, según el nivel activo de cimentación.

Tipo V: Están ubicados en la parte oeste de la ciudad, en la zona denominada fisiográficamente como “zonas altas”, que en su mayoría corresponde al grupo geológico Iscay, presentando zonas de suelos granulares compactos (Cerro Colorado, Zapatiana y espinal). También a este tipo corresponde las zonas de arenisca que se encuentran ubicadas en el Cerro Santa Cruz y Huaynaroque, el Jr. Jáuregui (1° cuadra), el convento de Santa Bárbara y Jr. Huáscar 4° cuadra. Su capacidad portante admisible se estima superior a 2Kg/cm² en las zonas donde se presentan los suelos granulares compactos y superiores a 5Kg/cm² en las zonas rocosas.

Tabla 2-4.
Distribución de los tipos de suelos según plano geotécnico.

| Distribución de los tipos de suelos según plano geotécnico | | | | |
|--|-------------|-------|----------------|-------|
| Tipo de suelo | Área urbana | | Área no urbana | |
| | Has | % | Has | % |
| Tipo I | 271.00 | 7.29 | 2360.76 | 12.83 |
| Tipo II | 930.00 | 27.17 | 43.96 | 0.24 |
| Tipo III-A | 130.80 | 3.82 | 346.44 | 1.88 |
| Tipo III-B | 1940.72 | 56.69 | 11068.84 | 60.16 |
| Tipo IV | 89.60 | 2.62 | 1087.52 | 5.91 |
| Tipo V | 61.00 | 1.78 | 3491.12 | 18.98 |

Nota: Fuente: (PD/ JUL 2004-2015, 2004)

2.2.4 Cimentaciones

“El objeto de una cimentación es proporcionar el medio para que las cargas de la estructura concentradas en columnas o en muros, se transmitan al terreno produciendo en este un sistema de esfuerzos que puedan ser resistidos con seguridad sin producir asentamientos, o con asentamiento tolerables, ya sean esto uniformes o diferentes (Crespo, 2004).

Así mismo Tamez (2001), menciona que “se llama cimentaciones a la parte inferior de la estructura, que sirve para transmitir al terreno de apoyo de las cargas del conjunto estructural”.

2.2.4.1 Cimentaciones superficiales

2.2.4.1.1 Zapatas aisladas

Se llaman así a las zapatas que soportan una sola columna, pudiendo ser además, de acuerdo a las necesidades, zapatas con pedestal o zapatas con pendiente.

La distribución de presiones debajo de una zapata con una carga simétrica no es uniforme. La forma de la distribución de presiones depende del tipo del material de apoyo y del grado de rigidez de la zapata.

Como la magnitud y forma de las presiones en las bases de las zapatas, en función del grado de rigidez de la zapata, tipo y condición de suelo, la resolución de este problema se hace bastante complejo. Una repartición lineal de presiones, la cual en la práctica demuestra tener variación con la repartición real de presiones.

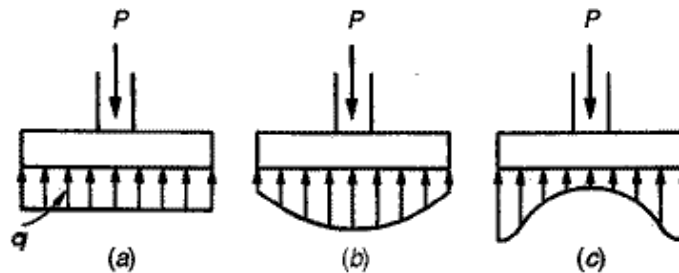


Figura 2-3. distribución de presiones en: a) supuesto uniforme, b) Suelos granulares y c) suelos cohesivos (Ortega, 2015).

Por la ubicación de la columna con cargas verticales en la zapata en planta, puede ser zapatas centradas o excéntricas. Asimismo, podrán presentar, además de la carga vertical "P", momentos de uno o dos ejes.

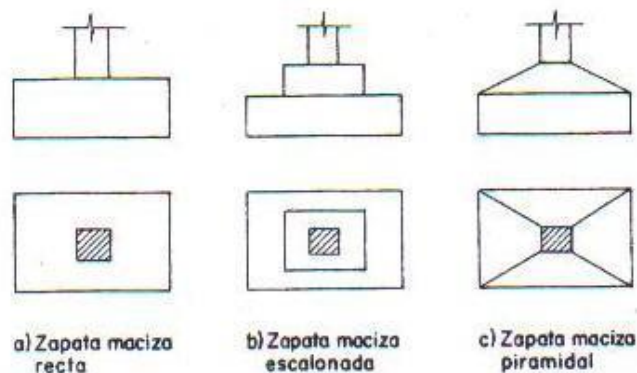


Figura 2-4. Tipos de zapatas centradas (Ortega, 2015).

2.2.5 Sistema aporticado

Según Rochel (2012) el “sistema de pórticos es un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y fuerzas horizontales”.

Una manera más simple de identificación es que el sistema aporticado está formado por vigas y columnas conectadas entre sí por medio de nodos rígidos lo cual permite la transferencia de los momentos flectores y las cargas axiales hacia las columnas. La resistencia a las caras laterales de los pórticos se logra principalmente por la acción de flexión de sus elementos.

En la norma E.030 de diseño sismorresistente 2018, en el Art 3.2.1 estructuras de concreto armado, que para el sistema de pórticos por lo menos el 80% de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos.

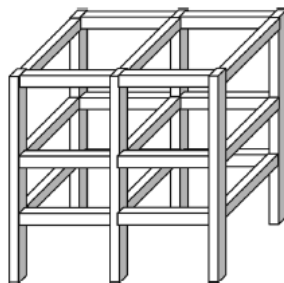


Figura 2-5. Sistema pórtico (Rochel, 2012).

2.2.6 Generalidades de los Sismos

2.2.6.1 Definición de sismos

Un sismo se genera debido a que la energía acumulada en el interior de la Tierra sobrepasa la resistencia de las rocas que la conforman, lo cual hace que la energía acumulada sea liberada, principalmente en forma de ondas sísmicas que viajan a través de la Tierra (energía mecánica), y en forma de calor debido a la fricción interna que es consecuencia de la interacción a nivel granular del medio de propagación (energía calorífica) (...). (Vidales, 2013)-

Los sismos son vibraciones generados por distintos fenómenos, o por movimientos internos de la tierra. “Al ocurrir un sismo, el punto donde se inicia la ruptura es el punto donde comienza la liberación de energía del sismo, y se conoce con el nombre de hipocentro o foco del sismo” (García, 1998 p. 68), a partir de ahí se genera la propagación de ondas sísmicas. (Figura 2-6). Los sismos de mucha importancia son los de origen

tectónico, que producen el 90 % de sismos ocasionando desplazamientos bruscos de las grandes placas que conforma la corteza.

Según Tavera (2008), describe que los sismos se dividen en: superficiales, intermedios y profundos que ocurren a profundidades menores a 60 km, 61 km a 300 km y mayores a 301 km respectivamente. También describe que el mapa sísmico del Perú sugiere que la peligrosidad sísmica es ALTA mayormente en las regiones Centro y Sur, y moderada en el Norte.

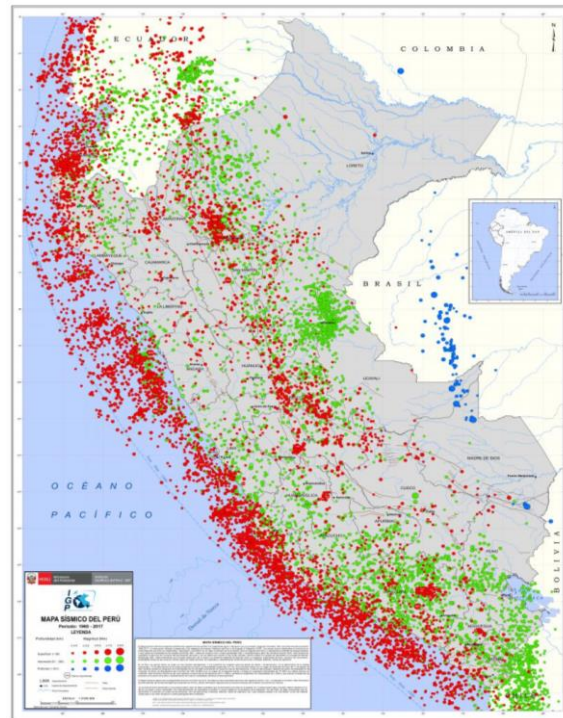


Figura 2-6. Mapa sísmico del Perú

2.2.6.2 Sismicidad en el Perú

Según Tavera (2008), enfatiza que la distribución de los epicentros sísmicos sugiere la presencia de tres fuentes sismogénicas. La primera produce los sismos conocidos como “interplaca”, que es la fricción superficial de las placas Nazca y Sudamericana, comprendiendo su recorrido desde Tumbes hasta Tacna frente a la línea de costa.

La segunda es conocida históricamente en el Perú por los sismos de mayor magnitud, por ejemplo, en Arequipa el 23 de junio (2001) y Pisco el 15 de agosto (2007). “Estos sismos se consideran como “corticales”, que es la deformación de la corteza terrestre como resultado de la formación de fallas geológicas y/o reactivación de la misma” (Tavera, 2008)

Por último, el tercer sismo es “interplaca” que tienen su origen en la deformación que se produce en el interior de la placa de Nazca por debajo del continente (Tavera, 2008).



Figura 2-7. Placas tectónicas (Silva & Ipanaque, 2009).

Una de las teorías de la actividad sísmica está asociada al proceso de subducción, deslizamiento de una placa sobre la otra, la reacción de las placas Nazca y Sudamericana es la fricción de ambas placas produciendo sismos de mayor escala con relativa frecuencia, siendo los sismos que producen más destrucción a niveles superficiales.

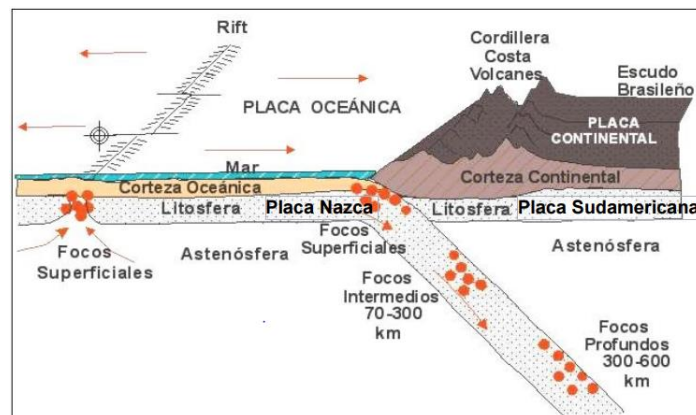


Figura 2-8. Movimiento de placas tectónicas en la costa de Perú (Silva & Ipanaque, 2009)

Según Silva & Ipanaque (2009), mencionan que, en el Perú a lo largo de la historia sísmica se registraron 8 sismos superiores a los 8 grados de la escala de Richter y más o menos un centenar de 7 a 8 grados de magnitud, ocurridas en la línea costera. La característica de estos eventos son los focos superficiales.

2.2.6.3 Ondas sísmicas

Según los autores Bolaños & Monroy (2004), describen que las ondas sísmicas corresponden a la energía liberada que se propagan a través del suelo en distintas direcciones, variando sus velocidades de acuerdo al medio por donde avanzan. El movimiento y la ruptura de las placas generan ondas sísmicas. El hipocentro es el punto donde se origina la ruptura, conocido como epicentro del sismo en el punto superficial. Existen dos tipos de ondas que se producen en un sismo: ondas de cuerpo y las ondas superficiales.

2.2.6.3.1 Ondas de cuerpo

Las ondas de cuerpo son aquellas que se transporta por el interior de la tierra, que están involucradas con la actividad sísmica son las ondas P y las ondas S.

Ondas longitudinales (P): el desplazamiento de las partículas se realiza a lo largo de la misma línea de propagación de la onda. “Cuando la perturbación se propaga en el medio a través de compresión o dilatación de éste, pero sin que ocurra distorsión, se originan trenes de ondas longitudinales” (Díaz, 2005, p.61). La velocidad de propagación es más rápida que las ondas secundarias y son capaces de atravesar materiales sólidos, líquidos o gaseosos. (Figura 2-9)

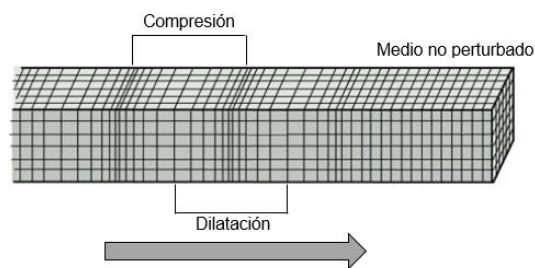


Figura 2-9. Ondas P. (Bolaños & Monroy, 2004).

Ondas transversales (S): según (SEMARNAT, n.d.) en las ondas transversales, el desplazamiento es perpendicular a la dirección de propagación del movimiento ondulatorio. Si la perturbación ocurre en el interior de un medio elástico, homogéneo e isótropo, las ondas se propagan en dicho medio distorsionándolo, pero manteniendo su volumen constante, se originan trenes de ondas transversales como se ilustra en la Figura 2-10.

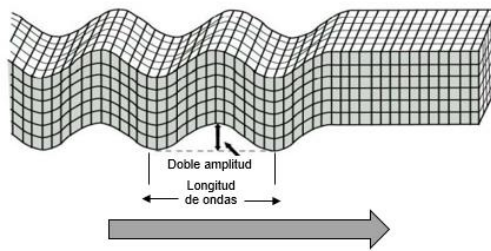


Figura 2-10. Ondas S (Bolaños & Monroy, 2004).

2.2.6.3.2 Ondas superficiales

Según (SEMARNAT, n.d.) un tercer tipo de ondas son las ondas superficiales. El movimiento de las partículas provocado por estas ondas está restringido a la superficie del medio de propagación. “Por sus características, este tipo de ondas son más destructivas que las de cuerpo” (Cruz & Miranda, 2017).

Las ondas de Love: se parecen a las ondas S, su movimiento es horizontal, paralelo a la superficie del terreno, no presentan movimiento vertical. “Estas ondas son dañinas a las cimentaciones de las estructuras” (Bolaños & Monroy, 2004 p.18).

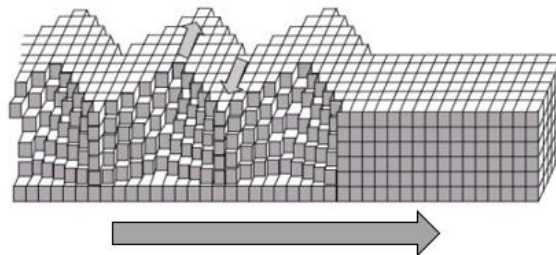


Figura 2-11. Ondas love (Bolaños & Monroy, 2004).

Las ondas de Rayleigh: tienen movimiento tanto vertical como horizontal en un plano vertical. “Las ondas de Rayleigh causan un movimiento rodante parecido a las ondas del mar y sus partículas se mueven en forma elipsoidal en el plano vertical que pasa por la dirección de propagación” (Bolaños & Monroy, 2004).

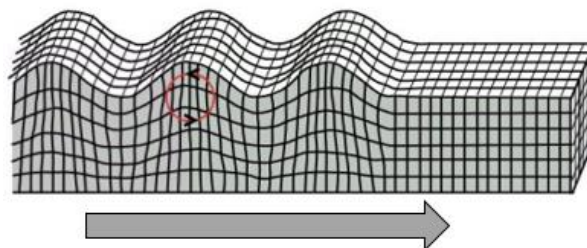


Figura 2-12. Ondas rayleigh (Bolaños & Monroy, 2004).

2.2.7 Interacción suelo-estructura

La interacción suelo-estructura (ISE) es la alteración o modificación de la respuesta natural de un sistema estructural debido a que el suelo de alguna forma no solo altera las condiciones de apoyo que muchas veces se suponen rígidas al principio, sino que también el total amortiguamiento de la edificación. Como se citó en Angamarca (Yussy C.).

Según Cutimbo (2016), menciona que la interacción suelo-estructura consiste en hacer participar al suelo como parte del análisis estructural, haciendo que este absorba parte de la energía generada por los eventos sísmicos que puedan presentarse durante la vida útil de la estructura.

Por otro lado, la interacción suelo-estructura es cuando se considera la flexibilidad del suelo de fundación de modo que la estructura no se encuentra fija en la base, como lo consideran muchos de los códigos, a medida que existe un flujo de energía desde el suelo que se introduce a la estructura y también viceversa. La interacción suelo-estructura puede aumentar o disminuir o no tener ningún efecto sobre la magnitud de las fuerzas máximas inducidas en la misma estructura.

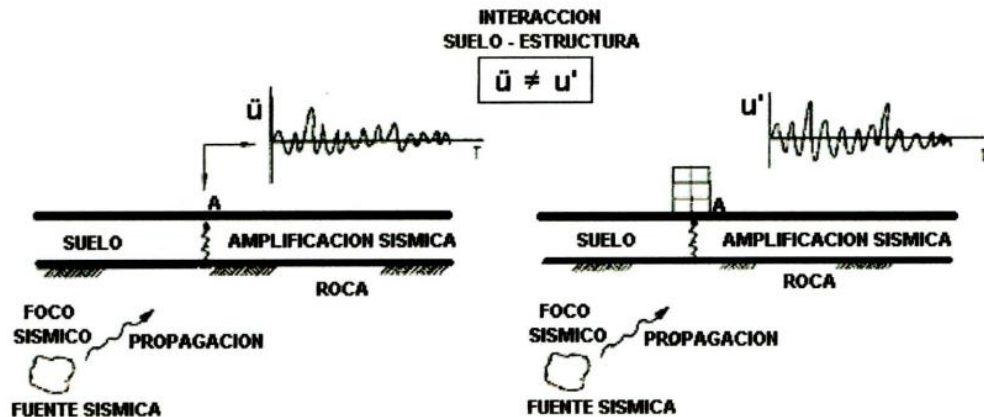


Figura 2-13. Modificación del movimiento de campo libre debido a la presencia de estructura (Soriano, 1989)

Para entender mejor los efectos de Interacción dinámica de suelo-estructura es mediante el control de desplazamientos; al arribar a la superficie las ondas sísmicas del terreno generan movimientos en las estructuras apoyadas sobre él; si los desplazamientos del suelo en el campo libre \ddot{u} (Figura 2-13) son diferentes con respecto a lo de la fundación de la estructura u' (Figura 2-13), se dice que existe la ISE; por otro lado, si \ddot{u} es igual o posee las mismas características que la u' , este fenómeno de interacción no se desarrolla en el sitio.

Para entender claramente la influencia de ISE, se recomienda profundizar conceptos de la dinámica estructural y la dinámica de suelos; la dinámica estructural, se encarga de estudiar el comportamiento de los elementos estructurales y su respuesta cuando son sometidas a cargas dinámicas y sísmicas, y las implicaciones que tendrá al no estar apoyada sobre una base infinitamente rígida. Y la dinámica de suelos, estudia las propiedades del suelo que influyen en su comportamiento dinámico, y las modificaciones que sufre cuando se somete a cargas cíclicas.

Por otro lado, Fernandez (2013), considera dos estructuras desplantadas, una sobre una roca (base empotrada) y otro sobre un suelo de rigidez baja o blando (Base flexible), como se ilustra en la *Figura 2-14*, para el caso de la estructura con base empotrada, los movimientos en la cimentación en los puntos A y B son iguales, por lo que la excitación en el punto B de la estructura, está definida por el movimiento en el punto A, además, esta excitación se puede considerar despreciable en toda la roca rígida, y está definido por las características del foco sísmico, así como el mecanismo de ruptura y magnitud del sismo. La extrema rigidez de la roca limita el movimiento del medio, siendo similar al movimiento del campo libre; la excitación se mantiene constante a lo alto de la estructura y esto origina esfuerzos cortantes y momentos de volteo en la base de la estructura.

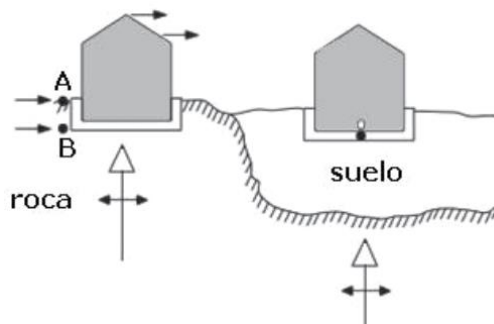


Figura 2-14. Respuesta sísmica de una estructura sobre roca y sobre suelo blando (Wolf, 1985).

Las respuestas dinámicas de las cimentaciones con base flexible, se requiere descomponer en mas partes, así como se ilustra en la *Figura 2-15*, el movimiento en el punto C representa al lecho rocoso definido anteriormente. Las primeras diferencias se generan en la variación del movimiento en los puntos C, D y E, incluso en ausencia de la cimentación. Esta variación en muchos de los casos se traduce en una amplificación del movimiento y un filtrado en el contenido de frecuencias del mismo; a estas alteraciones se les denomina “efectos de sitio”, posteriormente al introducir un elemento de mayor rigidez que el suelo que viene a ser la cimentación, es claro que los desplazamientos en el terreno libre, al quitar esta, se verá modificado por la presencia de la cimentación. Por lo que, esto produce una reducción en las amplitudes de los movimientos de alta frecuencia, e introduce

una acción rotacional en la base de la fundación (punto O), ya que independientemente no pueden moverse entre ellos los puntos E y D. A las alteraciones del movimiento, debido a la presencia de elementos de mayor rigidez que el suelo se les denomina “interacción cinemática” ya que esta parte solo interviene en la desviación de ondas producidas en el encuentro de las rigideces entre el terreno y la cimentación.

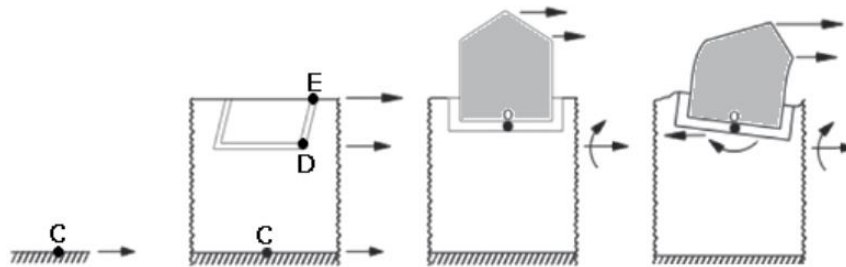


Figura 2-15. Diferencias del movimiento en distintos puntos de un sistema-cimentación-estructura (Adaptado de Wolf, 1985).

Se distinguen tres efectos, primero, la respuesta de campo libre, tal movimiento tendrá un punto situado en la superficie del estrato de suelo sin excavar y sin la presencia de la estructura, que será diferente al movimiento que tendrá la roca rígida; segundo, el movimiento medio impuesto en la base considerada sin masa y rígida que consiste en un movimiento horizontal promediado y un componente de giro; y tercero, las cargas inerciales aplicadas a la estructura producen momento de volteo y esfuerzo de corte en el encuentro que es considerada flexible y nuevamente modifica los movimiento en la base.

En la **Tabla 2-5** La diferencias entre el análisis de una estructura con desplante sobre una base empotrada y flexible; también denominado estructuras apoyadas sobre suelos con alta rigidez y sobre suelos con baja rigidez.

Tabla 2-5.

Diferencia entre las edificaciones con base empotrada y base flexible.

| Base empotrada | Base flexible |
|---|--|
| - No existe alteración del movimiento en los diferentes puntos del terreno. | - Existe alteración del movimiento en diferentes puntos del terreno (Efecto de sitio). |
| - No existe desplazamiento relativo de la fundación respecto al terreno. | - Presenta alteración del movimiento de campo libre, debido a la presencia de la cimentación. |
| - No existe componentes de movimiento de cuerpo rígido de la superestructura (cabeceo y traslación) | - Existe un desplazamiento relativo de la fundación respecto al terreno producido por las masas de la superestructura. |

Nota: fuente: (Fernandez, 2013)

Los efectos de ISE y del primer piso blando se traducen en una mayor flexibilidad del sistema. La presencia de un entrepiso blando siempre generara distorsiones muy altas en éste, pero las respuestas dinámicas máximas (cortantes y distorsiones) dependen de la zona sísmica de interés. (L. Fernández & Avilés, 2008)

2.2.8 Consideraciones de FEMA 356/440

a) Modelo base rígida

El modelo estructural con desplante sobre una base rígida que se excita por el movimiento de campo libre. El movimiento de campo libre es el movimiento teórico de un solo punto de la superficie del terreno, suponiendo que no existe estructuras cercanas a él.

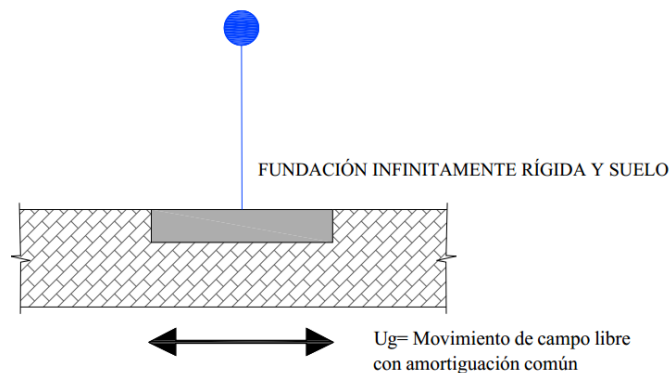


Figura 2-16. Modelo base rígido (FEMA 440, 2005)

b) Modelo base flexible

La *Figura 2-17* incorpora flexibilidad a la fundación dentro del modelo estructural, según FEMA 356 y ATC-40 (1996), incluyen para la estimación de la flexibilidad y esfuerzos de la cimentación mediante la idealización de resortes, en un modelo estructural para el análisis inelástico. Estas disposiciones son usadas normalmente en el movimiento de campo libre como la demanda sísmica con 5% de amortiguamiento con un valor inicial convencional. Este enfoque es válido tanto para el modelo estructural como para los componentes geotécnicos del cimiento. Estas mejoras en el modelo pueden resultar importantes para los resultados con base rígida y más exacta representación de la respuesta natural de la estructura. Al comparar con el enfoque del modelo con base rígida, la predicción del periodo prolongado de la estructura, la distribución de esfuerzos entre varios elementos cambia y los mecanismos de cimentación (por ejemplo, roca suelo blando) pueden ser evaluados y considerados de manera inmediata. Todos estos efectos resultan más objetiva del probable comportamiento de la estructura.

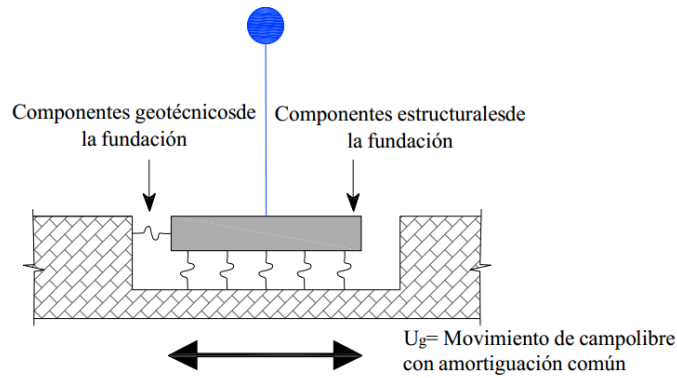


Figura 2-17. Modelo base flexible (FEMA 440, 2005)

2.2.8.1 Parámetros de rigidez

El módulo de corte inicial, G_0 , se obtendrá mediante la **Ecuación 2-8** donde V_s es la velocidad de la onda de corte, γ es la densidad de peso del suelo y g es la aceleración debido a la gravedad.

$$G_0 = \frac{\gamma V_s^2}{g}$$

$$G_0 = 20,000(N_1)_{60}^{1/3} \sqrt{\sigma'_0}$$

Ecuación 2-8 – Módulo de corte Inicial

Donde:

$(N_1)_{60}$ = El conteo estándar de número golpes de prueba de penetración corregido a una eficiencia energética equivalente del martillo del 60%.

σ'_0 = Tensión vertical efectiva (lb/pie²)

$$\sigma'_0 = \gamma_t d - \gamma_w (d - d_w)$$

γ_t = Peso total unitario del suelo

d = Profundidad de la muestra

d_w = Profundidad al nivel de agua subterránea.

El módulo de corte efectivo (G) se calculará de acuerdo con la **Tabla 2-6**

Tabla 2-6.
Ratio de módulo de Corte Efectivo.

| Tipo de suelo | Aceleración Efectiva Pico $S_{xs}/2.5$ | | | |
|-------------------|--|----------------|----------------|----------------|
| | $S_{xs}/2.5=0$ | $S_{xs}/2.5=0$ | $S_{xs}/2.5=0$ | $S_{xs}/2.5=0$ |
| Perfil Tipo S_0 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Perfil Tipo S_1 | 1.00 | 1.00 | 0.95 | 0.90 |
| Perfil Tipo S_2 | 1.00 | 0.95 | 0.75 | 0.60 |
| Perfil Tipo S_3 | 1.00 | 0.90 | 0.50 | 0.10 |
| Perfil Tipo S_4 | 1.00 | 0.60 | 0.05 | * |

Nota: Se utilizará interpolación lineal para los valores intermedios de $S_{xs}/2.5$; para (*) se realizarán investigaciones geotécnicas específicos de suelo (FEMA 356, 2000)

La **Tabla 2-6** es consistente con las tablas de clasificación de sitios 1-4 y 1-5 en que el diseño y el nivel de complejidad son idénticos, y la indicación de los suelos problemáticos que requieren una investigación específica del sitio (Clase de sitio F) es consistente. Se pueden realizar las siguientes observaciones sobre la relación entre la reducción del módulo de corte y la aceleración máxima del terreno:

- A medida que la aceleración máxima del terreno se acerca a cero, el factor de reducción de módulo se acerca a la unidad.
- Los efectos de reducción del módulo son significativamente más pronunciados para suelos más blandos, y
- Los factores de reducción de módulo dados en ambos. FEMA 273 y la FEMA 302 NEHRP

2.2.8.2 Método 1

Para zapatas de rodamiento poco profundas que son rígidas con respecto al suelo de apoyo, un modelo de resorte no acoplado, como se ilustra en la *Figura 2-19*, debe representar la rigidez de la fundación.

Las constantes de resorte equivalentes se calcularán como se especifica en la *Figura 2-19*.

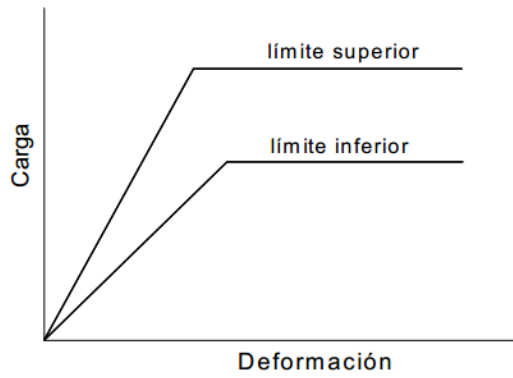


Figura 2-18. Comportamiento Elastoplástico de carga – deformación de suelos (FEMA 356, 2000)

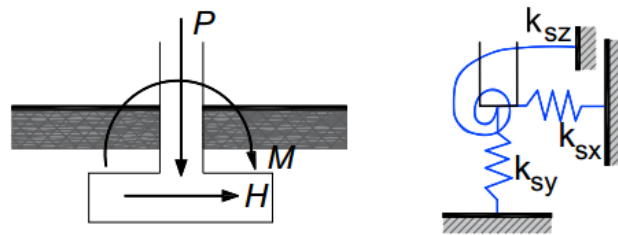


Figura 2-19. Modelo de resorte desacoplado para zapatas rígidas (FEMA 356, 2000)

2.2.8.3 Rigidez en la superficie de la cimentación

Los investigadores han desarrollado soluciones de rigidez de resortes que se pueden aplicar a cualquier forma de base sólida en la superficie, parcialmente o totalmente incrustadas, en un medio espacio homogéneo (Gazetas). Los cimientos rectangulares son los más comunes en los edificios. Por lo tanto, las soluciones generales de rigidez de los resortes se adaptaron al problema general de los cimientos rectangulares, que incluye zapatas de tiras rectangulares (FEMA 356, 2000)

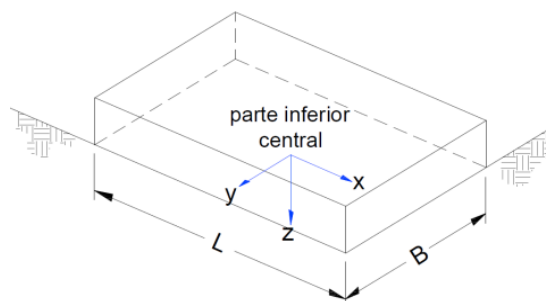


Figura 2-20. Orientación de ejes para $L \geq B$ (FEMA 356, 2000)

Traslación en el eje X

$$K_x = \frac{GB}{2 - \nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right]$$

Ecuación 2-9. Traslacion en el eje X

Traslación en el eje Y

$$K_y = \frac{GB}{2 - \nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \frac{L}{B} + 0.80 \right]$$

Ecuación 2-10. traslacion en el Y

Traslación en el eje Z

$$K_z = \frac{GB}{1 - \nu} \left[1.55 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.80 \right]$$

Ecuación 2-11. Traslación en el eje Z

Rotación sobre el eje X

$$K_{xx} = \frac{GB^3}{1 - \nu} \left[0.4 \frac{L}{B} + 0.1 \right]$$

Ecuación 2-12. Rotacion sobre el eje X

Rotación sobre el eje Y

$$K_{yy} = \frac{GB^3}{1 - \nu} \left[0.47 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.034 \right]$$

Ecuación 2-13. Rotacion sobre el eje Y

Rotación sobre el eje Z

$$K_{zz} = GB^3 \left[0.53 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 0.51 \right]$$

Ecuación 2-14. Rotación sobre el eje Z

Nota: L y B estarán en pies (ft).

Al efectuar los cálculos de la rigidez del suelo en la superficie se deberá realizar la corrección por empotramiento con los datos de la *Figura 2-21*, que consiste en multiplicar la rigidez y la rotación con los factores antes mencionados.

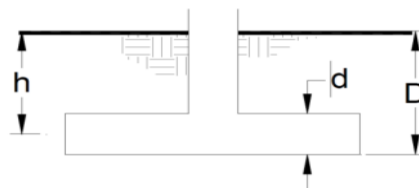


Figura 2-21. Factor de corrección por empotramiento (FEMA 356, 2000)

Donde:

D = profundidad de losa de cimentación o zapata (en pies)

h = Distancia al centroide de losa de cimentación o zapata (en pies)

d = Espesor de losa de cimentación o zapata (en pies)

2.2.8.4 Factor de corrección por empotramiento

La traslación en K_x y K_y se multiplicará por el factor de corrección por empotramiento β_x , β_y respectivamente.

$$\beta_x = \left(1 + 0.21 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \cdot \left[1 + 1.6 \left(\frac{h d (B + L)}{BL^2} \right)^{0.40} \right]$$

Ecuación 2-15. Factor de corrección para traslación en X e Y

La traslación en K_z se multiplicará por el factor de corrección por empotramiento β_z .

$$\beta_z = \left[1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} \left(2 + 2.6 \frac{B}{L} \right) \right] \cdot \left[1 + 0.32 \left(1 + 0.32 \left(\frac{d(B + L)}{BL} \right)^{2/3} \right) \right]$$

Ecuación 2-16. Factor de corrección para traslación en Z

La rotación en K_{xx} se multiplicará por el factor de corrección por empotramiento β_{xx} .

$$\beta_{xx} = 1 + 2.5 \frac{d}{B} \left[1 + \frac{2d}{B} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right]$$

Ecuación 2-17. Factor de corrección para la rotación en X

La rotación en K_{yy} se multiplicará por el factor de corrección por empotramiento β_{yy}

$$\beta_{yy} = 1 + 1.4 \left(\frac{d}{L} \right)^{0.6} \left[1.5 + 3.7 \left(\frac{d}{L} \right)^{1.9} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.6} \right]$$

Ecuación 2-18. Factor de corrección para la rotación en Y

La rotación en K_{zz} se multiplicará por el factor de corrección por empotramiento β_{zz}

$$\beta_{zz} = 1 + 2.6 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{d}{B} \right)^{0.9}$$

Ecuación 2-19. Factor de corrección para la rotación en Z

2.2.9 Análisis estructural

El análisis estructural consiste en calcular los esfuerzos internos (momento flector, fuerza cortante, etc.) a que estarán sometidos los elementos que conforman la estructura

tales como: zapatas, cimientos corridos, vigas de cimentación, muros de ladrillos, columnas, vigas, placas, losas, etc. Para efectuar el análisis se hacen idealizaciones de cómo están conectados y apoyados los diferentes elementos entre sí; es decir, se crea modelos matemáticos que simulan el comportamiento del elemento en la realidad (Abanto, 2012 p. 16).

En análisis estructural, se usan los valores de cargas para llevar a cabo un análisis de la estructura para determinar los esfuerzos o las resultantes de esfuerzos en miembros, y las deflexiones en diversos puntos de la estructura.

Las características del comportamiento que por lo común interesa en el diseño de estructuras son:

- Resultantes de los esfuerzos como fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos flector.
- Deflexiones
- Reacciones en los apoyos

2.2.10 Diseño sismorresistente

Según Rochel (2012), describe que “la seguridad de una edificación es el factor más importante, y está relacionado con la capacidad de la estructura para resistir las cargas o solicitaciones máximas posibles que puedan ocurrir durante su vida útil, sin incurrir en danos excesivos o en colapso parcial o total de la edificación”.

Como también Bozzo & Barbat (2004), definen que “el diseño sismorresistente requiere que la estructura soporte un sismo severo sin que llegue al colapso, aunque puedan producirse daños locales. La estructura se diseña y construye proporcionándole detalles que permitan las deformaciones inelásticas esperadas durante un sismo, sin pérdida significativa de resistencia”.

En la norma E 030 de Diseño Sismorresistente en el ítem 1.3 presenta la filosofía y principios del diseño sismorresistente que deben de cumplir todas las estructuras según su importancia o categoría. En el ítem 1.4 de la norma, describe los siguientes pasos importantes para una estructura sismorresistente, como son:

- Simetría, tanto en la distribución de masas como de rigideces.
- Peso mínimo, especialmente en los pisos altos.
- Selección y uso adecuado frente a las cargas laterales.
- Continuidad estructural, tanto en planta como en elevación.

- Ductilidad, entendida como la capacidad de deformación de la estructura más allá del rango elástico.
- Deformación lateral limitada.
- Consideración de las condiciones locales.
- Buena práctica constructiva y supervisión estructural rigurosa.

2.2.10.1 Peso de la edificación

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la Edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

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

2.2.10.2 Parámetros de zonificación (Z) (Art. 2.1)

El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la *Figura 2-22*. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información geotectónica.



Figura 2-22. Zonas sísmicas.

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la **Tabla 2-7**. Este factor se interpreta 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.

Tabla 2-7.
Factores de zona "Z"

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

Nota: Fuente: (E.030, 2018)

2.2.10.3 Parámetros de sitio (S , T_P y T_L) (Art. 2.4)

Deberá considerarse 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 T_P y T_L dados en las **Tabla 2-8** y **Tabla 2-9**.

Tabla 2-8.
Factor del suelo "S"

| Zona | Suelo | | | |
|-------|-------|-------|-------|-------|
| | S_0 | S_1 | S_2 | S_3 |
| Z_4 | 0.80 | 1.00 | 1.05 | 1.10 |
| Z_3 | 0.80 | 1.00 | 1.15 | 1.20 |
| Z_2 | 0.80 | 1.00 | 1.20 | 1.40 |
| Z_1 | 0.80 | 1.00 | 1.60 | 2.00 |

Nota: Fuente, (E.030, 2018)

Tabla 2-9.
Periodos " T_P " y " T_L "

| | Perfil del suelo | | | |
|----------|------------------|-------|-------|-------|
| | S_0 | S_1 | S_2 | S_3 |
| $T_P(S)$ | 0.30 | 0.40 | 0.60 | 1.00 |
| $T_L(S)$ | 3.00 | 2.50 | 2.00 | 1.60 |

Nota: Fuente, (E.030, 2018)

2.2.10.4 Factor de amplificación sísmica (C) (Art. 2.5)

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

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

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

Ecuación 2-20. Factor de amplificación sísmica

T es el periodo de acuerdo al numeral 4.5.4 concordado con el numeral 4.6.1

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo. Categoría de las Edificaciones y Factores de Uso (U) (Art. 3.1)

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas, como se muestra en la tabla N° 5 de la norma E 030 los factores de uso o importancia (U).

2.2.10.5 Sistema Estructural y Coeficiente de Reducción (R_0) (Art. 3.4)

Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis, tal como se indica en la **Tabla 2-10**.

Cuando en la dirección de análisis, la edificación presente más de un sistema estructural, se tomará el menor coeficiente R_0 que corresponda.

Tabla 2-10.
Sistemas estructurales

| Sistema Estructural | Coeficiente Básico de Reducción R_0 (*) |
|--|---|
| 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 |

Nota: Fuente, (E.030, 2018)

(*) 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.

2.2.10.6 Regularidad Estructural (Art. 3.5)

Estructuras Regulares: son las que, en su configuración resistente a cargas laterales, no presentan las irregularidades, como indica en la tabla N° 8 y tabla N° 9 en la norma E 030.

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 indicadas en la tabla N° 8 y tabla N° 9.

Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares, para los fines siguientes:

- Respetar las restricciones de la Tabla N° 10 de la norma E 030.
- Establecer los procedimientos de análisis.
- Determinar el factor R de reducción de fuerzas Sísmicas

2.2.11 Análisis Sísmico Dinámico

El Análisis Sísmico Dinámico considera que la respuesta sísmica de una estructura se determina por medio de un análisis modal considerando un comportamiento lineal o no-lineal.

Desde este punto de vista se cuenta con dos caminos contemplados por la Norma Técnica E.030 del RNE: el análisis modal espectral y el análisis modal tiempo-historia.

La existencia de los modos como un espacio vectorial es extremadamente importante ya que permite reducir la solución de un sistema de n grados de libertad a la solución de n sistemas independientes de un grado de libertad, desacoplando de esa manera las ecuaciones del movimiento (Cutimbo, 2016).



Figura 2-23. Esquema Conceptual de del Análisis Dinámico (Cutimbo, 2016)

Espectro de Respuesta, es cuando se trabaja con los espectros obtenidos de los registros de aceleración, combinando los aportes de cada modo, a fin de obtener un valor representativo de la respuesta, ya que la falta de simultaneidad de las máximas respuestas en cada modo de vibración implica la necesidad de combinarlas adecuadamente.

2.2.11.1 Análisis Modal

Es el análisis de una vibración libre de la estructura

Es una interacción de Masa y Rigidez de la estructura.

El Análisis modal es determinar las frecuencias naturales o frecuencias propias de una estructura, dichas frecuencias son determinadas cuando no hay cargas actuando (ni el peso propio, pero si, su propia masa, es decir no depende de la gravedad).

Cuando colocamos un espectro de la norma, lo que hacemos es que exista una fuerza excitadora (generalmente ingresamos aceleraciones vs periodo “como fuerzas”), las aceleraciones multiplicadas por su matriz de masas dan una fuerza. Antes de realizar el análisis sísmico de un edificio es necesario conocer sus modos de vibración y periodos fundamentales, ya que de estas características dependerá su respuesta durante un evento sísmico (Cutimbo, 2016).

2.2.11.2 Periodo de Edificación

Es el tiempo necesario para realizar un ciclo de movimiento.

El siguiente cuadro nos puede dar un alcance del comportamiento del periodo, (altura promedio de entrepiso 3.00m).

Tabla 2-11.
Periodos según números de Pisos

| N° de Pisos | Nro mínimo de modos (>90% masa participativa) | 1° Periodo (seg) |
|-------------|---|------------------|
| <5 | 3 | < 0.50 |
| 6 - 10 | 5 | 0.60 – 1.00 |
| 11 – 15 | 8 | 1.10 – 1.50 |
| | 10 | ≥ 1.60 |

Nota: $T_1 = 0.10(N_{PISOS})$ Fuente: (Cutimbo, 2016).

2.2.11.3 Modos de Vibración

Tabla 2-12.
Modos de Vibración

| | |
|------------|--|
| Modo 1 y 2 | Traslación en "X" e "Y" |
| Modo 3 | Rotación alrededor de "Z" |
| Modo 4 | Traslación en "X" y Flexión en plano XZ |
| Modo 5 | Traslación en "Y" y Flexión en plano YZ |
| Modo 6 | Torsión alrededor de "Y" y desplazamiento en "X" |
| | |

Nota: Fuente: (Cutimbo, 2016)

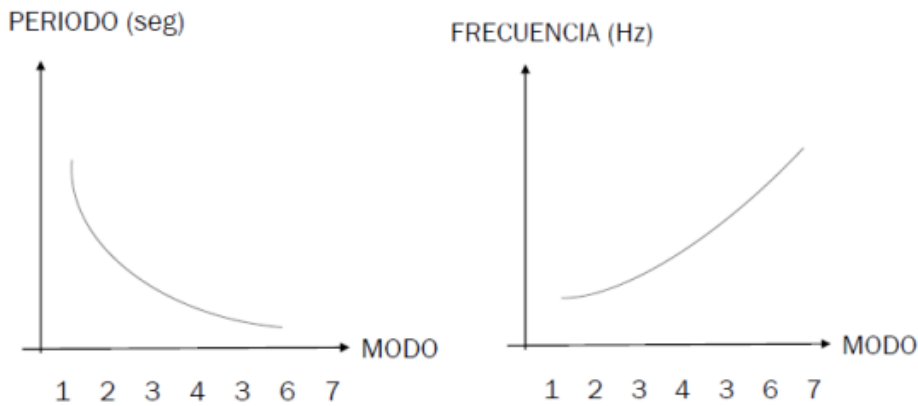


Figura 2-24. Modos de Vibración, Periodo y Frecuencia (Cutimbo, 2016).

2.2.12 Análisis Dinámico

2.2.12.1 Análisis Dinámica Modal Espectral (Art. 4.6)

Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral según lo especificado en este numeral.

2.2.12.2 Modos de Vibración (Art. 4.6.1)

Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas.

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

2.2.12.3 Aceleración Espectral (Art. 4.6.2)

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

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

Ecuación 2-21. Aceleración Espectral

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, definido en el numeral 2.5, excepto para la zona de periodos muy cortos ($T < 0,2 T_p$) en la que se considera:

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

Ecuación 2-22. Factor de amplificación para periodos cortos

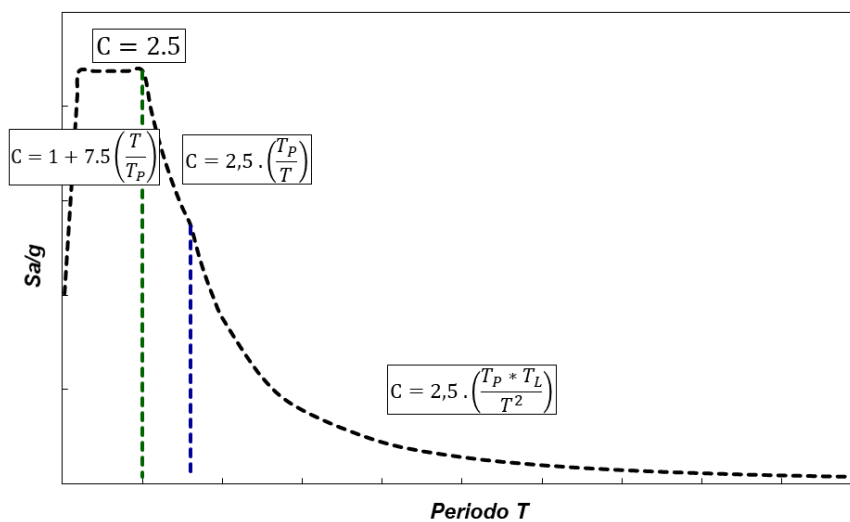


Figura 2-25. Amplificación sísmica E030-2018

2.2.12.4 Criterios de Combinación (Art. 4.6.3)

Mediante los criterios de combinación que se indican, se podrá obtener la respuesta máxima elástica esperada (r) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

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.

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i \rho_{ij} r_j}$$

Ecuación 2-23. Respuesta máxima elástica esperada.

Donde r representa las respuestas modales, desplazamientos o fuerzas. Los coeficientes de correlación están dados por:

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

Ecuación 2-24. Coeficientes de correlación.

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.

$$r = 0.25 \cdot \sum_{i=1}^m |r_i| + 0.75 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

Ecuación 2-25. Respuesta máxima.

2.2.12.5 Fuerza Cortante Mínima (Art. 4.6.4)

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

Factor de Escala:

$$FE = \left(\frac{Z \cdot U \cdot S \cdot g}{R}\right) \cdot \frac{0.80V_{ESTATICO}}{V_{DINAMICO}} \dots \dots \dots Regular$$

Ecuación 2-26

$$FE = \left(\frac{Z \cdot U \cdot S \cdot g}{R}\right) \cdot \frac{0.90V_{ESTATICO}}{V_{DINAMICO}} \dots \dots \dots Irregular$$

Ecuación 2-27

2.2.12.6 Excentricidad Accidental (Efectos de torsión) (Art. 4.6.5)

La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable.

2.3 Definición de términos

Análisis Modal: es el proceso de la determinación de las características dinámicas inherentes a un sistema mecánico y necesario para la posterior formulación de un modelo matemático del comportamiento dinámico de dicho sistema. Los parámetros modales (frecuencias, modos naturales de vibración y amortiguamiento) propios del sistema, que dependen de la distribución de sus características de la masa, rigidez y amortiguamiento.

Deriva de entrepiso: es el cociente entre la diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos pisos consecutivos y la altura libre o separación de los mismos.

Desplazamiento de Diseño: desplazamiento lateral frente al sismo de diseño sin considerar el desplazamiento por torsión. Usado para el sistema de aislamiento.

Diafragma rígido: Se produce cuando el desplazamiento de cada nudo de la losa depende del desplazamiento de su centro de masa.

Elemento estructural: Elemento que soporta carga axial, de corte o momento flector, pueden ser vigas, columnas, losas, placas, muros portantes.

Estructura: Es el armazón que le da forma a un edificio, lo sostiene, fija al suelo y hace que las cargas se transmiten a este. La estructura hace resistente a una edificación ante movimientos sísmicos.

Grados de libertad: es el número mínimo de parámetros necesarios para describir de manera única la figura deformada de la estructura, estas corresponden a las rotaciones y las traslaciones libres en cada uno de los nudos de la estructura. (Saucedo, 2016)

Ingeniería sismo-resistente: Es parte de la dinámica estructural, que estudia el comportamiento de las edificaciones ante la acción sísmica e investiga los métodos de cálculo estructural, que garantizan su buen comportamiento y seguridad estructural ante los sismos (Villareal, 2013, p. 3).

Modo: forma de vibración libre de la estructura.

Periodos de edificación: es el tiempo requerido para dar un ciclo de movimiento o una oscilación.

Rigidez: capacidad de un elemento estructural para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones y/o desplazamientos.

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 Metodología y tipo de investigación

3.1.1 Metodología de investigación

La presente investigación desarrollada pertenece al enfoque: CUANTITATIVO

El enfoque cuantitativo se caracteriza en generar una idea, plantear un problema, construir un marco, y generar una hipótesis antes de realizar el análisis y recolección de datos, con base en la medición numérica y el análisis mediante métodos estadísticos para establecer patrones de comportamiento y probar teorías (Hernández, Fernández, & Baptista, 2010)

3.1.2 Tipo de investigación

El tipo de investigación es DESCRIPTIVO – COMPARATIVO

Hernández et al. (2010), menciona que los estudios descriptivos “Busca especificar propiedades, características y riesgos importantes de cualquier fenómeno que se analice. Describe tendencias de un grupo o población” (p. 80). Es decir, únicamente pretender medir o recoger información de manera independiente o conjunta sobre los conceptos o las variables a las que se refieren, esto es, su objetivo no es indicar cómo se relacionan éstas.

Por otro lado Borja (2012), define a la investigación descriptiva como aquella en que se busca describir determinadas características del objeto de estudio.

Mientras tanto Hurtado (2010), describe que la investigación comparativa tiene como objetivo la identificación de diferencias y semejanzas con respecto a la aparición de un evento en dos o más contextos, grupos o situaciones. Sierra Bravo (como se citó en Hurtado, 2010), la comparación es la actividad de la razón que pone en correspondencia unas realidades con otras para ver sus similitudes y sus discrepancias. Y los aspectos que intervienen son las siguientes; en una investigación comparativa lo que se contrasta son unidades entre si con respecto a eventos, no eventos entre sí, y la correspondencia o contraste entre las realidades a comparar, es decir, el proceso mismo de comparación.

Conviene hacer una investigación comparativa cuando se ha detectado que pudiera haber ciertas condiciones diferentes entre unidades de estudio que pertenecen a contextos

diferentes. El criterio de clasificación que define estos contextos puede convertirse, niveles más avanzados, es un posible proceso explicativo del evento a comparar.

3.2 Diseño de investigación

El diseño de la investigación es CUASI EXPERIMENTAL

Son investigaciones de investigación que se aproximan a la investigación experimental, pero no cumplen todas las condiciones de rigurosidad que tienen los diseños experimentales. En este tipo de diseño el investigador puede manipular la variable independiente, pero no hay selección al azar o rigurosa de la muestra (Hernández et al., 2010)

Los diseños cuasiexperimentales pueden llevarse a cabo con un solo grupo, con dos grupos o con más grupos. Así, mismo puede haber una sola medición antes y un después, o varias mediciones en serie.

3.3 Formulación de hipótesis

3.3.1 Hipótesis general

Existen diferencias significativas en el comportamiento de la respuesta sísmica con interacción suelo-estructura en los puntos de estudio de la ciudad de Juliaca.

3.3.2 Hipótesis específica

- En los puntos de estudio de la ciudad de Juliaca presentan diferentes capacidades portantes del suelo.
- La influencia de la interacción suelo-estructura modifica la respuesta sísmica debido a la flexibilidad de la base fundación, principalmente en términos de desplazamientos, periodos y distorsiones.
- La influencia de la interacción suelo-estructura es significativa en los puntos de estudio de la ciudad de Juliaca.

3.4 Variables de estudio

Las variables de investigación se representan con la siguiente ecuación:

$$y = f(x)$$

3.4.1 Variable dependiente (y)

Respuesta sísmica:

- Desplazamiento
- Periodos
- Distorsiones
- Cortante mínima
- Momento de Volteo

3.4.2 Variable independiente (x)

1. Suelo de fundación
2. Número de pisos
3. Configuración geométrica en planta
4. Con ISE y sin ISE

3.5 Datos generales de la zona de estudio

El presente trabajo de investigación se desarrolló en la ciudad de Juliaca, donde se tomaron cuatro puntos de estudio de diferentes tipos de suelos de acuerdo a la zonificación geotécnica realizado en el año 2003 a cargo de la municipalidad provincial de San Román, cabe mencionar que para la elección de puntos no se utilizó ningún método estadístico, los puntos de ensayo se eligieron de manera arbitraria.

3.5.1 Ubicación geográfica

Como se ha mencionado anteriormente los cuatro puntos de estudio están ubicados dentro del distrito de Juliaca - provincia San Román, departamento de Puno; a una altura de 3825 msnm y con una extensión superficial plana con ligeras ondulaciones.

3.6 Objeto de estudio

Viviendas de 2, 3, 4 y 5 pisos (planta cuadrada y rectangular) propuestos por los investigadores.

3.7 Técnicas e instrumentos de recolección

3.7.1 Técnicas

En la *Figura 3-1* se muestra el procedimiento que se desarrolló para concluir con los objetivos presentados.

3.8 Instrumentos

- Software Etabs 2016 versión estudiantil
- Microsoft Excel
- Estudio de Mecánica de Suelos
- Reglamento Nacional de Edificaciones
- Libros
- Investigaciones (artículos, ponencias, etc)

3.9 Procesamiento de la información

Primero: se elaboraron los planos arquitectónicos de vivienda unifamiliar con configuración geométrica en planta cuadrada y rectangular de 2, 3, 4 y 5 pisos.

Segundo: Ensayos de SPT en campo y procesamiento de datos en gabinete (N60 de golpes, clasificación de suelos, contenido de humedad, límites de consistencia, densidad relativa, ángulo de fricción y capacidad admisible).

Tercero: recolección y procesamiento de datos generados por el análisis dinámico modal espectral de base empotrada y con interacción suelo-estructura para el sistema estructural aporticado de las viviendas unifamiliares con configuración geométrica en planta cuadrada y rectangular de 2, 3, 4 y 5 pisos.

Cuarto: comparación de los resultados del análisis dinámico modal espectral de base empotrada y con interacción suelo-estructura para el sistema estructural aporticado de las viviendas unifamiliares con configuración geométrica en planta (cuadrada y rectangular) de 2, 3, 4 y 5 piso.

Quinto: finalmente se determinó la influencia de la interacción suelo-estructura (ISE) en los cuatro puntos de estudio de la ciudad de Juliaca.

3.10 Procesamiento y análisis de datos

Los datos obtenidos servirán para realizar el modelo en el software ETABS 2016 versión educacional y realizar el análisis sísmico Dinámico Modal Espectral con base empotrado y considerando la interacción suelo-estructura, así mismo se realizó un análisis comparativo de la respuesta sísmica estructural de las viviendas aporricadas de 2, 3, 4 y 5 pisos, estas con planta cuadrada y rectangular para analizar el efecto que produce en cada punto de estudio de la ciudad de Juliaca.

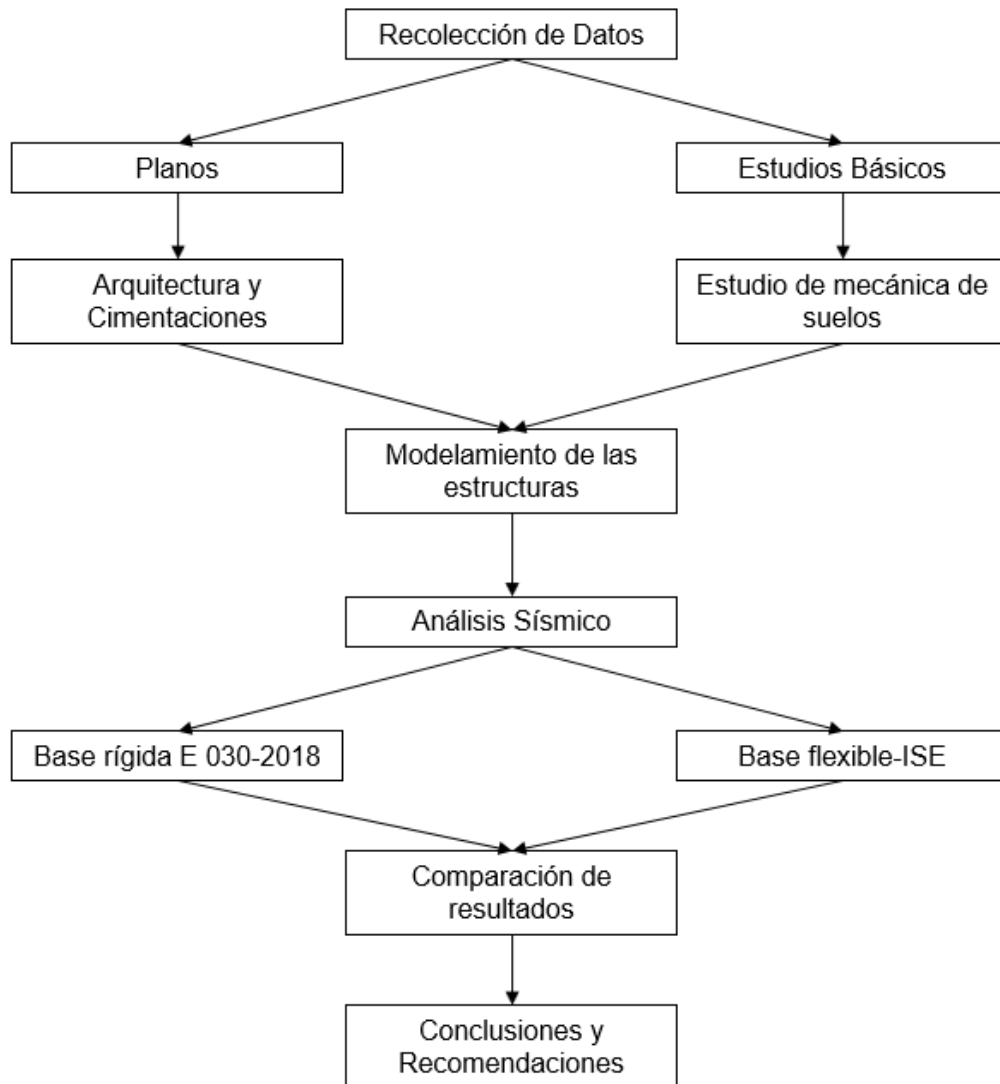


Figura 3-1. Procedimiento y recolección de datos de la investigación.

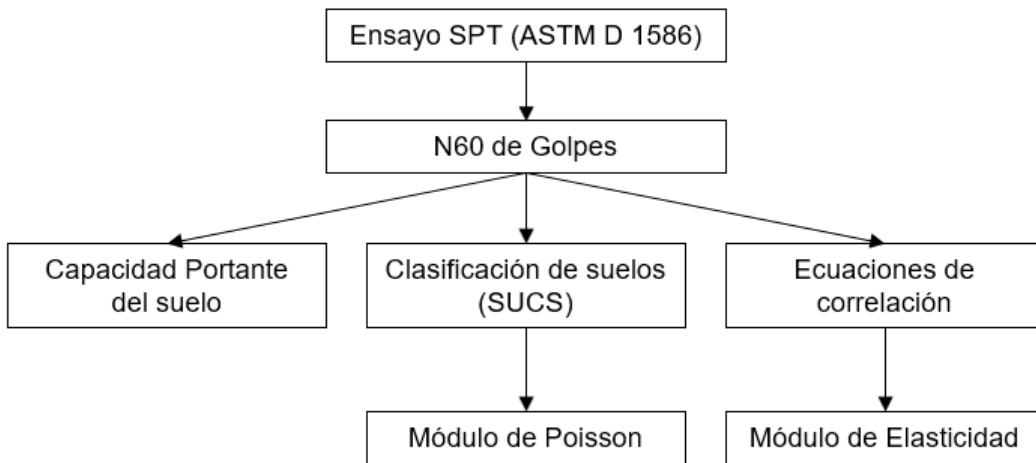


Figura 3-2. Procedimiento y recolección de datos para estudio de suelos.

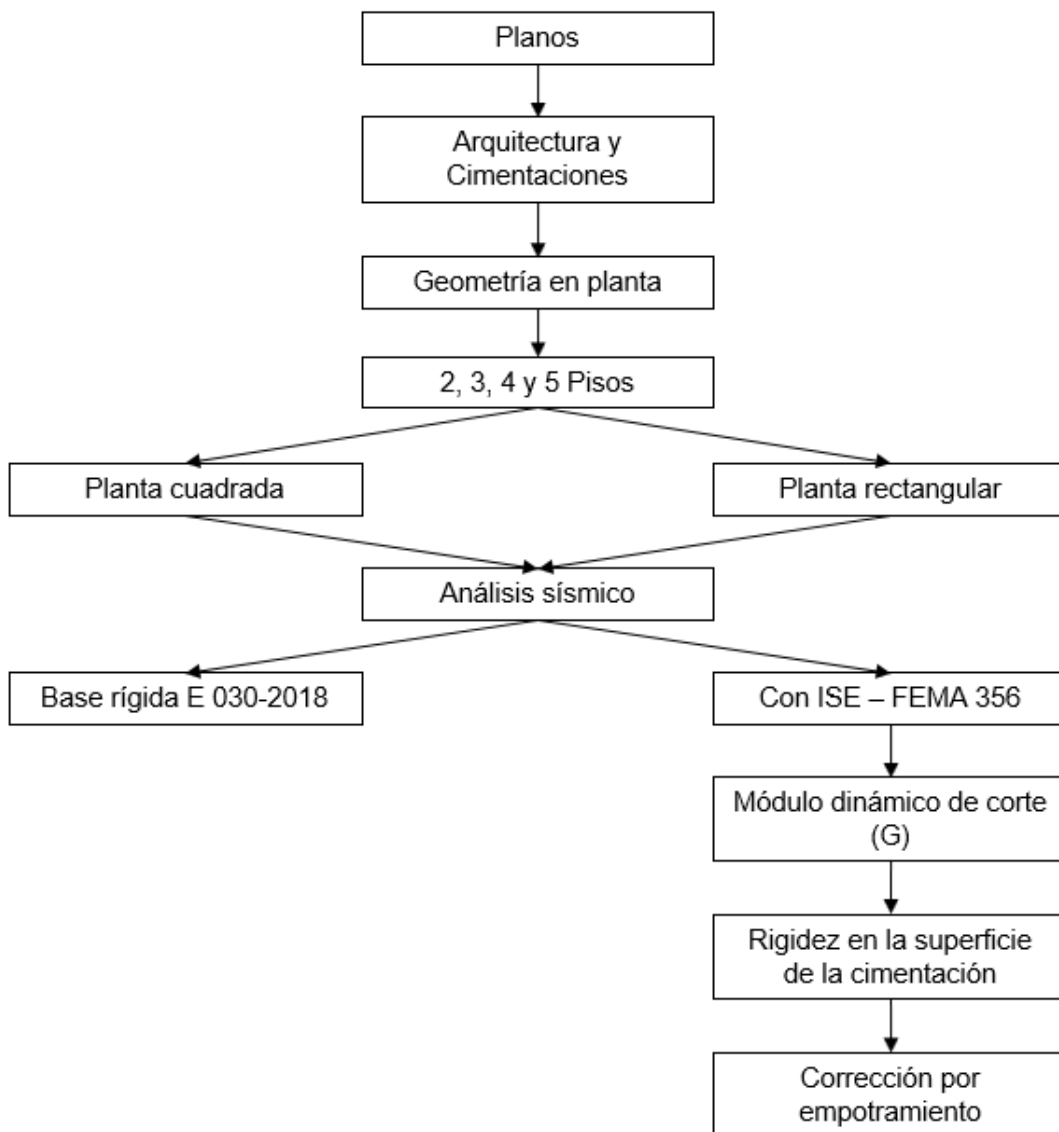


Figura 3-3. Procedimiento y recolección de datos para los modelos estructurales.

3.11 Datos generales de los puntos de estudio

Según el PDU Juliaca 2004 – 2015 en el ítem 2.6 La Vulnerabilidad del territorio ante los peligros naturales, describe que la ciudad de Juliaca cuenta con cinco tipos de suelos, que se han considerado las características geomorfológicos, hidrogeológicos y geológicos, para arribar finalmente a un análisis geotécnico de los suelos, permitiendo establecer una estratigrafía del subsuelo a nivel de cimentaciones superficiales.

Para realizar el estudio de suelos, se ha tomado como referencia los tipos I, II, III-A y V.

3.11.1 Ubicación de los puntos de estudio

Como se ha mencionado anteriormente los puntos de estudio son cuatro, todas ubicadas en el Distrito de Juliaca, Provincia de San Román del Departamento de Puno.

Punto 01: Este punto de estudio representa al suelo tipo V (Cerro Colorado), se ubica en el Jr. Manuel Prado con Jr. Mariano Pandia, Coordenadas (19 L 0378639, UTM: 8285927).



Figura 3-4. Fotografía satelital del punto de estudio SPT-01.

Punto 02: Este punto de estudio representa al suelo tipo III-A (Rinconada), se ubica en el costado del Parque de la Pileta, Coordenadas (19 L 0378162, UTM: 8286025).



Figura 3-5. Fotografía satelital del punto de estudio SPT-02.

Punto 03: Este punto de estudio representa al suelo tipo II (Barrio los Choferes parte baja), se ubica en el Jr. Luis Bancharo con Jr. Manuel Pardo Ugarteche, Coordenadas (19 L 0377402, UTM: 8286340).



Figura 3-6. Fotografía satelital del punto de estudio SPT-03.

Punto 04: Este punto de estudio representa al suelo tipo I (Jr. Sucre), se ubica en el Jr. San Salvador con Jr. Sucre, Coordenadas (19 L 0379784, UTM: 8287747).



Figura 3-7. Fotografía satelital del punto de estudio SPT-04.

3.12 Estudio de mecánica de suelos

Se realizó el ensayo de Penetración Estándar (SPT) ASTM D-1586, en los cuatro puntos de estudios ya mencionados.



Figura 3-8. Ensayo de Penetración Estándar (SPT) en campo.

SPT -01: Representa al punto 01, el ensayo se realizó a una profundidad de 3.00 metros, encontrando tipos de suelo como: material de relleno de 0.45 m, arcilla inorgánica de baja plasticidad (CL) de 0.60 m y arcilla inorgánica de alta plasticidad (CH) de 1.95 m, y el nivel freático a 1.50 m.

SPT -02: Representa al punto 02, el ensayo se realizó a una profundidad de 3.30 metros, encontrando tipos de suelo como: material de relleno de 0.45 m, arena arcillosa – arena limosa (SC – SM) de 0.90 m, arcilla inorgánica de baja plasticidad (CL) de 1.20 m y arena arcillosa – arena limosa (SC – SM) de 0.60 m, y el nivel freático a 1.80 m.

SPT -03: Representa al punto 03, el ensayo se realizó a una profundidad de 3.30 metros, encontrando tipos de suelo como: material de relleno de 0.30 m, arcilla inorgánica de baja plasticidad (CL) de 3.00 m, y el nivel freático a 1.75 m.

SPT -04: Representa al punto 04, el ensayo se realizó a una profundidad de 3.30 metros, encontrando tipos de suelo como: material de relleno de 0.15 m, arcilla inorgánica de alta plasticidad (CH) de 0.90 m, arcilla inorgánica de baja plasticidad (CL) de 1.95 m y arena limosa (SM) de 0.30 m, y el nivel freático a 2.30 m.

En la **Tabla 3-1** se muestra el resumen de los resultados del ensayo de SPT en los cuatro puntos de estudio, como la clasificación de suelos mediante SUCS, la Capacidad Admisible del suelo a diferentes profundidades los cuales se emplearon en la presente investigación.

Tabla 3-1.

Resultados de Capacidad Admisible en los puntos de estudio.

| SPT | Clasificación (SUCS) | Capacidad Admisible (kg/cm ²) | | | | N.F (m) |
|--------|-------------------------|---|----------|----------|----------|---------|
| | | h=2.40 m | h=2.10 m | h=1.80 m | h=1.50 m | |
| SPT-01 | CH | 0.500 | 0.458 | 0.333 | 0.333 | 1.50 |
| SPT-02 | CL | 0.708 | 0.708 | 0.583 | 0.667 | 1.80 |
| SPT-03 | CL | 0.708 | 0.583 | 0.625 | 0.625 | 1.75 |
| SPT-04 | CL | 0.667 | 0.667 | 0.625 | 0.708 | 2.30 |

Nota: Fuente, Elaboracion propia.

3.12.1 Módulo de Poisson del suelo (ν)

Según el resultado del ensayo de SPT realizados en los cuatro puntos de estudio de la ciudad de Juliaca presenta una estratigrafía del suelo predominante arcilla, Fema 440 en el ítem 8.3 estima que para el módulo de Poisson en arcillas 0.45.

3.12.2 Módulo de Elasticidad (E_s) y Modulo de Corte Dinámico del Suelo (G)

Para el cálculo del módulo de elasticidad se utilizó la **Ecuación 2-7** que está en función del N° de golpes del SPT y con un factor de seguridad de 2.

Para el cálculo del módulo de corte dinámico se utilizó la **Ecuación 2-4** que está en función del módulo de elasticidad del suelo y el módulo de Poisson.

Tabla 3-2.

Resultados de Módulo de Elasticidad y Modulo Dinámico de corte del suelo

| | N° de Golpes | | | | | | |
|------------------------------|--------------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|
| | 8 | 11 | 12 | 14 | 15 | 16 | 17 |
| Es (Mpa) | 21.528 | 28.021 | 30.196 | 34.579 | 36.793 | 39.022 | 41.268 |
| G (kg/cm ²) | 75.699 | 98.530 | 106.176 | 121.591 | 129.372 | 137.210 | 145.108 |

Nota: Fuente, Elaboracion propia.

3.13 Características del edificio

Arquitectura: las viviendas unifamiliares de 2, 3, 4 y 5 piso con configuración geométrica en planta (cuadrada y rectangular) se ubican en cada punto de estudio mencionado en el numeral 3.11.1. El edificio con planta cuadrada tiene un área construida de 144 m² y el edificio con planta rectangular tiene un área construida de 200 m², el sistema de techado es de losa aligerada en una sola dirección, la altura de entrepiso varía, así como: 1 piso 2.70 m y de 2 piso al 5 piso 2.60 m.

Estructura: el sistema estructural para todos los modelos de las viviendas unifamiliares es aporticado (pórtico). Se presentan las características de los materiales:

- Concreto:

Resistencia Nominal a compresión Vigas y Columnas = $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

Peso específico del concreto = 2400 kg/cm^3 .

Módulo de elasticidad de concreto = $15000 * \sqrt{f'c}$.

Módulo de Poisson = 0.20

3.14 Análisis Sísmico con Base Empotrado

3.14.1 Cargas Norma E 020

En el artículo 1 menciona que las edificaciones y todas sus partes deberán ser capaces de resistir las cargas que se les imponga como consecuencia de su uso previsto. Estas actuarán en las combinaciones prescritas y no deben causar esfuerzos ni deformaciones que excedan los señalados para cada material estructural en su Norma de diseño específica.

En ningún caso las cargas empleadas en el diseño serán menores que los valores mínimos establecidos en esta Norma.

En el artículo 2 describe los conceptos de cargas que actúan en la edificación, las cuales son:

Carga muerta: es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio, se sean permanentes o con una variación en su magnitud, pequeña en el tiempo.

Carga viva: es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos móviles soportados por la edificación.

Para realizar el análisis de los edificios, se han considerado las siguientes cargas de acuerdo a lo exigido del Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E 020:

Carga muerta

- | | |
|--------------------------------|------------------------|
| • Peso propio de la estructura | 2400 Kg/m ³ |
| • Acabados. | 150 Kg/m ² |
| • Losa aligerada (e=0.20). | 300 Kg/m ² |
| • Tabiquería | 100 Kg/m ² |

Carga viva:

- | | |
|-------------------------|-----------------------|
| • Vivienda unifamiliar. | 200 kg/m ² |
|-------------------------|-----------------------|

3.14.2 Diseño Sismo Resistente E 030

Para desarrollar el análisis estructural la Norma E 030 establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas tengan un comportamiento sísmico acorde con los principios señalados en el numeral 1.3.

La Zonificación: según el anexo N° 1 de la Norma E030 y al mapa de zonificación, la ciudad de Juliaca se encuentra ubicada en la Zona 3, asignando un factor $Z = 0.35$. ver **Tabla 2-7**.

La Microzonificación Sísmica y Estudio de Sitio: de acuerdo a los resultados del Estudio de Mecánica de Suelos (EMS), se determina el tipo de perfil del suelo para indicar en que estrato del suelo se va a cimentar la edificación. En su mayoría de los puntos de estudio se encontraron arcillas inorgánicas de baja y alta plasticidad, arena arcillosa y arena limosa, por consiguiente, se define según la norma como suelo tipo S-3 (suelos blandos).

Parámetros de Sitio: de acuerdo al perfil del suelo y la zonificación, conlleva a usar el $T_p = 1.0$, $T_L = 1.6$ y $S = 1.20$

Parámetros de Amplificación sísmica (C): De acuerdo a los parámetros de sitio T_p y T_L y las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica como la respuesta estructural respecto a la aceleración en el suelo, donde C se calculará de acuerdo a la **Ecuación 2-20 y Ecuación 2-22**.

Categoría de la Edificación y el Factor de Uso U: La edificación a analizar es para viviendas unifamiliares, y según a la importancia que describe la Norma E 030 lo clasifica como edificaciones comunes que corresponde a la *Categoría "C"* y el factor uso $U = 1$.

Sistema Estructural: De acuerdo al proyecto planteado para este estudio se ha tomado estructuras a base de pórticos, definida como Sistema aporticado, correspondiendo así $R_0 = 8$ ver **Tabla 2-10**.

Factor de Irregularidad: De acuerdo a la configuración estructural de los Objetos de Estudio, la configuración geométrica en planta (cuadrada y rectangular) no presentan irregularidades, por lo tanto, corresponde la irregularidad estructural en planta $I_p = 1.0$ y para la irregularidad estructural en altura $I_a = 1.0$.

Tabla 3-3.
Parámetros para el análisis Sísmico Dinámico

| Parámetro | Valores | Descripción |
|-----------|---------|--|
| Z = | 0.35 | Factor de Zona |
| U = | 1 | Factor de Uso |
| S = | 1.2 | S3 - Suelo blandos |
| TP = | 1 | Factor que depende de "S" |
| TL = | 1.6 | Factor que depende de "S" |
| Ro = | 8 | Sistema Estructural Aporticado (concreto armado) |
| R = | 8 | Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas |
| Ip = | 1 | Irregularidad estructural en planta |
| Ia = | 1 | Irregularidad estructural en altura |
| hn = | 15.20 | Altura total de la edificación en (m) |
| Ct = | 35 | Coeficiente para estimar el periodo fundamental |

Nota: Fuente, elaboración propia.

Con los datos mostrados en la **Tabla 3-3** se procederá al modelamiento de la estructura.

3.14.3 Modelamiento de la estructura

Para el modelamiento de las estructuras se utilizó el Software ETABS 2016 versión educacional, es un software innovador y revolucionario que proporciona un conjunto inigualable de herramientas para ingenieros de estructuras que modelan y dimensionan edificios – tanto edificios industriales de un piso, como también torres de varios pisos. Con enormes capacidades y de fácil uso.

Se presenta el procedimiento típico para todos los modelos utilizados.

3.14.3.1 Geometría en planta y en altura

Para realizar el modelamiento de la estructura, es importante tener primero el dibujo de la planta en AutoCAD para insertar las dimensiones sin errores. Se presenta las dos configuraciones geométricas en planta Cuadrada y Rectangular. (ver anexo).

3.14.3.2 Definición de ejes y número de pisos

En el ETABS, para definir los ejes y el número de pisos, seguimos la ruta de *"File/New Model ..."*, luego se inserta los ejes (x, y, z) en cada dirección y los números de pisos con sus respectivas medidas. Para desarrollar todo el procedimiento se realizó con el edificio de 5 pisos de planta cuadrada.

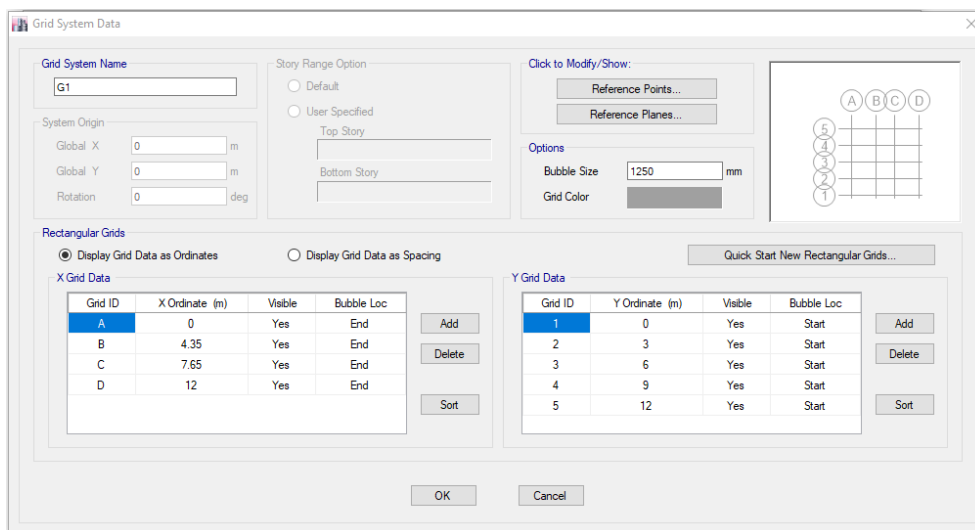


Figura 3-9. ingreso de valores en los ejes X, Y.

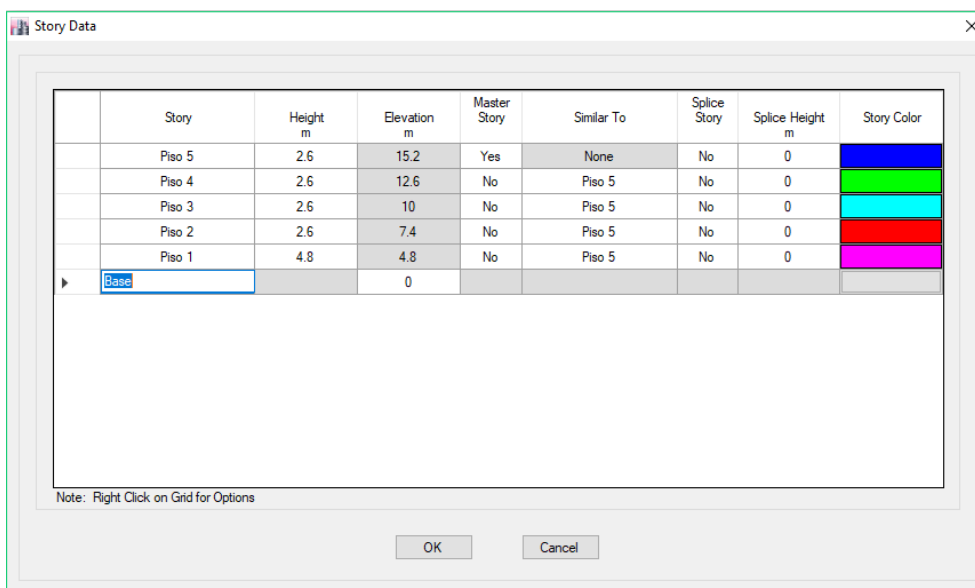


Figura 3-10. ingreso de valores en Z.

3.14.3.3 Definición de materiales

En la ventana de "Materiales Property Data", ingresamos toda la información indicada en el numeral 3.13, como se muestra en la Figura 3-11.

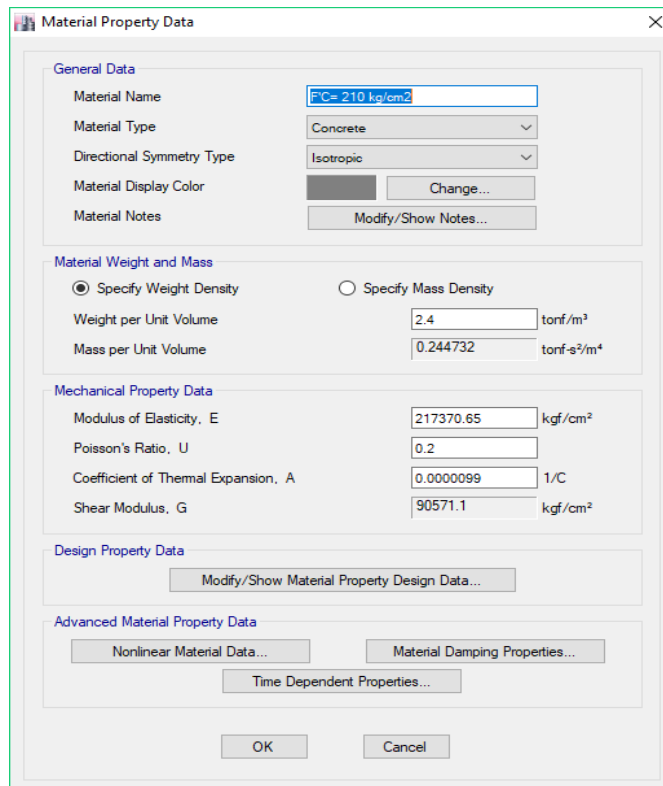


Figura 3-11. Definición de material: concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

3.14.3.4 Definición de secciones

Ingresamos a la ventana de “*Define/Action Properties/Frame Sections...*” donde insertamos las dimensiones de las secciones de columnas y vigas.

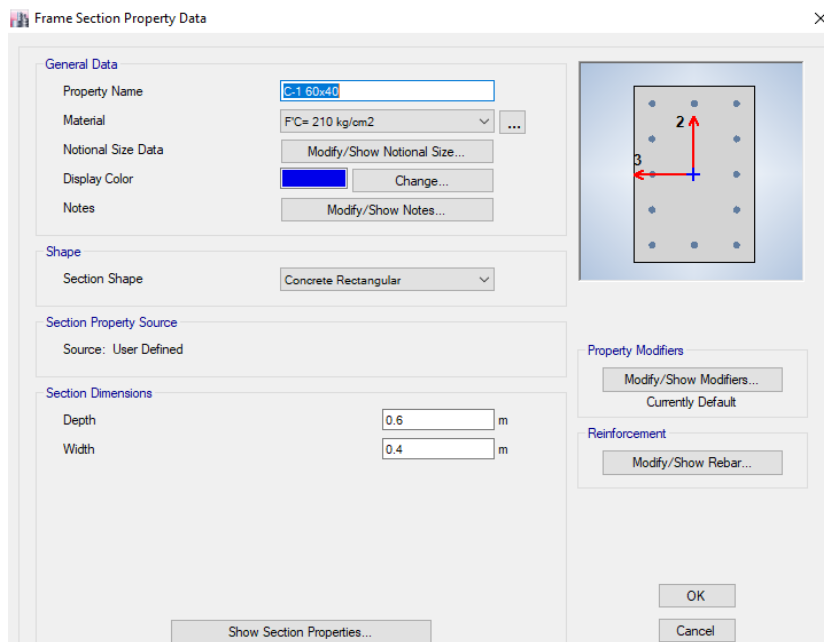


Figura 3-12. Columna rectangular C-1: 0.60m x 0.40m.

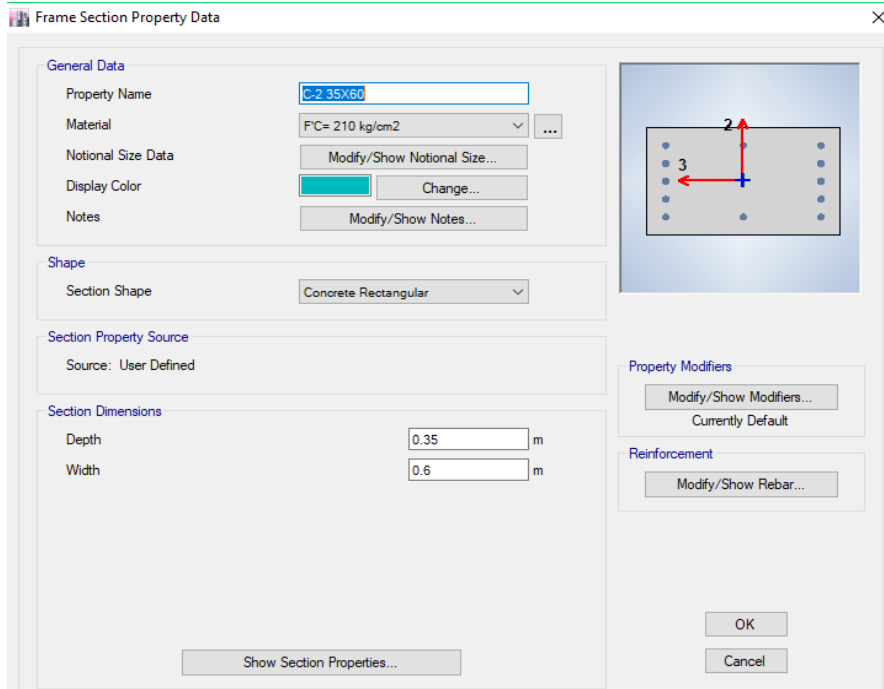


Figura 3-13. Columna rectangular C-2: 0.35m x 0.60m.

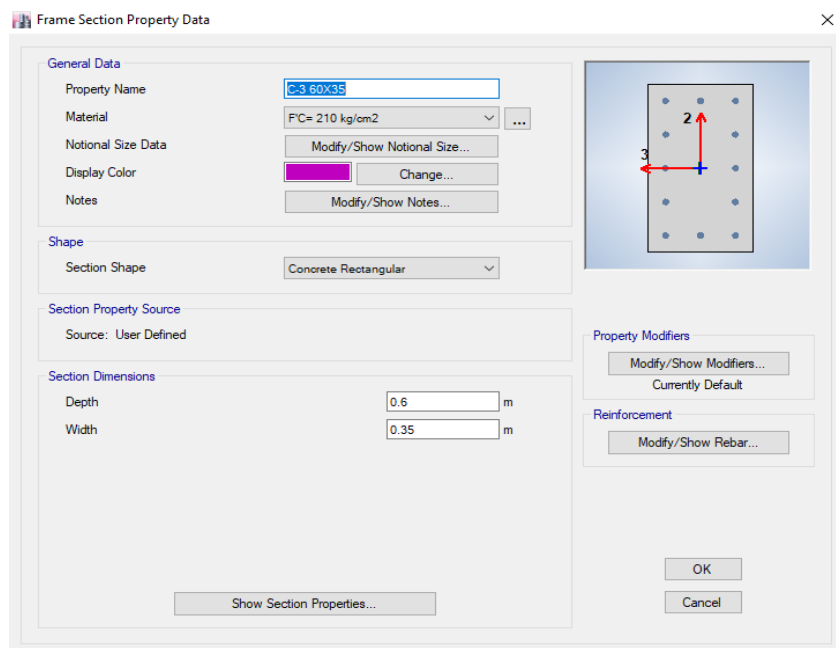


Figura 3-14. Columna rectangular C-3: 0.60m x 0.35m.

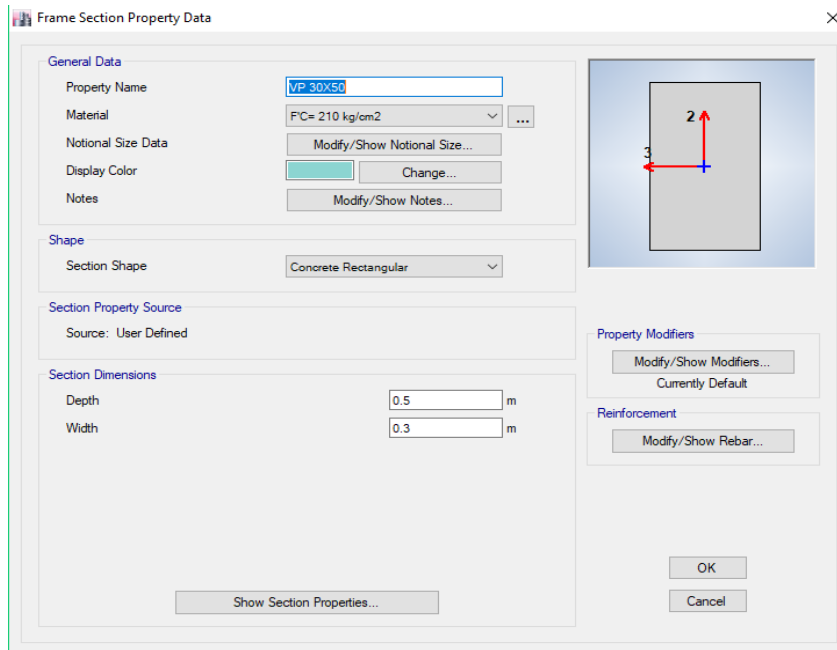


Figura 3-15. Sección de Viga VP: 0.30m x 0.50m.

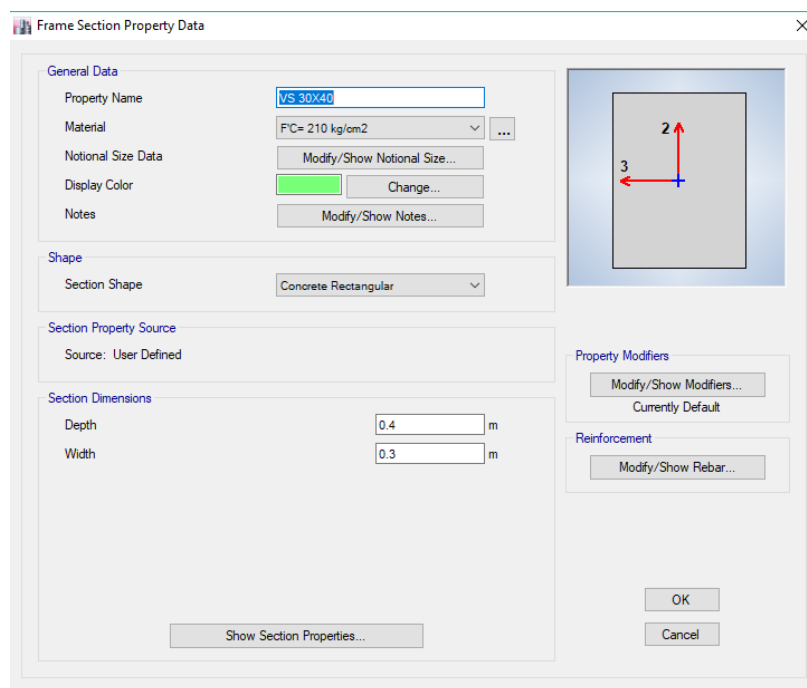


Figura 3-16. Sección de Viga VS: 0.30m x 0.40m.

Seguidamente definimos la Losa Aligerada en 1 Dirección "Y", ingresamos a "Define/Section Properties/Slab Sections...", así como se muestra en la Figura 3-17.

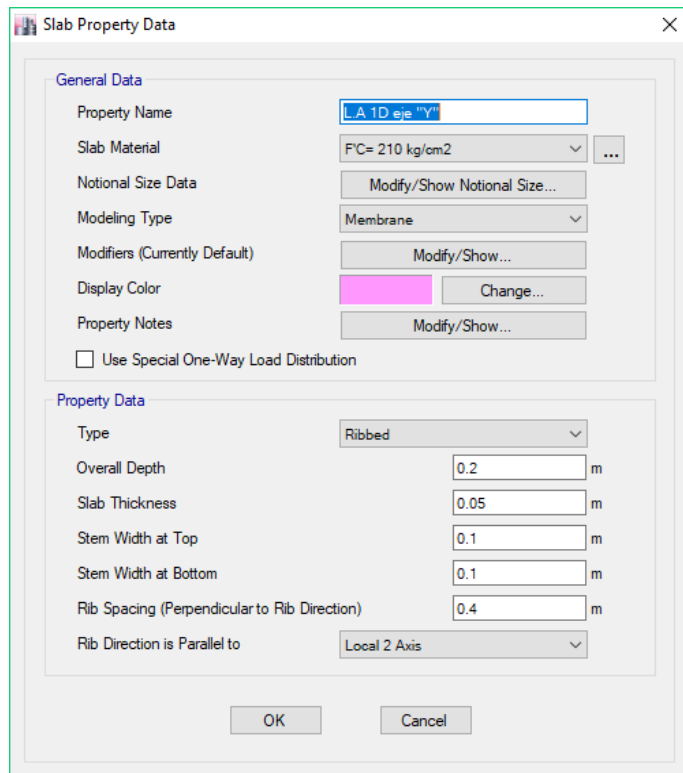


Figura 3-17. Losa aligerada en 1 Dirección eje "Y".

Luego de haber definidos las secciones columnas, vigas y losa aligerada empezamos a dibujarlos.

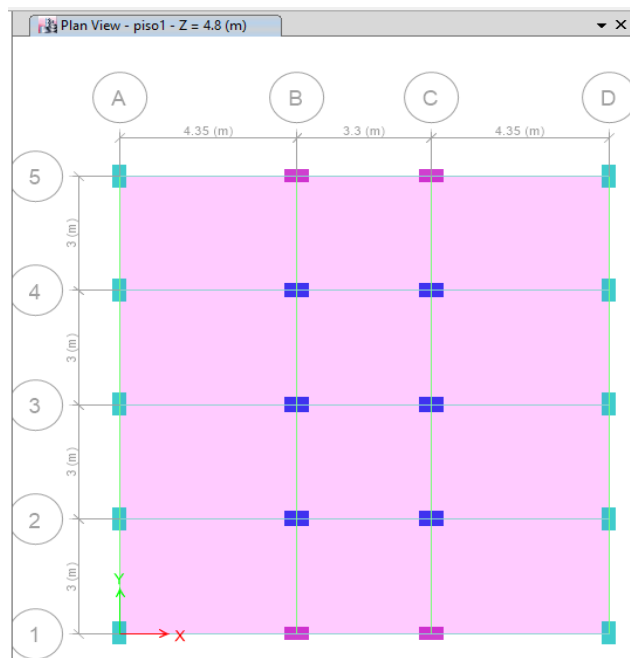


Figura 3-18. Asignación de columnas, vigas y losas.

3.14.3.5 Definición de apoyos empotrados en la base

Luego se asignan las secciones de columnas, vigas y losas, nos ubicamos en la base del edificio seleccionando todos los puntos donde se ubican todas las columnas, nos vamos a “Assign/Join/Restrains...”, y asignamos apoyos de empotramiento perfecto tal como se muestra en la imagen.

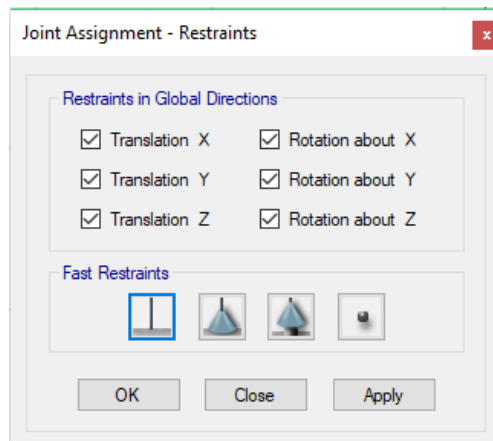


Figura 3-19. Restricción en la base.

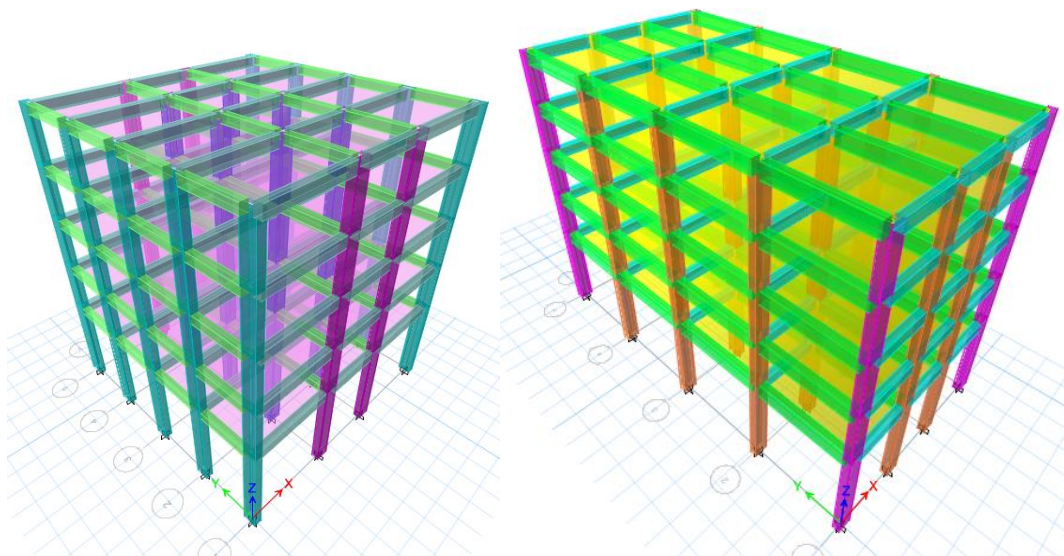


Figura 3-20. visualización del sistema estructural.

3.14.3.6 Definición de brazos rígidos

Para asignar los brazos rígidos, seleccionamos todos los pisos y nos vamos a “Assign/Frame/End Legenth Offsets...”, así como se muestra en la siguiente imagen.

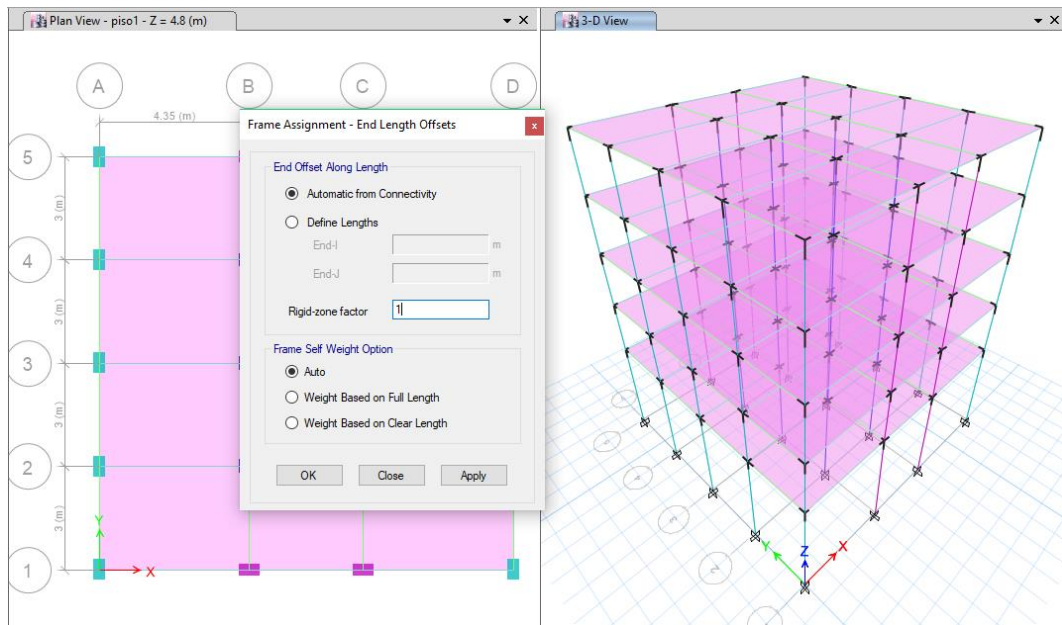


Figura 3-21. Asignación de brazos rígidos.

3.14.3.7 Definición del Diafragma Rígido

Para asignar las Diafragmas debemos definir un diafragma para cada piso, luego seleccionas cada piso y nos vamos a “Assign/Shell/Diaphragms...”, seleccionando “D1” y aplicamos, tal como se muestra en la siguiente imagen.

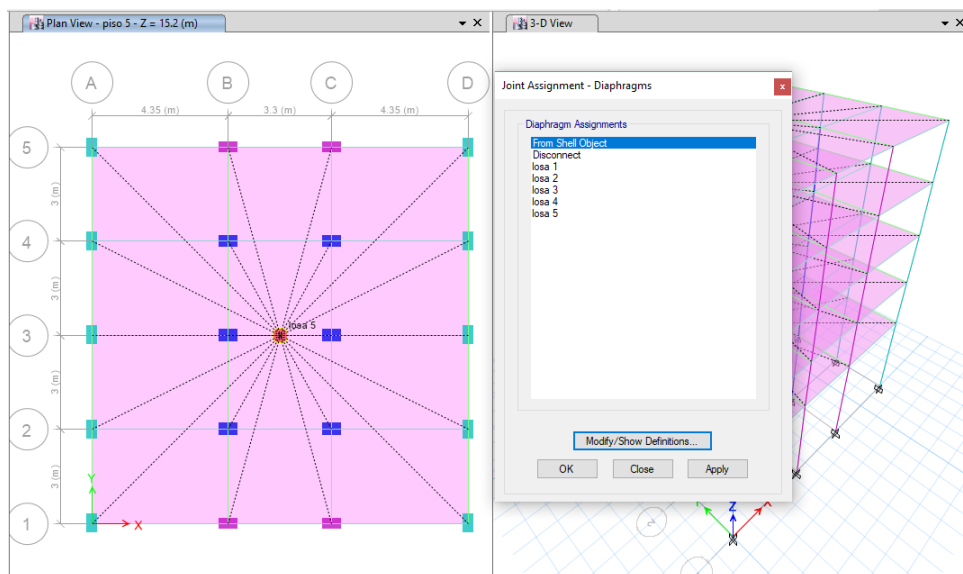


Figura 3-22. Creación de diafragmas.

3.14.3.8 Definición de patrones de carga

Creamos las cargas que actuaran en el edificio que se definen mediante patrones de carga (carga muerta, carga viva de entrepiso, carga de techo y el peso propio), para esto nos vamos a “Define/Load Patterns...”, así como se muestra en la figura siguiente.

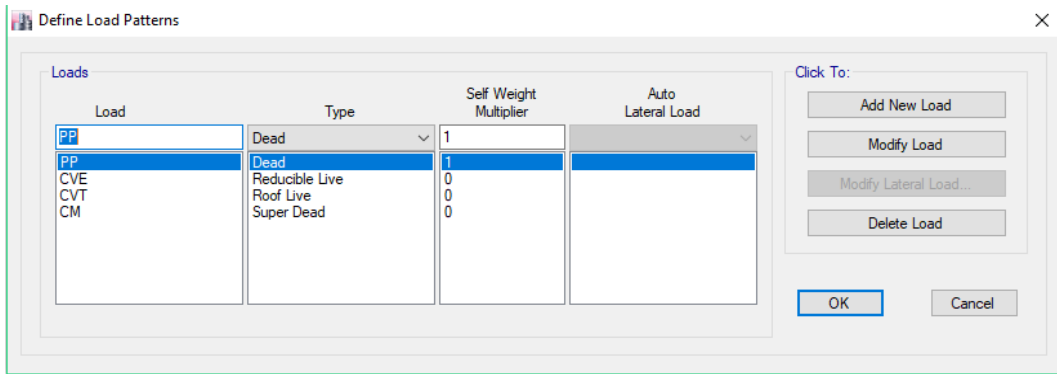


Figura 3-23. Definición de patrones de carga.

3.14.3.9 Asignación de cargas por gravedad

Seleccionamos los pisos de 2 al 4 y nos vamos a “Assign/Shell Loads/Uniform...”, asignamos Carga muerta = 0.30 ton/m², Carga viva de entepiso = 0.20 ton/m² y seleccionamos el último piso asignando Carga muerta = 0.28 ton/m² y Carga de techo = 0.10 ton/m².

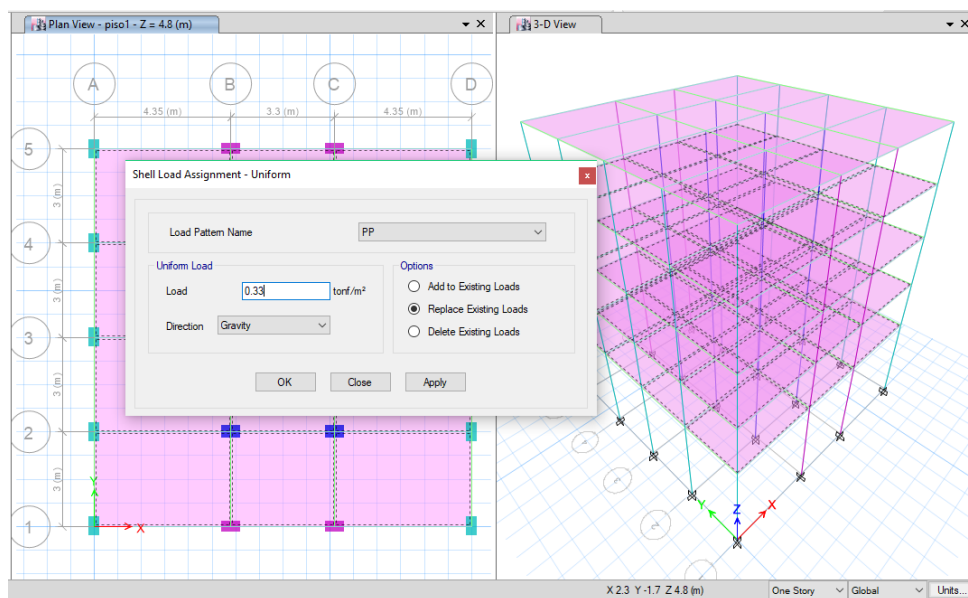


Figura 3-24. Asignación de las cargas por gravedad.

3.14.3.10 Definición del peso sísmico

De acuerdo a ítem 2.2.10.1 corresponde un valor del 25 % de Carga Viva.

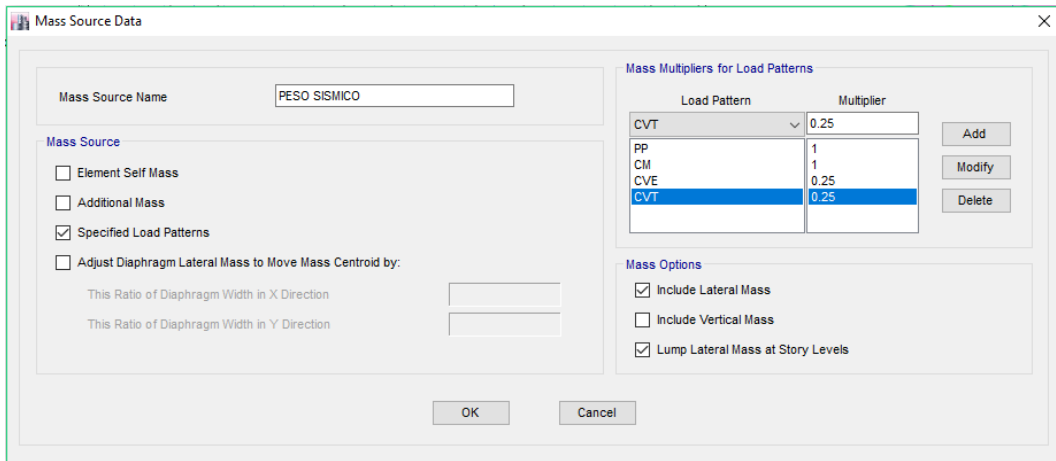


Figura 3-25. Definición de Peso Sísmico.

3.14.4 Análisis Dinámico Modal Espectral

Para realizar el análisis dinámico, incorporamos el espectro de pseudo-aceleración de acuerdo a la Norma E 030 “Diseño Sismorresistente” del Reglamento Nacional de Edificaciones, modificado con la Resolución Ministerial N° 355-2018-VIVIENDA; también definimos los casos de carga para realizar el análisis en la dirección X e Y considerando el apoyo de la base de la estructura empotrada.

3.14.4.1 Definición del Espectro de Respuesta.

Para ingresar el Espectro de Respuesta al programa se sigue el numeral 4.6.2 de la norma E 030 “Diseño Sismorresistente” del 2018 modificado como se mencionó anteriormente; con un periodo “T” una Aceleración Espectral de definido por:

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

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

$$T < 0.2 T_p \quad C = 1 + 7.5 * \left(\frac{T}{T_p}\right)$$

Tabla 3-4.
Definición de Espectro de Aceleración

| T | C | Sa/g | T | C | Sa/g |
|------|------|--------|-------|------|--------|
| 0.00 | 1.00 | 0.0525 | 0.95 | 2.50 | 0.1313 |
| 0.02 | 1.15 | 0.0604 | 1.00 | 2.50 | 0.1313 |
| 0.04 | 1.30 | 0.0683 | 1.10 | 2.27 | 0.1193 |
| 0.06 | 1.45 | 0.0761 | 1.20 | 2.08 | 0.1094 |
| 0.08 | 1.60 | 0.0840 | 1.30 | 1.92 | 0.1010 |
| 0.10 | 1.75 | 0.0919 | 1.40 | 1.79 | 0.0938 |
| 0.12 | 1.90 | 0.0998 | 1.50 | 1.67 | 0.0875 |
| 0.14 | 2.05 | 0.1076 | 1.60 | 1.56 | 0.0820 |
| 0.16 | 2.20 | 0.1155 | 1.70 | 1.38 | 0.0727 |
| 0.18 | 2.35 | 0.1234 | 1.80 | 1.23 | 0.0648 |
| 0.20 | 2.50 | 0.1313 | 1.90 | 1.11 | 0.0582 |
| 0.25 | 2.50 | 0.1313 | 2.00 | 1.00 | 0.0525 |
| 0.30 | 2.50 | 0.1313 | 2.25 | 0.79 | 0.0415 |
| 0.35 | 2.50 | 0.1313 | 2.50 | 0.64 | 0.0336 |
| 0.40 | 2.50 | 0.1313 | 2.75 | 0.53 | 0.0278 |
| 0.45 | 2.50 | 0.1313 | 3.00 | 0.44 | 0.0233 |
| 0.50 | 2.50 | 0.1313 | 4.00 | 0.25 | 0.0131 |
| 0.55 | 2.50 | 0.1313 | 5.00 | 0.16 | 0.0084 |
| 0.60 | 2.50 | 0.1313 | 6.00 | 0.11 | 0.0058 |
| 0.65 | 2.50 | 0.1313 | 7.00 | 0.08 | 0.0043 |
| 0.70 | 2.50 | 0.1313 | 8.00 | 0.06 | 0.0033 |
| 0.75 | 2.50 | 0.1313 | 9.00 | 0.05 | 0.0026 |
| 0.80 | 2.50 | 0.1313 | 10.00 | 0.04 | 0.0021 |
| 0.85 | 2.50 | 0.1313 | | | |
| 0.90 | 2.50 | 0.1313 | | | |

Nota: Fuente, elaboración propia.

Una vez calculado el espectro de respuesta, ingresamos en el programa y nos vamos a “*Define/Functions/Response Spectrum/User Defined.*”, así como se muestra en la *Figura 3-26.*

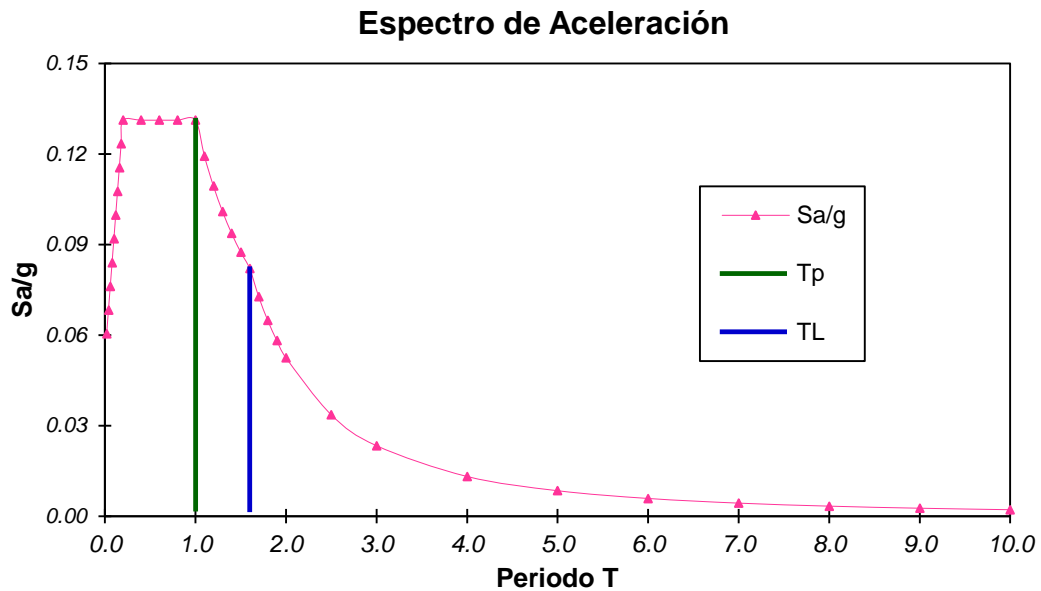


Figura 3-26. Espectro de Respuesta.

3.14.4.2 Definición de los Casos de Carga

Por último, teniendo la estructura modelada, definimos los casos de carga sísmica dinámica que actúan en la edificación, nos vamos a “*Define/Load Cases ...*”, como:

SSX = Sismo Dirección X – Espectro de Respuesta.

SSY = Sismo Dirección Y – Espectro de Respuesta.

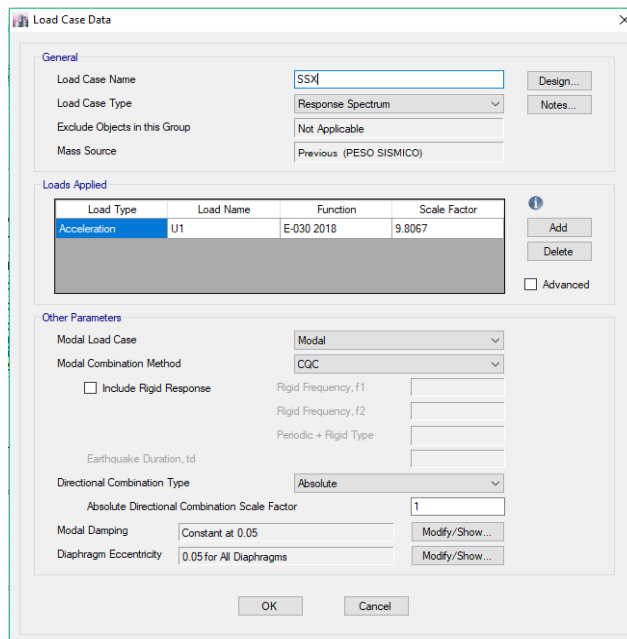


Figura 3-27. Definición de casos de carga en Dirección X.

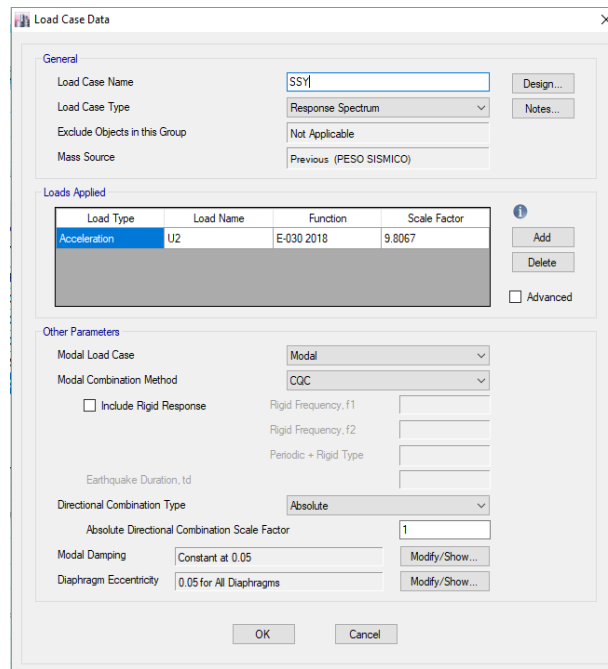


Figura 3-28. Definición de casos de carga en Dirección Y.

3.15 Análisis Sísmico con Interacción Suelo-Estructura

3.15.1 Análisis dinámico

Para realizar el análisis sísmico considerando la Interacción Suelo-Estructura (ISE), se debe de liberar los apoyos de la estructura del análisis con base empotrada, luego calculando los coeficientes de Rigidez del Suelos que son las Traslaciones y Rotaciones acuerdo a FEMA 356.

Para desarrollar el análisis dinámico con Interacción Suelo-Estructura, utilizamos el edificio de 5 pisos con el SPT-02, este procedimiento se desarrolló para todos los edificios propuestos.

3.15.1.1 Determinación de las propiedades dinámicas del suelo de fundación

Para determinar las propiedades dinámicas del suelo de fundación se utilizaron correlación con el N_{60} , así como para el cálculo del Módulo de elasticidad. Para realizar los cálculos respectivos se ha hecho los ensayos de Estudio de Mecánica de suelos.

Para el edificio de 5 pisos con el SPT-02 según la **Tabla 3-3** los datos son:

- Clasificación (SUCS) = CL
- $q_{adm} = 0.708 \text{ kg/cm}^2$
- $D_f = 2.40 \text{ m}$

- N.F = 1.80 m

Módulo de Elasticidad de suelo (Es)

Para obtener el módulo de elasticidad del suelo, se correlacionó con el N de golpes del SPT (N_{60}), y con un factor de seguridad de 2. Según la **Tabla 3-2** el módulo de elasticidad para N_{60} de 17 es igual a 41.268 Mpa.

$$E_S = 420.81 \text{ kg/cm}^2$$

Coefficiente de Poisson (v)

El coeficiente de Poisson que se utilizara para todos los cálculos de Rigidez del suelo, es $v = 0.45$ (suelos arcillosos)

Módulo de Corte (G)

El módulo de corte dinámico se calcula con la **Ecuación 2-4**.

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

$$E_S = 420.81 \text{ kg/cm}^2$$

$$v = 0.45$$

$$G = \frac{420.81}{2(1 + 0.45)} = 145.108 \text{ kg/cm}^2$$

$$G = 145.108 \text{ kg/cm}^2$$

3.15.1.2 Modelamiento de la Estructura

A partir del análisis sísmico de fuerzas equivalentes con apoyo empotrado, realizamos las asignaciones a la estructura para realizar la modelación considerando ISE.

Definición de apoyos en la base

Modelo FEMA 456

Se realizó el cálculo de todos los coeficientes de rigidez del suelo para cada zapata.

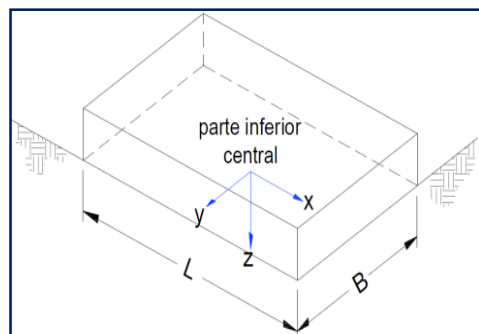
Z-1 datos:

$$G = 2063.93 \frac{lb}{pulg^2}$$

$$L = 2.90 \text{ m} \cong 114.17 \text{ pulg}$$

$$B = 2.70 \text{ m} \cong 106.30 \text{ pulg}$$

Cálculo de la traslación a lo largo del eje X, según la Ecuación 2-9.



$$K_x = \frac{GB}{2-v} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right] = \frac{2063.93 * 106.30}{2 - 0.45} \left[3.4 \left(\frac{114.17}{106.30} \right)^{0.65} + 1.2 \right]$$

$$K_x = 673\,984.82 \text{ lb/pulg}$$

Cálculo de la traslación a lo largo del eje Y, según la Ecuación 2-10.

$$K_y = \frac{GB}{2-v} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \frac{L}{B} + 0.80 \right]$$

$$K_y = \frac{2063.93 * 106.30}{2 - 0.45} \left[3.4 \left(\frac{114.17}{106.30} \right)^{0.65} + 0.4 \frac{114.17}{106.30} + 0.80 \right]$$

$$K_y = 678\,178.73 \text{ lb/pulg}$$

Cálculo de la traslación a lo largo del eje Y, según la Ecuación 2-11.

$$K_z = \frac{GB}{1-v} \left[1.55 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.80 \right] = \frac{2063.93 * 106.30}{1 - 0.45} \left[1.55 \left(\frac{114.17}{106.30} \right)^{0.75} + 0.80 \right]$$

$$K_z = 971\,450.89 \text{ lb/pulg}$$

Calculamos la rotación sobre el eje X, según la Ecuación 2-12.

$$K_{xx} = \frac{GB^3}{1-v} \left[0.4 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.1 \right] = \frac{2063.93 * 106.30^3}{1 - 0.45} \left[0.4 \frac{114.17}{106.30} + 0.1 \right]$$

$$K_{xx} = 2\,387\,228\,974.87 \text{ lb * pulg}$$

Calculamos la rotación sobre el eje Y, según la Ecuación 2-13.

$$K_{yy} = \frac{GB^3}{1-v} \left[0.47 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.034 \right] = \frac{2063.93 * 106.30^3}{1 - 0.45} \left[0.47 \left(\frac{114.17}{106.30} \right)^{2.4} + 0.034 \right]$$

$$K_{yy} = 2\,668\,040\,650.95 \text{ lb * pulg}$$

Calculamos la rotación sobre el eje Z, según la Ecuación 2-14.

$$K_{zz} = GB^3 \left[0.53 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 0.51 \right] = 2063.93 * 106.30^3 \left[0.53 \left(\frac{114.17}{106.30} \right)^{2.45} + 0.51 \right]$$

$$K_{zz} = 2\,829\,601\,118.49 \text{ lb * pulg}$$

Factores de corrección por empotramiento

$$D = 2.40 \text{ m} \cong 94.49 \text{ pulg}$$

$$d = 0.60 \text{ m} \cong 23.62 \text{ pulg}$$

$$h = 2.10 \text{ m} \cong 82.68 \text{ pulg}$$

Calculamos el factor de corrección para la traslación en X e Y, según la Ecuación 2-15.

$$\beta_x, \beta_y = \left(1 + 0.21 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) * \left[1 + 1.6 \left(\frac{hd(B+L)^{0.4}}{BL^2} \right) \right]$$

$$\beta_x, \beta_y = \left(1 + 0.21 \sqrt{\frac{94.49}{106.30}} \right) * \left[1 + 1.6 \left(\frac{82.68 * 23.62(106.30 + 114.17)^{0.4}}{106.30 * 114.17^2} \right) \right]$$

$$\beta_x, \beta_y = 2.40$$

Calculamos el factor de corrección para la traslación en Z, según la Ecuación 2-16.

$$\beta_z = \left[1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} \left(2 + 2.6 \frac{B}{L} \right) \right] * \left[1 + 0.32 \left(\frac{d(B+L)}{BL} \right)^{2/3} \right]$$

$$\beta_z = \left[1 + \frac{1}{21} \frac{94.49}{106.30} \left(2 + 2.6 \frac{106.30}{114.17} \right) \right] * \left[1 + 0.32 \left(\frac{23.62(106.30 + 114.17)}{106.30 * 114.17} \right)^{2/3} \right]$$

$$\beta_z = 1.40$$

Calculamos el factor de corrección para la rotación en X, Ecuación 2-17.

$$\beta_{xx} = 1 + 2.5 \frac{d}{B} \left[1 + \frac{2d}{B} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right]$$

$$\beta_{xx} = 1 + 2.5 \frac{23.62}{106.30} \left[1 + \frac{2 * 23.62}{106.30} \left(\frac{23.62}{94.49} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{106.30}{114.17}} \right]$$

$$\beta_{xx} = 1.87$$

Calculamos el factor de corrección para la rotación en Y, Ecuación 2-18.

$$\beta_{yy} = 1 + 1.4 \left(\frac{d}{L} \right)^{0.6} \left[1.5 + 3.7 \left(\frac{d}{D} \right)^{1.9} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.6} \right]$$

$$\beta_{yy} = 1 + 1.4 \left(\frac{23.62}{114.17} \right)^{0.6} \left[1.5 + 3.7 \left(\frac{23.62}{94.49} \right)^{1.9} \left(\frac{23.62d}{94.49} \right)^{-0.6} \right]$$

$$\beta_{yy} = 2.05$$

Calculamos el factor de corrección para la rotación en Z, Ecuación 2-19.

$$\beta_{zz} = 1 + 2.6 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{d}{B} \right)^{0.9}$$

$$\beta_{zz} = 1 + 2.6 \left(1 + \frac{106.30}{114.17} \right) \left(\frac{23.62}{106.30} \right)^{0.9}$$

$$\beta_{zz} = 2.30$$

Finalmente se realizó la corrección por empotramiento las cuales se muestran en las tablas a continuación.

$$K_x = 673\,984.82 \frac{lb}{pulg} * 2.40 = 1\,616\,863.50 \frac{lb}{pulg} \cong 28\,873.87 \frac{ton}{m}$$

$$K_x = 28\,873.87 \frac{ton}{m}$$

$$K_y = 678\,178.73 \frac{lb}{pulg} * 2.40 = 1\,626\,924.53 \frac{lb}{pulg} \cong 29\,053.54 \frac{ton}{m}$$

$$K_y = 29\,053.54 \frac{ton}{m}$$

$$K_z = 971\,450.89 \frac{lb}{pulg} * 1.40 = 1\,363\,178.39 \frac{lb}{pulg} \cong 24\,343.58 \frac{ton}{m}$$

$$K_z = 24\,343.58 \frac{ton}{m}$$

$$K_{xx} = 2\,387\,228\,974.87 \text{ lb} - \text{pulg} * 1.87 = 4\,463\,938\,329.69 \text{ lb} - \text{pulg} \\ \cong 51\,430.09 \text{ ton} - \text{m}$$

$$K_{xx} = 51\,430.09 \text{ ton} - \text{m}$$

$$K_{yy} = 2\,668\,040\,650.95 \text{ lb} - \text{pulg} * 2.05 = 5\,463\,284\,563.26 \text{ lb} - \text{pulg} \\ \cong 62\,943.80 \text{ ton} - \text{m}$$

$$K_{yy} = 62\,943.80 \text{ ton} - \text{m}$$

$$K_{zz} = 2\,829\,601\,118.49 \text{ lb} - \text{pulg} * 2.30 = 6\,499\,020\,353.19 \text{ lb} - \text{pulg} \\ \cong 74\,876.75 \text{ ton} - \text{m}$$

$$K_{zz} = 74\,876.75 \text{ ton} - \text{m}$$

3.15.1.3 Asignación de los coeficientes de rigidez al modelo estructural

Una vez calculado los coeficientes de rigidez, ingresamos en el programa y nos vamos a la siguiente opción “*Define/ Spring properties/ Point spring/ Add new property..*”, así como se muestra en la

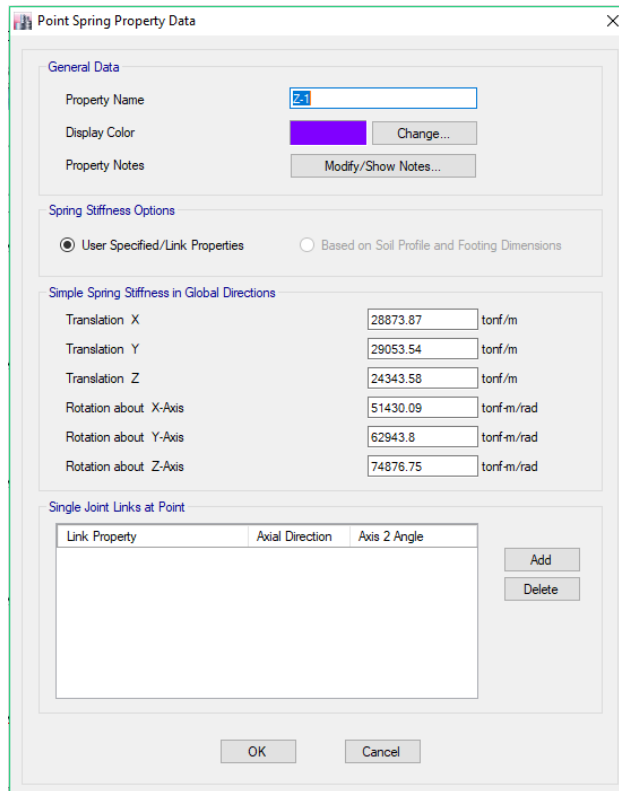


Figura 3-29. Asignación de los coeficientes de rigidez.

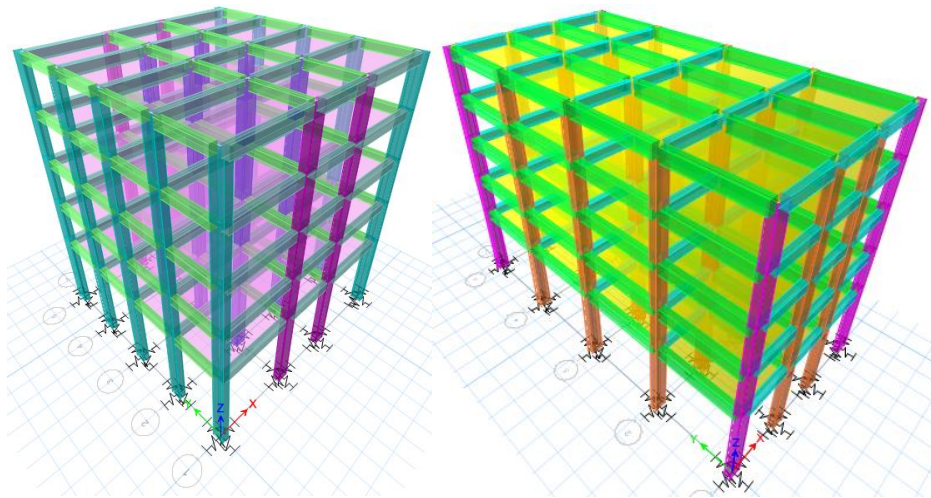


Figura 3-30. Modelos estructurales en vista 3D.

3.15.1.3.1 Resumen de Rigideces del modelo estructural planta cuadrada

Tabla 3-5.

Coeficientes de rigidez FEMA 356, edificio de 2 pisos (planta cuadrada).

| | Zapata | Kx (tn/m) | Ky (tn/m) | Kz (tn/m) | Kxx (tn.m) | Kyy (tn.m) | Kzz (tn.m) |
|--------|--------|-----------|-----------|-----------|------------|------------|------------|
| SPT-01 | Z-01 | 11671.41 | 11756.17 | 10388.88 | 16351.08 | 20150.14 | 24192.48 |
| | Z-02 | 10278.49 | 10372.85 | 8698.35 | 9397.58 | 11426.71 | 13516.68 |
| | Z-03 | 9852.96 | 10421.32 | 8637.28 | 6902.13 | 13712.36 | 13958.74 |
| | Z-04 | 8946.25 | 8946.25 | 7020.52 | 5074.61 | 5511.50 | 6607.29 |
| SPT-02 | Z-01 | 17597.88 | 17778.54 | 14539.00 | 13233.88 | 15997.72 | 18636.02 |
| | Z-02 | 15848.58 | 15950.86 | 12403.68 | 8289.26 | 9450.49 | 10780.60 |
| | Z-03 | 15479.04 | 15687.16 | 12084.82 | 7433.11 | 8917.47 | 9723.68 |
| | Z-04 | 14075.05 | 14075.05 | 10281.35 | 4748.92 | 5225.15 | 5403.44 |
| SPT-03 | Z-01 | 16916.80 | 17000.97 | 14009.40 | 13666.82 | 15769.31 | 19076.21 |
| | Z-02 | 15101.69 | 15290.14 | 11972.50 | 8181.46 | 9823.04 | 10958.86 |
| | Z-03 | 14943.24 | 15039.68 | 11695.13 | 7815.74 | 8910.64 | 10164.76 |
| | Z-04 | 13783.73 | 13783.73 | 10268.13 | 5358.80 | 5843.66 | 6370.92 |
| SPT-04 | Z-01 | 18427.91 | 18525.17 | 15064.44 | 13453.82 | 15464.53 | 18531.41 |
| | Z-02 | 16370.05 | 16590.16 | 12780.46 | 7860.98 | 9430.78 | 10283.40 |
| | Z-03 | 16194.42 | 16307.32 | 12469.47 | 7490.46 | 8536.42 | 9480.35 |
| | Z-04 | 14885.25 | 14885.25 | 10873.17 | 5022.28 | 5525.92 | 5714.47 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

Tabla 3-6.

Coeficientes de rigidez FEMA 356, edificio de 3 pisos (planta cuadrada)

| | Zapata | Kx (tn/m) | Ky (tn/m) | Kz (tn/m) | Kxx (tn.m) | Kyy (tn.m) | Kzz (tn.m) |
|--------|--------|-----------|-----------|-----------|------------|------------|------------|
| SPT-01 | Z-01 | 13971.42 | 14052.55 | 12655.97 | 28632.78 | 35764.17 | 42594.90 |
| | Z-02 | 12322.98 | 12412.47 | 10638.26 | 16444.98 | 20361.03 | 24192.48 |
| | Z-03 | 11765.37 | 12485.50 | 10533.33 | 11300.97 | 25479.11 | 25019.37 |
| | Z-04 | 11006.23 | 11006.23 | 8968.63 | 9937.22 | 11131.31 | 13844.57 |
| | Z-05 | 15696.87 | 16193.96 | 15162.02 | 42667.95 | 76266.16 | 75048.22 |
| | Z-06 | 13750.80 | 14607.09 | 13049.34 | 21478.11 | 53881.46 | 50606.15 |
| SPT-02 | Z-01 | 19345.23 | 19491.85 | 16546.70 | 23833.42 | 29454.02 | 34922.06 |
| | Z-02 | 17372.28 | 17454.04 | 14123.03 | 14675.32 | 17166.68 | 20547.73 |
| | Z-03 | 16512.55 | 17583.95 | 14042.25 | 10049.94 | 21157.18 | 21440.14 |
| | Z-04 | 15365.83 | 15365.83 | 11705.30 | 8240.51 | 9122.55 | 10612.86 |
| SPT-03 | Z-01 | 20415.20 | 20494.18 | 17329.37 | 24588.28 | 29106.93 | 35501.37 |
| | Z-02 | 17993.61 | 18083.15 | 14451.23 | 13784.47 | 16081.11 | 19076.21 |
| | Z-03 | 17388.53 | 18452.84 | 14662.52 | 10369.83 | 20858.20 | 21119.59 |
| | Z-04 | 16349.22 | 16349.22 | 12454.42 | 8767.89 | 9706.38 | 11292.07 |
| SPT-04 | Z-01 | 20415.20 | 20494.18 | 17329.37 | 24588.28 | 29106.93 | 35501.37 |
| | Z-02 | 17993.61 | 18083.15 | 14451.23 | 13784.47 | 16081.11 | 19076.21 |
| | Z-03 | 17388.53 | 18452.84 | 14662.52 | 10369.83 | 20858.20 | 21119.59 |
| | Z-04 | 16349.22 | 16349.22 | 12454.42 | 8767.89 | 9706.38 | 11292.07 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

Tabla 3-7.

Coeficientes de rigidez FEMA 356, edificio de 4 pisos (planta cuadrada)

| | Zapata | Kx (tn/m) | Ky (tn/m) | Kz (tn/m) | Kxx (tn.m) | Kyy (tn.m) | Kzz (tn.m) |
|--------|--------|-----------|-----------|-----------|------------|------------|------------|
| SPT-01 | Z-01 | 19537.52 | 19650.97 | 17080.52 | 41104.74 | 50274.42 | 60468.14 |
| | Z-02 | 17721.25 | 17844.79 | 14887.89 | 26557.75 | 32168.79 | 38315.38 |
| | Z-03 | 21404.75 | 24088.23 | 21633.21 | 34150.81 | 175007.66 | 179723.90 |
| | Z-04 | 15618.95 | 15618.95 | 12275.78 | 14929.78 | 16517.61 | 19980.09 |
| | Z-05 | 21784.51 | 22474.39 | 20356.38 | 60618.05 | 104895.71 | 105705.68 |
| | Z-06 | 19975.87 | 21001.60 | 18424.74 | 38931.50 | 82794.02 | 80204.96 |
| SPT-02 | Z-01 | 25912.90 | 26004.96 | 21616.06 | 38034.19 | 44360.95 | 54147.61 |
| | Z-02 | 23355.65 | 23559.31 | 18694.28 | 23532.45 | 28227.16 | 32555.45 |
| | Z-03 | 22664.68 | 23977.88 | 18941.90 | 18428.10 | 35202.59 | 35745.33 |
| | Z-04 | 21326.23 | 21326.23 | 16145.99 | 15349.87 | 16948.22 | 19477.26 |
| SPT-03 | Z-01 | 23061.34 | 23134.32 | 19736.30 | 41825.11 | 49182.39 | 60464.34 |
| | Z-02 | 20497.86 | 20660.30 | 16747.59 | 24405.98 | 29380.43 | 34464.87 |
| | Z-03 | 19808.47 | 21020.89 | 16920.12 | 18310.47 | 37450.62 | 37873.82 |
| | Z-04 | 18341.33 | 18341.33 | 14068.54 | 14567.97 | 16077.88 | 18866.32 |
| SPT-04 | Z-01 | 25011.87 | 25097.24 | 21050.34 | 39479.65 | 46174.39 | 56538.06 |
| | Z-02 | 22438.43 | 22533.72 | 17995.68 | 24016.92 | 27719.07 | 33032.48 |
| | Z-03 | 21622.96 | 22946.45 | 18207.86 | 17902.06 | 35578.66 | 36153.03 |
| | Z-04 | 20165.45 | 20165.45 | 15267.17 | 14514.38 | 16025.73 | 18417.12 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

Tabla 3-8.

Coeficientes de rigidez FEMA 356, edificio de 5 pisos (planta cuadrada)

| | Zapata | Kx (tn/m) | Ky (tn/m) | Kz (tn/m) | Kxx (tn.m) | Kyy (tn.m) | Kzz (tn.m) |
|--------|--------|-----------|-----------|-----------|------------|------------|------------|
| SPT-01 | Z-01 | 40951.30 | 42586.03 | 43991.98 | 515045.96 | 1105122.40 | 967113.99 |
| | Z-02 | 20732.04 | 20865.83 | 17341.01 | 34496.17 | 42153.36 | 50020.19 |
| | Z-03 | 20335.15 | 20471.45 | 16869.68 | 31543.35 | 38484.58 | 45522.94 |
| | Z-04 | 18319.60 | 18471.71 | 14513.62 | 19315.88 | 23402.72 | 26844.30 |
| | Z-05 | 22773.60 | 23906.73 | 20678.65 | 45749.49 | 96299.77 | 92781.53 |
| SPT-02 | Z-01 | 28873.87 | 29053.54 | 24343.58 | 51430.09 | 62943.80 | 74876.75 |
| | Z-02 | 26147.98 | 26346.16 | 21122.98 | 32421.20 | 39376.23 | 45895.97 |
| | Z-03 | 24954.27 | 26555.32 | 21025.64 | 22561.67 | 47918.35 | 48085.63 |
| | Z-04 | 23567.48 | 23567.48 | 17940.97 | 19744.24 | 22099.29 | 25828.20 |
| SPT-03 | Z-01 | 28873.87 | 29053.54 | 24343.58 | 51430.09 | 62943.80 | 74876.75 |
| | Z-02 | 26147.98 | 26346.16 | 21122.98 | 32421.20 | 39376.23 | 45895.97 |
| | Z-03 | 24954.27 | 26555.32 | 21025.64 | 22561.67 | 47918.35 | 48085.63 |
| | Z-04 | 23567.48 | 23567.48 | 17940.97 | 19744.24 | 22099.29 | 25828.20 |
| SPT-04 | Z-01 | 27810.64 | 27977.72 | 23627.51 | 52926.12 | 64872.98 | 77320.22 |
| | Z-02 | 24900.05 | 25177.54 | 20264.90 | 31555.90 | 39812.91 | 45431.78 |
| | Z-03 | 24134.56 | 25611.77 | 20467.85 | 23851.66 | 50115.61 | 50022.67 |
| | Z-04 | 22242.13 | 22557.47 | 17223.51 | 18463.13 | 23263.04 | 25258.60 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

3.15.1.3.2 Resumen de Rigideces del modelo estructural planta rectangular

Tabla 3-9.

Coeficientes de rigidez FEMA 356, edificio de 2 pisos (planta rectangular).

| | Zapata | Kx (tn/m) | Ky (tn/m) | Kz (tn/m) | Kxx (tn.m) | Kyy (tn.m) | Kzz (tn.m) |
|--------|--------|-----------|-----------|-----------|------------|------------|------------|
| SPT-01 | Z-01 | 13030.78 | 13109.06 | 12074.98 | 26163.92 | 32550.69 | 39063.05 |
| | Z-02 | 11130.66 | 11811.93 | 10269.60 | 11219.94 | 25320.76 | 25019.39 |
| | Z-03 | 10741.85 | 11399.33 | 9779.26 | 9710.43 | 21379.30 | 21327.83 |
| | Z-04 | 9613.35 | 9664.09 | 7858.72 | 7018.50 | 8067.44 | 9667.35 |
| SPT-02 | Z-01 | 19141.44 | 19308.35 | 16379.81 | 19184.84 | 23395.40 | 27815.88 |
| | Z-02 | 16600.47 | 17616.54 | 14166.36 | 9103.82 | 17617.21 | 18151.75 |
| | Z-03 | 16410.31 | 17346.19 | 13869.37 | 8797.40 | 16191.52 | 16661.28 |
| | Z-04 | 14771.27 | 14883.22 | 11178.69 | 5999.24 | 6849.21 | 7348.17 |
| SPT-03 | Z-01 | 18526.70 | 18680.54 | 16022.25 | 20284.32 | 24806.34 | 29606.16 |
| | Z-02 | 16158.95 | 17086.23 | 13919.47 | 9943.67 | 19050.03 | 19520.75 |
| | Z-03 | 15472.88 | 16355.30 | 13077.09 | 8294.86 | 15266.59 | 15709.52 |
| | Z-04 | 13927.47 | 14033.03 | 10540.12 | 5656.54 | 6457.95 | 6928.42 |
| SPT-04 | Z-01 | 20243.27 | 20419.79 | 17322.68 | 20289.18 | 24742.11 | 29417.04 |
| | Z-02 | 17556.05 | 18630.60 | 14981.82 | 9627.87 | 18631.31 | 19196.62 |
| | Z-03 | 17169.35 | 18220.24 | 14511.24 | 8766.39 | 16625.66 | 17165.32 |
| | Z-04 | 15621.55 | 15739.95 | 11822.17 | 6344.57 | 7243.47 | 7771.16 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

Tabla 3-10.

Coeficientes de rigidez FEMA 356, edificio de 3 pisos (planta rectangular)

| | Zapata | Kx (tn/m) | Ky (tn/m) | Kz (tn/m) | Kxx (tn.m) | Kyy (tn.m) | Kzz (tn.m) |
|--------|--------|-----------|-----------|-----------|------------|------------|------------|
| SPT-01 | Z-01 | 5567.01 | 6046.51 | 6159.37 | 30421.68 | 123426.75 | 101333.39 |
| | Z-02 | 13253.39 | 13379.51 | 11809.41 | 22552.35 | 29158.89 | 33892.09 |
| | Z-03 | 11290.64 | 11363.51 | 9378.62 | 11105.92 | 13350.03 | 15901.94 |
| SPT-02 | Z-01 | 21842.32 | 21909.02 | 19528.68 | 41152.32 | 49468.11 | 60500.75 |
| | Z-02 | 18732.15 | 19825.26 | 16665.37 | 17704.35 | 38431.69 | 37863.70 |
| | Z-03 | 21008.18 | 21280.11 | 18687.75 | 33897.30 | 45530.00 | 51668.92 |
| | Z-04 | 15808.83 | 16076.77 | 12478.80 | 9382.32 | 12025.40 | 13081.34 |
| SPT-03 | Z-01 | 22774.28 | 22846.35 | 20204.16 | 40055.37 | 48043.56 | 58796.20 |
| | Z-02 | 19434.83 | 20624.38 | 17166.99 | 16725.27 | 36799.93 | 36449.90 |
| | Z-03 | 18757.80 | 19905.91 | 16332.06 | 14380.27 | 30798.44 | 30759.01 |
| | Z-04 | 16657.06 | 16850.98 | 13000.47 | 9578.57 | 11679.20 | 12950.49 |
| SPT-04 | Z-01 | 22774.28 | 22846.35 | 20204.16 | 40055.37 | 48043.56 | 58796.20 |
| | Z-02 | 19434.83 | 20624.38 | 17166.99 | 16725.27 | 36799.93 | 36449.90 |
| | Z-03 | 18757.80 | 19905.91 | 16332.06 | 14380.27 | 30798.44 | 30759.01 |
| | Z-04 | 16657.06 | 16850.98 | 13000.47 | 9578.57 | 11679.20 | 12950.49 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

Tabla 3-11.

Coeficientes de rigidez FEMA 356, edificio de 4 pisos (planta rectangular)

| | Zapata | Kx (tn/m) | Ky (tn/m) | Kz (tn/m) | Kxx (tn.m) | Kyy (tn.m) | Kzz (tn.m) |
|--------|--------|-----------|-----------|-----------|------------|------------|------------|
| SPT-01 | Z-01 | 7607.39 | 8262.63 | 8198.84 | 42303.86 | 165832.79 | 140512.72 |
| | Z-02 | 18815.72 | 18932.80 | 16203.84 | 34766.82 | 42367.09 | 50842.05 |
| | Z-03 | 15858.71 | 15997.00 | 12693.60 | 15978.76 | 19166.52 | 22105.47 |
| SPT-02 | Z-01 | 28053.58 | 28139.24 | 24199.23 | 54375.34 | 64106.01 | 78900.15 |
| | Z-02 | 24206.17 | 25618.72 | 20821.21 | 24457.14 | 49534.07 | 49864.79 |
| | Z-03 | 23438.13 | 24801.33 | 19881.56 | 21301.22 | 41947.71 | 42441.84 |
| | Z-04 | 20693.79 | 21044.52 | 15780.10 | 13323.69 | 16648.58 | 17427.70 |
| SPT-03 | Z-01 | 25261.00 | 25595.46 | 22668.32 | 61096.43 | 82533.88 | 93472.95 |
| | Z-02 | 21890.23 | 23284.06 | 19530.17 | 27718.02 | 63009.57 | 62357.28 |
| | Z-03 | 21571.46 | 21801.99 | 18090.71 | 30645.42 | 38485.27 | 44644.84 |
| | Z-04 | 19102.00 | 19277.37 | 15123.16 | 17622.18 | 21108.32 | 24070.01 |
| SPT-04 | Z-01 | 27707.11 | 27862.81 | 24396.04 | 62038.39 | 76006.94 | 91468.60 |
| | Z-02 | 23798.77 | 25255.42 | 20866.03 | 27005.61 | 58110.32 | 58033.54 |
| | Z-03 | 23649.59 | 23828.83 | 19510.22 | 30480.14 | 36766.66 | 43397.90 |
| | Z-04 | 20657.25 | 20967.00 | 16138.62 | 16254.54 | 20275.40 | 22073.50 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.**Tabla 3-12.**

Coeficientes de rigidez FEMA 356, edificio de 5 pisos (planta rectangular)

| | Zapata | Kx (tn/m) | Ky (tn/m) | Kz (tn/m) | Kxx (tn.m) | Kyy (tn.m) | Kzz (tn.m) |
|--------|--------|-----------|-----------|-----------|------------|------------|------------|
| SPT-01 | Z-01 | 8687.97 | 9356.79 | 9202.35 | 54351.85 | 190234.91 | 159697.00 |
| | Z-02 | 7413.83 | 8402.88 | 7879.54 | 20167.94 | 131643.69 | 125729.28 |
| SPT-02 | Z-01 | 11350.45 | 12384.57 | 12010.82 | 56897.61 | 236365.78 | 201610.74 |
| | Z-02 | 27623.40 | 27994.81 | 23028.84 | 41475.01 | 54360.61 | 61434.23 |
| SPT-03 | Z-01 | 11350.45 | 12384.57 | 12010.82 | 56897.61 | 236365.78 | 201610.74 |
| | Z-02 | 27623.40 | 27994.81 | 23028.84 | 41475.01 | 54360.61 | 61434.23 |
| SPT-04 | Z-01 | 10816.50 | 11774.67 | 11446.85 | 56376.10 | 227300.65 | 193130.53 |
| | Z-02 | 26119.86 | 26471.06 | 21775.39 | 39217.53 | 51401.78 | 58090.38 |
| SPT-05 | Z-01 | 23341.12 | 23341.12 | 18178.05 | 23388.39 | 26216.97 | 31503.22 |
| | Z-02 | 23341.12 | 23341.12 | 18178.05 | 23388.39 | 26216.97 | 31503.22 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 Interpretación de resultados

4.1.1 Resultados de ensayo de suelos

Para poder determinar las propiedades del suelo en la presente investigación, se optó por realizar los ensayos de Penetración Estándar (SPT), las cuales fueron ensayados a una profundidad de 3 metros en los cuatros puntos de estudio. En la *Figura 4-1* se muestra los Números de golpes a cada 0.30 metros de profundidad.

Tabla 4-1.

Resumen de los N° de SPT en relación a la profundidad de estudio

| Profundidad (m) | N° De Golpes | | | |
|--------------------|--------------|--------|--------|--------|
| | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 |
| 0.00 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 0.30 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 11.0 |
| 0.60 | 17.0 | 14.0 | 18.0 | 14.0 |
| 0.90 | 15.0 | 13.0 | 14.0 | 12.0 |
| 1.20 | 18.0 | 14.0 | 17.0 | 16.0 |
| 1.50 | 10.0 | 15.0 | 16.0 | 16.0 |
| 1.80 | 8.0 | 16.0 | 15.0 | 17.0 |
| 2.10 | 8.0 | 14.0 | 15.0 | 15.0 |
| 2.40 | 11.0 | 17.0 | 14.0 | 16.0 |
| 2.70 | 12.0 | 17.0 | 17.0 | 16.0 |
| 3.00 | 15.0 | 12.0 | 16.0 | 17.0 |
| 3.30 | | 13.0 | 16.0 | 13.0 |

Nota: Fuente, elaboración propia.

Por otro lado, Crespo (2004) en la **Tabla 2-2** se presenta parámetros según el número de golpes N para arcillas. Por ejemplo, para el número de golpes N de 8 – 15 estas representan a arcillas compactas y la capacidad última del suelo se encuentra entre 1.0 – 2.0 kg/cm². mientras tanto para número de golpes N de 15 – 30 representan arcillas muy compactas y su capacidad última del suelo se encuentra entre 2.0 a 4.0 kg/cm².

En la **Tabla 4-1** se muestra los datos de los N de golpes en cada punto de estudio, de manera gráfica se ilustra en la *Figura 4-1* el comportamiento de los Números de golpes en cada SPT, de acuerdo al tipo y la resistencia del suelo.

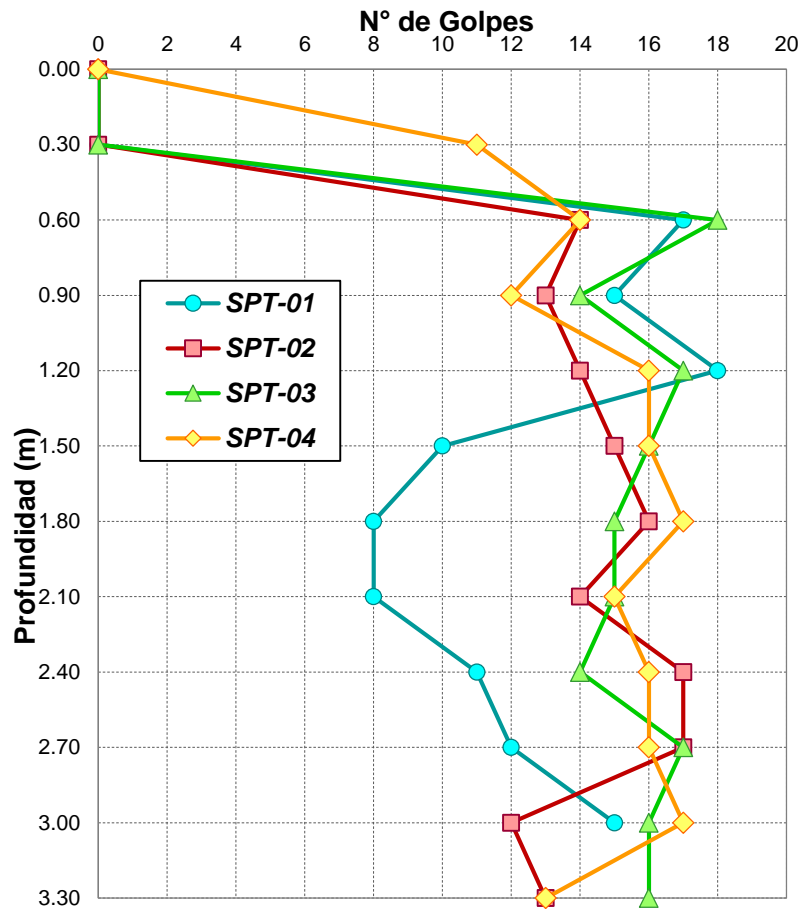


Figura 4-1. Desarrollo de los Número de golpes de SPT

En la **Tabla 4-2** se muestran la capacidad admisible de los suelos a cada 0.30 metros de profundidad, las cuales fueron obtenidos mediante las ecuaciones de correlación propuestos por Terzaghi especialmente para arcillas (ver **Tabla 2-1**), las mismas que están en función de los números de golpes N de SPT mostrados en la *Figura 4-2*.

Tabla 4-2.
Capacidad Admisible de los suelos de los puntos de estudio

| Profundidad (m) | Capacidad Admisible (kg/cm ²) | | | |
|-----------------|---|--------|--------|--------|
| | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 |
| 0.00 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 0.30 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.458 |
| 0.60 | 0.708 | 0.984 | 0.750 | 0.583 |
| 0.90 | 0.625 | 0.889 | 0.583 | 0.500 |
| 1.20 | 0.750 | 0.984 | 0.708 | 0.667 |
| 1.50 | 0.417 | 0.625 | 0.667 | 0.667 |
| 1.80 | 0.333 | 0.667 | 0.625 | 0.708 |
| 2.10 | 0.333 | 0.583 | 0.625 | 0.625 |
| 2.40 | 0.458 | 0.708 | 0.583 | 0.667 |
| 2.70 | 0.500 | 0.708 | 0.708 | 0.667 |
| 3.00 | 0.625 | 0.795 | 0.667 | 0.708 |
| 3.30 | | 0.889 | 0.667 | 0.889 |

Nota: Fuente, elaboración propia.

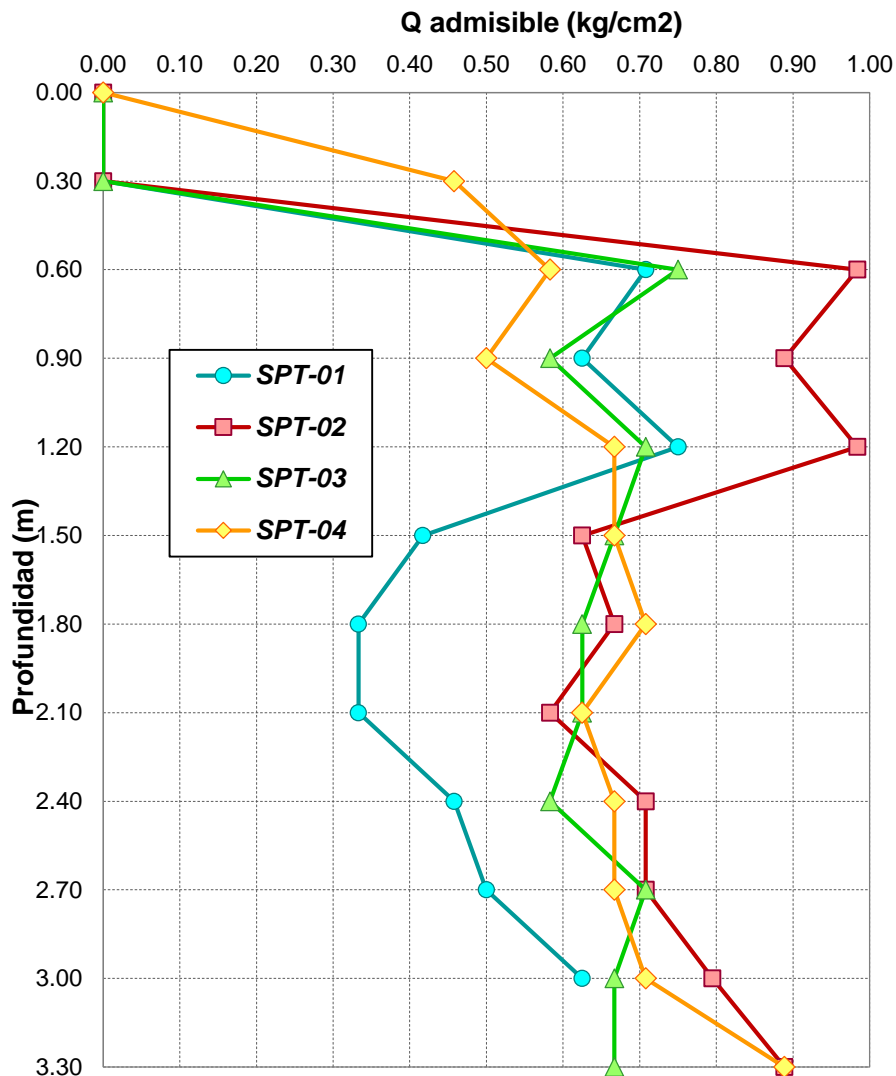


Figura 4-2. Capacidad admisible vs profundidad, en los puntos de estudio.

La capacidad última de los suelos se obtuvo mediante una correlación propuesta por TERZAGHI, que al realizar la división del número de golpes N del suelo debidamente corregido sobre un factor de 8, encontramos la capacidad portante última y éste mismo sobre el factor de seguridad, se calculó la capacidad admisible del suelo para cada espesor de 0.30m.

Mediante el perfil de la capacidad admisible de los suelos mostrados en la *Figura 4-2* se procedió a identificar o ubicar el suelo para apoyar las cimentaciones de diferentes modelos estructurales.

4.1.2 Cimentación de modelos estructurales

Se consideró de manera arbitraria las profundidades del suelo para el apoyo de las cimentaciones, para el edificio de 2 pisos se optó a una profundidad de desplante de 1.50 m, para el edificio de 3 pisos a una profundidad de desplante de 1.80 m, para el edificio de

4 pisos a una profundidad de 2.10 m y finalmente el edificio de 5 pisos tuvo como base de apoyo a una profundidad de 2.40 m.

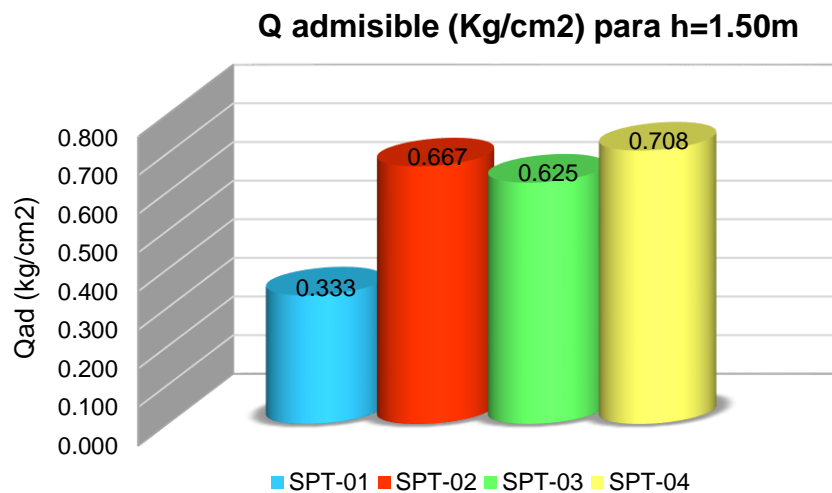


Figura 4-3. Capacidades admisibles a una profundidad de 1.50 m.

A la profundidad de 1.50 m del nivel del terreno se apoya el edificio de 2 pisos, en donde las resistencias de los suelos varían en los puntos de estudio, así como se muestra en la Figura 4-3, siendo el valor máximo de 0.708 kg/cm², y el valor mínimo de 0.333 kg/cm². Sabiendo que el tipo de estructura a resistir son de las mismas características para todos los puntos de estudio.

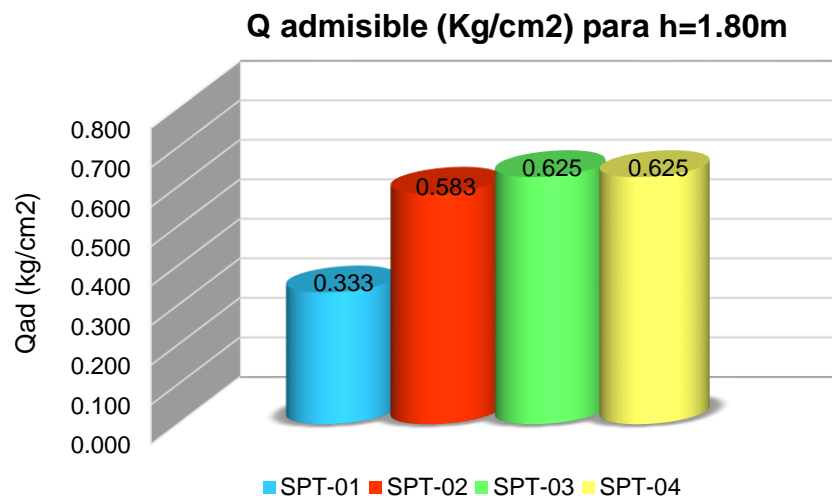


Figura 4-4. Capacidades admisibles a una profundidad de 1.80 m.

A la profundidad de 1.80 metros del suelo tuvo como base de apoyo el edificio de 3 pisos, en la Figura 4-4 se aprecia la capacidad admisible de cada ensayo de SPT a la profundidad ya mencionada, la resistencia máxima es de 0.625 kg/cm², y la mínima de

0.333 kg/cm² siendo no la adecuada para apoyar fundaciones aisladas por la baja resistencia que estas poseen.

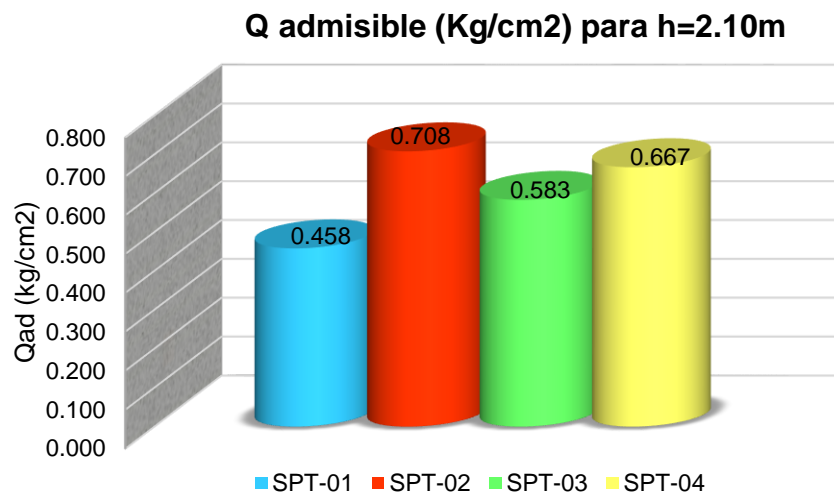


Figura 4-5. Capacidades admisibles a una profundidad de 2.10 m.

A este nivel del suelo se apoya el edificio de 4 pisos a 2.10 metros de profundidad, en la *Figura 4-5*, las capacidades varían en cada punto de estudio, por la misma razón que los puntos se encuentran en diferentes zonas de la ciudad de Juliaca. La capacidad admisible máxima es de 0.708 kg/cm² en el ensayo de SPT-02, mientras tanto la capacidad admisible mínima es de 0.458 kg/cm².

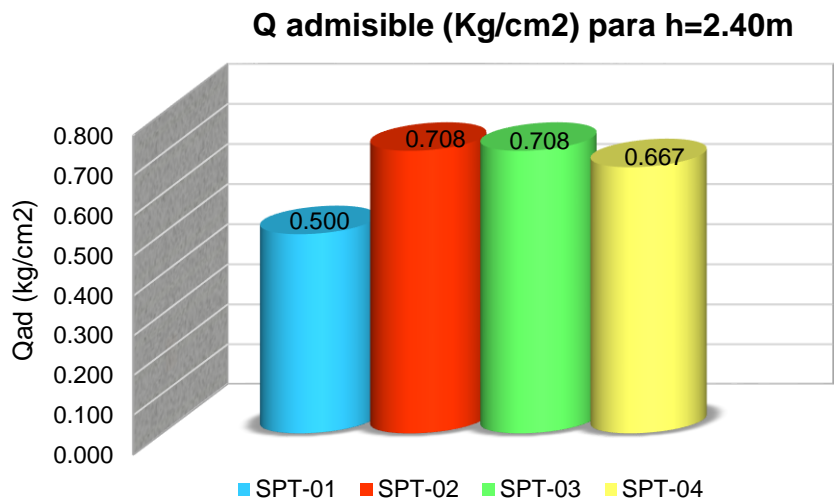


Figura 4-6. Capacidades admisibles a una profundidad de 2.40 m.

A la profundidad de 2.40 m del nivel de terreno se apoya el edificio de 5 pisos. En la *Figura 4-6* se observa las capacidades admisibles en los diferentes puntos de estudio en la ciudad de Juliaca. La capacidad máxima encontrada es de 0.708 kg/cm² que representa al punto SPT-02 y SPT-03 y la mínima encontrada es de 0.500 kg/cm² en el SPT-01.

Al observar las figuras mostradas, los niveles de los suelos que reúne mejor las condiciones de resistencia están a una profundidad de 2.4 metros de la superficie (ver *Figura 4-6*), ya que la máxima capacidad admisible es de 0.708 kg/cm² y la mínima es de 0.500 kg/cm². Esto hace entender que las edificaciones alrededor de los puntos de estudio deberían estar cimentadas a esta profundidad, sabiendo que las propiedades de los suelos son más considerables a diferencia de los demás puntos de estudio.

Por otro lado, el suelo más crítico en los puntos de estudio es el SPT-01, ya que en su profundidad de análisis presenta las capacidades admisibles mínimas en comparación de los otros, cabe indicar que también estos tipos de suelos representan a suelos arcillosos inorgánicos de alta plasticidad (CH) y en muchos de los casos no son recomendables para cimentar estructuras de varios niveles.

Cabe mencionar también que según PD Juliaca – 2004-2015, describen una zonificación geología de la ciudad de Juliaca, en donde, para el Tipo 1. Mencionan que corresponde a SP, SW y SM con una capacidad portante admisible de entre 1.0 a 1.3 kg/cm². Por otro lado, en la presente investigación se encontró un CH, CL y SM con capacidad portante entre 0.458 a 0.889 kg/cm² a una profundidad de 3.0 metros. Esto demuestra que aún hace falta estudiar mucho los suelos de la ciudad de Juliaca para una posible Zonificación definitiva, lo mismo sucede con los otros tipos de suelos descritos.

4.1.3 Análisis Sísmico Dinámico

4.1.3.1 Desplazamientos de Entrepiso

Al evidenciar los fenómenos de la interacción suelo-estructura en los modelos con base empotrada generan un incremento en desplazamientos laterales en ambas direcciones, las tablas y figuras que se muestran a continuación, se observa el comportamiento de los perfiles de desplazamientos en cada sentido para la estructura sin afectación de ISE y con afectación, cabe indicar que las estructuras analizadas son edificios de 2, 3, 4 y 5 pisos, de planta cuadrada y planta rectangular.

A. Modelo estructural planta cuadrada

Tabla 4-3.

Desplazamientos de entrepiso en el eje "X" – Edificio de 2 pisos

| Piso | Altura | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|--------|----------------------|----------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| | | Empotrada UX (mm) | SPT-01 UX (mm) | SPT-02 UX (mm) | SPT-03 UX (mm) | SPT-04 UX (mm) |
| Piso 2 | 6.55 | 4.425 | 5.308 | 5.327 | 5.331 | 5.332 |
| Piso 1 | 3.95 | 3.338 | 4.105 | 4.146 | 4.148 | 4.152 |
| Base | - | - | - | - | - | - |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

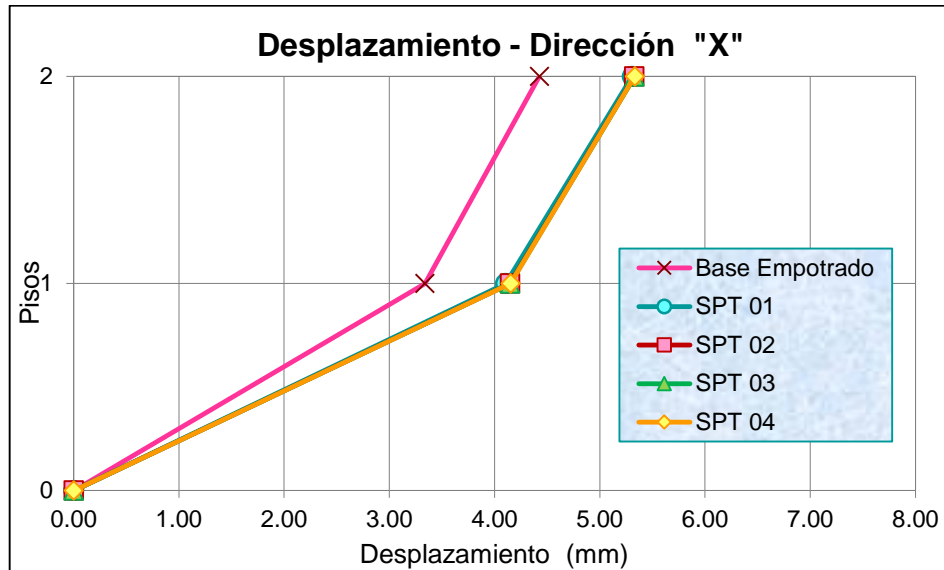


Figura 4-7. Desplazamientos de entrepiso en el eje "X" – Edificio de 2 pisos.

Tabla 4-4.

Desplazamientos de entrepiso en el eje "Y" – Edificio de 2 pisos

| Piso | Altura | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|--------|----------------------|----------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| | | Empotrada UY (mm) | SPT-01 UY (mm) | SPT-02 UY (mm) | SPT-03 UY (mm) | SPT-04 UY (mm) |
| Piso 2 | 6.55 | 4.797 | 5.891 | 5.850 | 5.829 | 5.841 |
| Piso 1 | 3.95 | 3.647 | 4.601 | 4.591 | 4.570 | 4.585 |
| Base | - | - | - | - | - | - |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

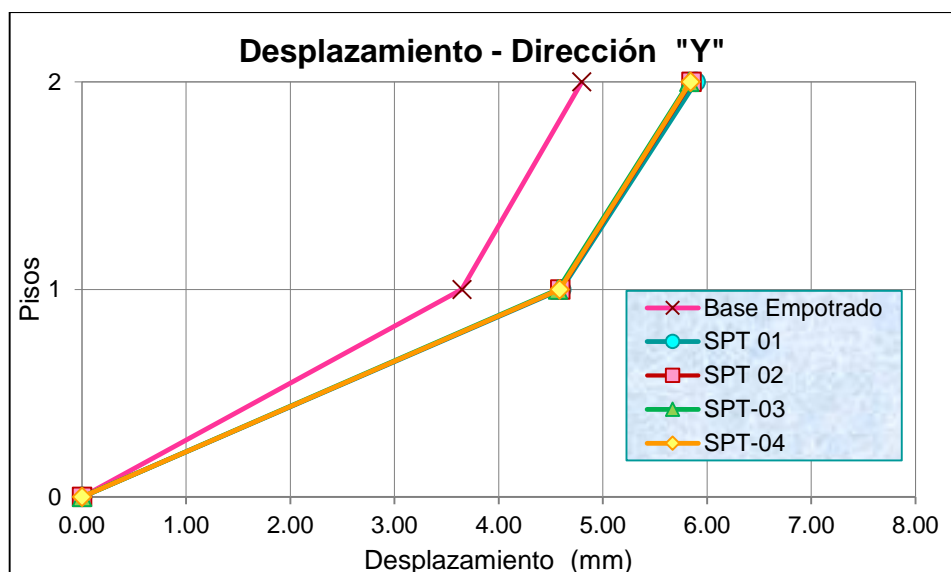


Figura 4-8. Desplazamientos de entrepiso en el eje “Y” – Edificio de 2 pisos.

En la **Tabla 4-3** se exhibe los datos de desplazamientos en el sentido “X” sin afectación de ISE y con afectación, las cuales presentan variaciones respecto del uno al otro. Por otro lado, en la *Figura 4-7* se aprecia el aumento de los modelos con ISE respecto a la estructura con base fija, en 19.95% para SPT-01, 20.38% para SPT-02, 20.48% para SPT-03 y 20.50% para SPT-04. La diferencia de desplazamientos en modelos dinámicos entre si son mínimas.

En la **Tabla 4-4** se muestra los datos de desplazamientos en la dirección “Y” del modelo con base empotrada y los afectados de ISE. Sin embargo, en la *Figura 4-8* se aprecia de manera gráfica el incremento de los modelos estructurales con ISE respecto al modelo con base fija, en 22.81% para SPT-01, 21.95% para SPT-02, 21.51% para SPT-03 y 21.76% para SPT-04. La diferencia de desplazamientos en modelos dinámicos entre si son mínimas.

Tabla 4-5.

Desplazamientos de entrepiso en el eje “X” – Edificio de 3 pisos

| Piso | Altura | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|--------|----------------------|----------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| | | Empotrada UX (mm) | SPT-01 UX (mm) | SPT-02 UX (mm) | SPT-03 UX (mm) | SPT-04 UX (mm) |
| Piso 3 | 9.45 | 5.974 | 7.287 | 7.157 | 7.140 | 7.140 |
| Piso 2 | 6.85 | 5.287 | 6.404 | 6.335 | 6.322 | 6.322 |
| Piso 1 | 4.25 | 3.945 | 4.858 | 4.839 | 4.831 | 4.831 |
| Base | - | - | - | - | - | - |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

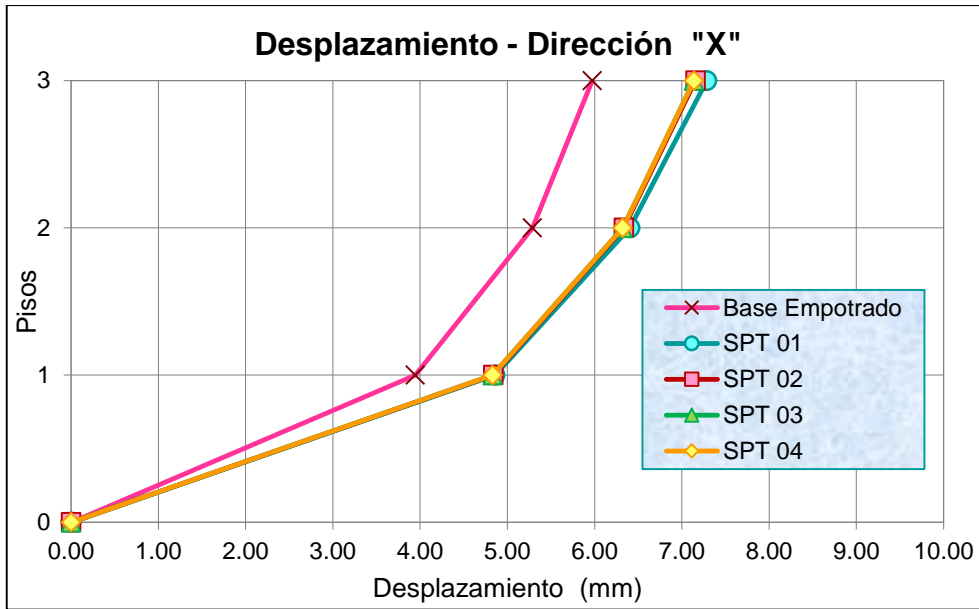


Figura 4-9. Desplazamientos de entrepiso en el eje "X" – Edificio de 3 pisos.

Tabla 4-6.

Desplazamientos de entrepiso en el eje "Y" – Edificio de 3 pisos

| Piso | Altura | Base Empotrada UY (mm) | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|--------|------------------------------|----------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| | | | SPT-01 UY (mm) | SPT-02 UY (mm) | SPT-03 UY (mm) | SPT-04 UY (mm) |
| Piso 3 | 9.45 | 7.743 | 9.543 | 9.284 | 9.255 | 9.255 |
| Piso 2 | 6.85 | 6.704 | 8.260 | 8.084 | 8.062 | 8.062 |
| Piso 1 | 4.25 | 4.774 | 6.056 | 5.955 | 5.941 | 5.941 |
| Base | - | - | - | - | - | - |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

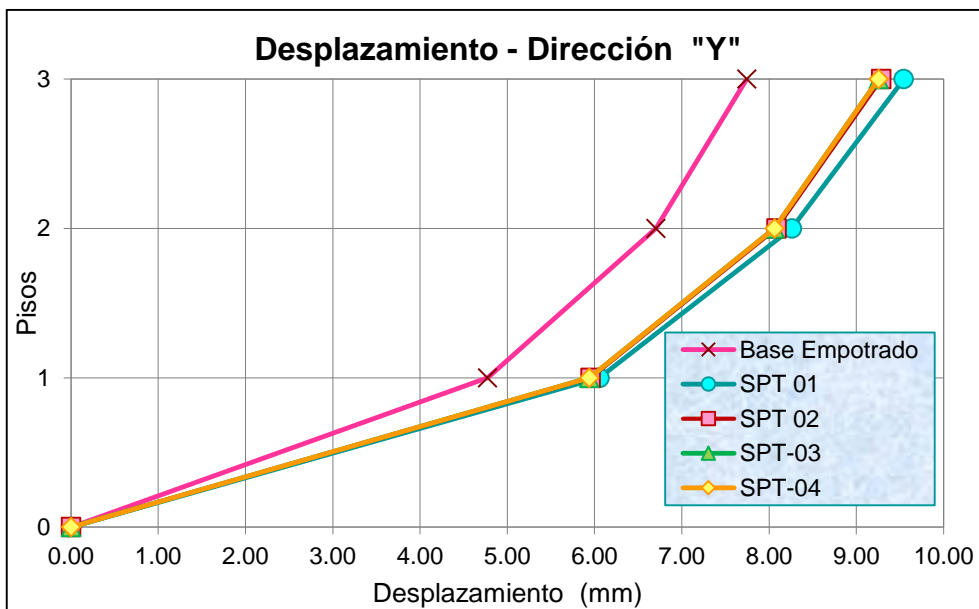


Figura 4-10. Desplazamientos de entrepiso en el eje "Y" – Edificio de 3 pisos.

En la **Tabla 4-5** se presenta los datos de desplazamientos en el sentido "X" del modelo sin afectado de ISE y el modelo que considera la ISE. Mientras tanto, en la *Figura 4-9* se muestra el incremento de los modelos dinámicos respecto al modelo con la base rígida, en 22.81% para SPT-01, 21.95% para SPT-02, 21.51% para SPT-03 y 21.76% para SPT-04, de tal punto que el modelo que más desplazamiento presenta es el SPT-01, este mismo tiene una variación de 1.82% de SPT-02 y 2.06% de SPT-03 y SPT-04.

En la **Tabla 4-6** se exhibe los datos de desplazamientos en la dirección "Y" sin afectado de ISE y los modelos con base flexible, en la *Figura 4-10* se aprecia el aumento de los modelos con ISE respecto al modelo con base empotrada, en 23.25% para SPT-01, 19.90% para SPT-02 y 19.53% para SPT-03 y SPT-04, de tal modo que el modelo que más desplazamiento presenta es el SPT-01, este mismo tiene una variación de 2.79% de SPT-02 y 3.11% de ST-03 y SPT-04.

Tabla 4-7.

Desplazamientos de entrepiso en el eje "X" – Edificio de 4 pisos

| Piso | Altura | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|--------|----------------------|----------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| | | Empotrada UX (mm) | SPT-01 UX (mm) | SPT-02 UX (mm) | SPT-03 UX (mm) | SPT-04 UX (mm) |
| Piso 4 | 12.30 | 7.757 | 9.489 | 9.231 | 9.306 | 9.263 |
| Piso 3 | 9.70 | 7.209 | 8.676 | 8.502 | 8.555 | 8.526 |
| Piso 2 | 7.10 | 6.199 | 7.404 | 7.310 | 7.341 | 7.327 |
| Piso 1 | 4.50 | 4.662 | 5.603 | 5.578 | 5.589 | 5.587 |
| Base | - | - | - | - | - | - |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

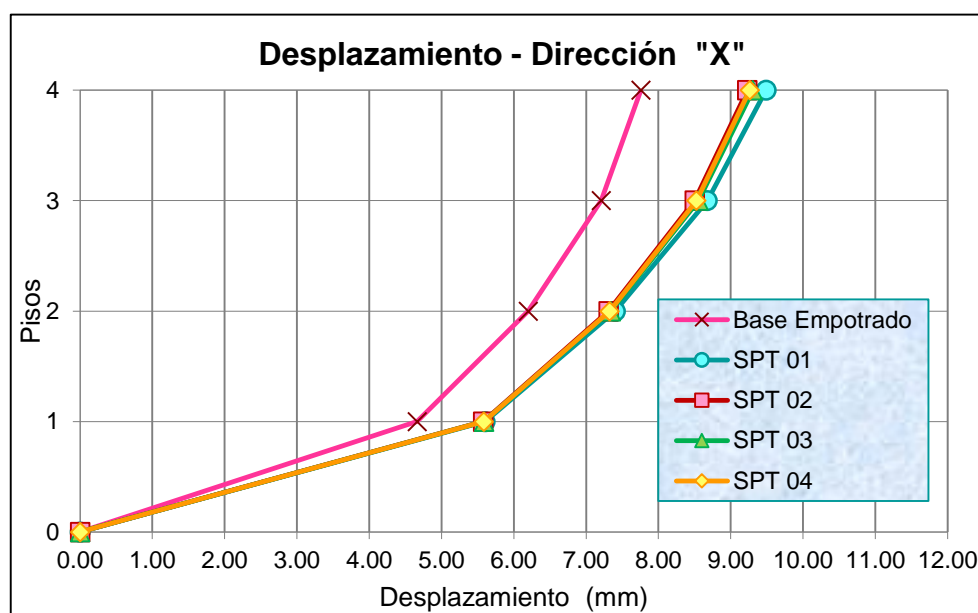
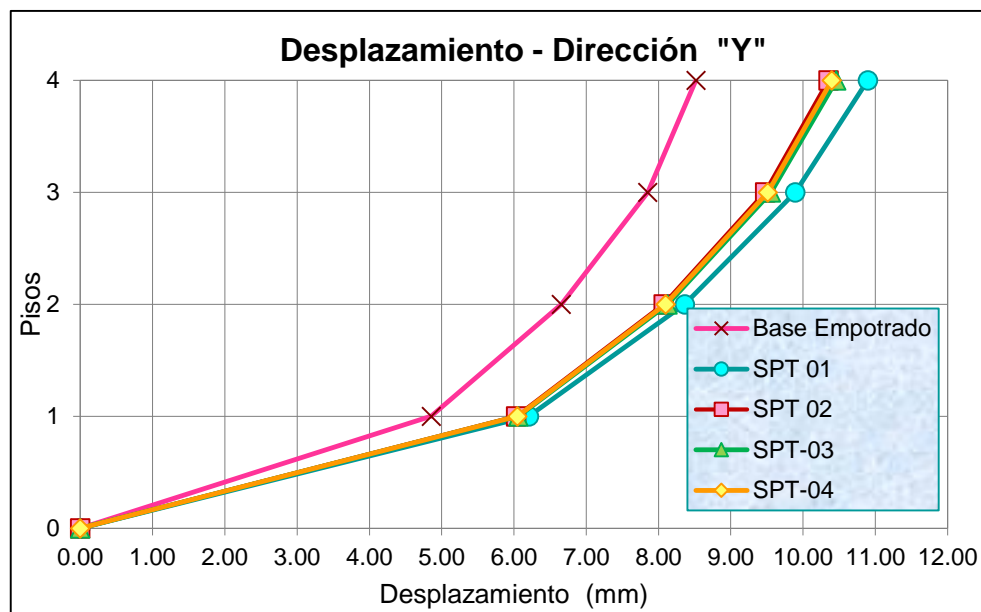


Figura 4-11. Desplazamientos de entrepiso en el eje "X" – Edificio de 4 pisos.

Tabla 4-8.*Desplazamientos de entrepiso eje en el "Y" – Edificio de 4 pisos*

| Piso | Altura | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|--------|----------------------|----------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| | | Empotrada UY (mm) | SPT-01 UY (mm) | SPT-02 UY (mm) | SPT-03 UY (mm) | SPT-04 UY (mm) |
| Piso 4 | 12.30 | 8.518 | 10.896 | 10.351 | 10.460 | 10.398 |
| Piso 3 | 9.70 | 7.852 | 9.894 | 9.476 | 9.558 | 9.513 |
| Piso 2 | 7.10 | 6.657 | 8.363 | 8.070 | 8.126 | 8.097 |
| Piso 1 | 4.50 | 4.855 | 6.206 | 6.031 | 6.063 | 6.049 |
| Base | - | - | - | - | - | - |

Nota: Fuente, Elaboración propia.**Figura 4-12.** Desplazamientos de entrepiso eje en el "Y" – Edificio de 4 pisos.

En la **Tabla 4-7** se muestran datos de desplazamientos máximos en la dirección "X" del modelo con base empotrada y los modelos con base flexible. En la **Figura 4-11** se aprecia el incremento de desplazamiento en modelos dinámicos respecto al modelo con base rígida, siendo en 22.33% para SPT-01, 19.0% para SPT-02, 19.97% para SPT-03 y 19.42% para SPT-04, del cual el que mayor desplazamiento genera es el SPT-01, el mismo que varía en 2.79% de SPT-02, 1.97 de SPT-03 y SPT-04.

En la **Tabla 4-8** se aprecia los datos de desplazamientos máximos en el sentido "Y" del modelo con base fija y los modelos con base flexible. En la **Figura 4-12** se observa el incremento de desplazamiento de los modelos dinámicos en base al modelo con base empotrada, mayor en 27.92% para SPT-01, 21.52% para SPT-02, 22.80% para SPT-03 y 22.07% para SPT-04, de tal modo que el mayor desplazamiento se produce en SPT-01, y varía en 5.27% de SPT-02, 4.17 de SPT-03 y 4.79 de SPT-04.

Tabla 4-9.

Desplazamientos de entrepiso en el eje "X" – Edificio de 5 pisos

| Piso | Altura | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|--------|----------------------|----------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| | | Empotrada UX (mm) | SPT-01 UX (mm) | SPT-02 UX (mm) | SPT-03 UX (mm) | SPT-04 UX (mm) |
| Piso 5 | 15.20 | 9.820 | 13.087 | 12.006 | 12.006 | 12.041 |
| Piso 4 | 12.60 | 9.271 | 12.131 | 11.198 | 11.198 | 11.222 |
| Piso 3 | 10.00 | 8.323 | 10.777 | 9.988 | 9.988 | 10.003 |
| Piso 2 | 7.40 | 6.968 | 9.019 | 8.371 | 8.371 | 8.376 |
| Piso 1 | 4,80 | 5.146 | 6.793 | 6.272 | 6.272 | 6.269 |
| Base | - | - | - | - | - | - |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

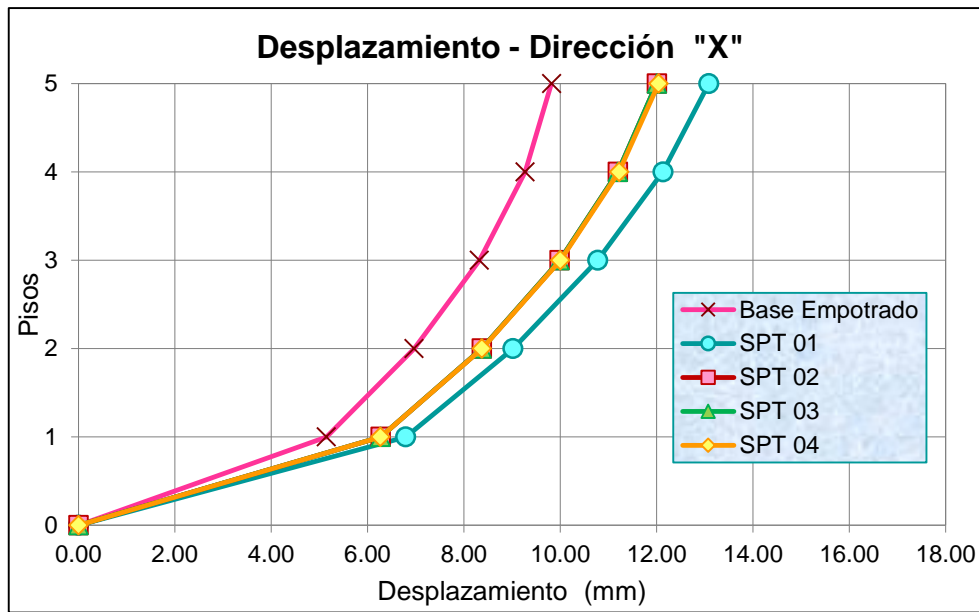


Figura 4-13. Desplazamientos de entrepiso en el eje "X" – Edificio de 5 pisos.

Tabla 4-10.

Desplazamientos de entrepiso en el eje "Y" – Edificio de 5 pisos

| Piso | Altura | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|--------|----------------------|----------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| | | Empotrada UY (mm) | SPT-01 UY (mm) | SPT-02 UY (mm) | SPT-03 UY (mm) | SPT-04 UY (mm) |
| Piso 5 | 15.20 | 11.129 | 15.214 | 13.874 | 13.874 | 13.957 |
| Piso 4 | 12.60 | 10.456 | 14.016 | 12.908 | 12.908 | 12.981 |
| Piso 3 | 10.00 | 9.314 | 12.349 | 11.473 | 11.473 | 11.536 |
| Piso 2 | 7.40 | 7.687 | 10.195 | 9.547 | 9.547 | 9.600 |
| Piso 1 | 4.80 | 5.512 | 7.473 | 7.039 | 7.039 | 7.081 |
| Base | - | - | - | - | - | - |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

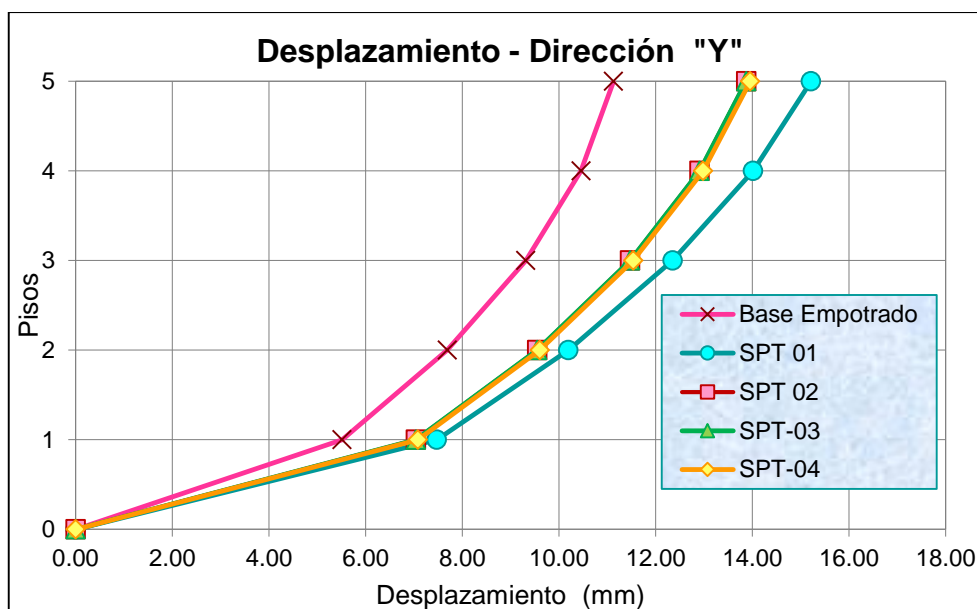


Figura 4-14. Desplazamientos de entrepiso en el eje “Y” – Edificio de 5 pisos.

En la **Tabla 4-9** se exhibe los datos de desplazamientos máximos en el sentido “X” del modelo con base rígida y los modelos dinámicos. En la *Figura 4-13* se aprecia el incremento de desplazamientos en modelos dinámicos respecto a la base fija, siendo mayor en 33.27% para SPT-01, 22.26% para SPT-02 y SPT-03, 22.62% para SPT-04, por el mismo hecho el mayor desplazamiento se genera en SPT-01, el mismo que se diferencia en 9.00% de SPT-02 y SPT-03, 8.69% de SPT-04.

En la **Tabla 4-10** se muestra los datos de desplazamientos máximos en “Y” del modelo afectado de ISE y sin afectación. En la *Figura 4-14* se aprecia el incremento de los modelos que consideran la flexibilidad de la base de fundación respecto al modelo con base empotrada, siendo mayor en 36.71% para SPT-01, 24.67% para SPT-02 y SPT-03, 25.41% para SPT-04, del cual el mayor desplazamiento se genera en SPT-01, el mismo que se diferencia en 9.67% de SPT-02 y SPT-03, 9.01% de SPT-04.

B. Modelo estructural con planta rectangular

Tabla 4-11.

Desplazamientos de entrepiso en el eje “X” – Edificio de 2 pisos

| Piso | Altura | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|--------|-----------|----------------------------------|---------|---------|---------|
| | | Empotrada | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 |
| | | UX (mm) | UX (mm) | UX (mm) | UX (mm) | UX (mm) |
| Piso 2 | 6.55 | 5.317 | 6.387 | 6.368 | 6.389 | 6.319 |
| Piso 1 | 3.95 | 4.041 | 4.922 | 4.944 | 4.961 | 4.903 |
| Base | - | - | - | - | - | - |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

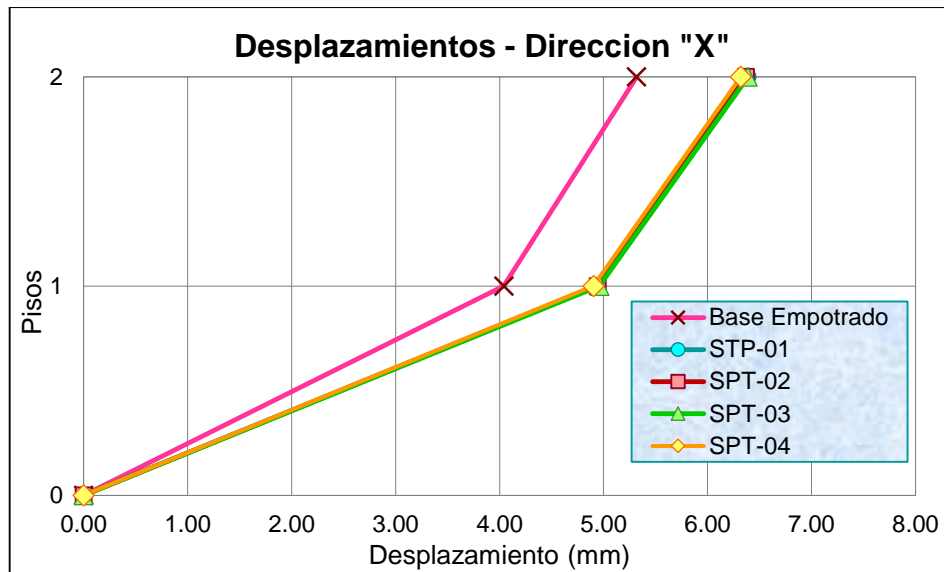


Figura 4-15. Desplazamientos de entrepiso en el eje "X" – Edificio de 2 pisos

Tabla 4-12.

Desplazamientos de entrepiso en el eje "Y" – Edificio de 2 pisos

| Piso | Altura | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|--------|-----------|----------------------------------|---------|---------|---------|
| | | Empotrada | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 |
| | | UY (mm) | UY (mm) | UY (mm) | UY (mm) | UY (mm) |
| Piso 2 | 6.55 | 4.542 | 5.437 | 5.480 | 5.470 | 5.437 |
| Piso 1 | 3.95 | 3.415 | 4.235 | 4.288 | 4.276 | 4.247 |
| Base | - | - | - | - | - | - |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

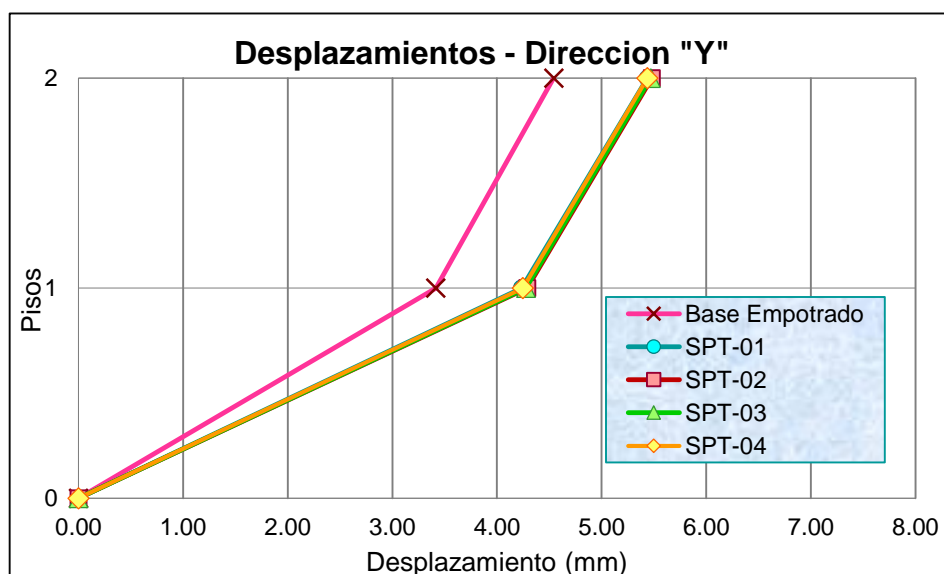


Figura 4-16. Desplazamientos de entrepiso en el eje "Y" – Edificio de 2 pisos.

En la **Tabla 4-11** se exhibe los datos de desplazamientos máximos en "X" del modelo sin afectado de ISE y con afectación. En la *Figura 4-15* se muestra el incremento de desplazamiento de los modelos dinámicos respecto al modelo con base rígida, siendo

mayor en 20.12% para SPT-01, 19.77% para SPT-02, 20.16% para SPT-03 y 18.85% para SPT-04, de modo que los modelos dinámicos entre si tienen una variación mínima.

En la **Tabla 4-12** se observa los datos de desplazamientos máximos en "Y". En la *Figura 4-16* se exhibe el aumento de desplazamiento de los modelos dinámicos respecto al modelo con la base fija, siendo mayor en 19.71% para SPT-01y SPT-04, 20.65% para SPT-02, 20.43% para SPT-03 y 18.85% para, de modo que los modelos dinámicos entre si tienen una variación mínima.

Tabla 4-13.
Desplazamientos de entrepiso en el eje "X" – Edificio de 3 pisos

| Piso | Altura | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|--------|----------------------|----------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| | | Empotrada UX (mm) | SPT-01 UX (mm) | SPT-02 UX (mm) | SPT-03 UX (mm) | SPT-04 UX (mm) |
| Piso 3 | 9.45 | 5.913 | 8.327 | 7.469 | 7.530 | 7.530 |
| Piso 2 | 6.85 | 5.110 | 7.044 | 6.413 | 6.481 | 6.481 |
| Piso 1 | 4.25 | 3.646 | 5.100 | 4.682 | 4.751 | 4.751 |
| Base | - | - | - | - | - | - |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

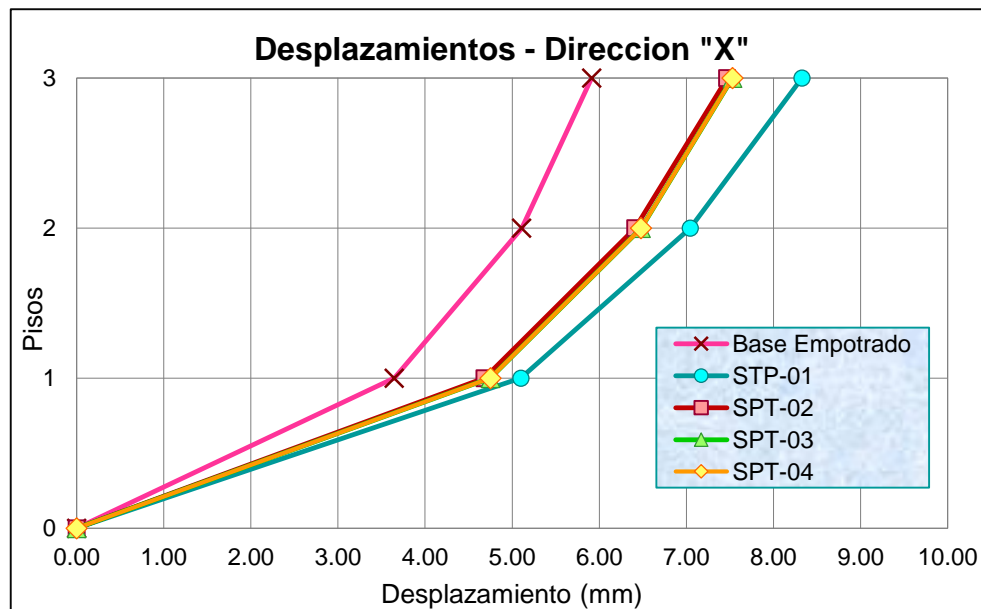
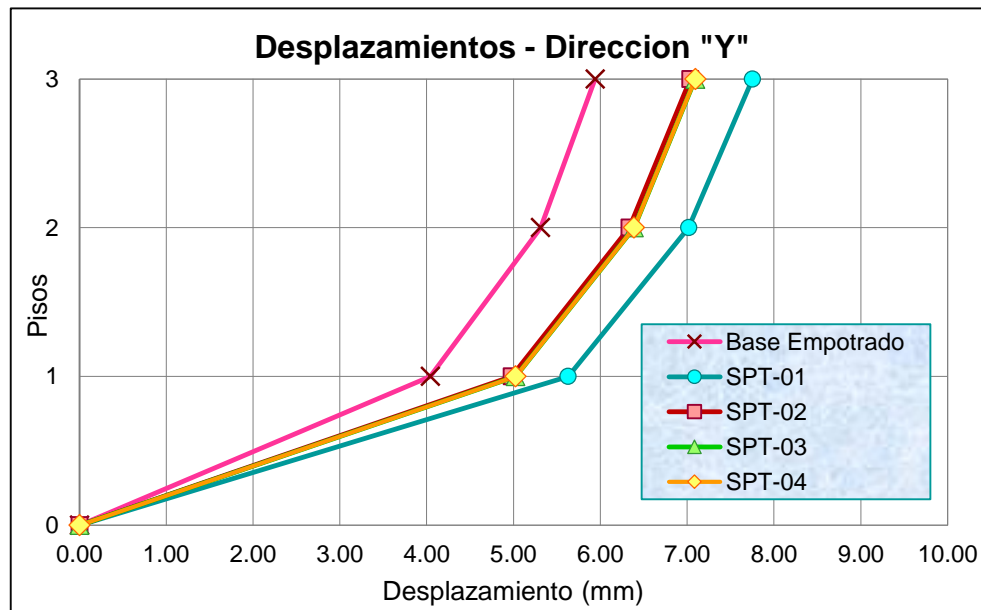


Figura 4-17. Desplazamientos de entrepiso en el eje "X" – Edificio de 3 pisos.

Tabla 4-14.

Desplazamientos de entrepiso en el eje "Y" – Edificio de 3 pisos

| Piso | Altura | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|--------|-----------|----------------------------------|---------|---------|---------|
| | | Empotrada | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 |
| | | UY (mm) | UY (mm) | UY (mm) | UY (mm) | UY (mm) |
| Piso 3 | 9.45 | 5.941 | 7.753 | 7.038 | 7.095 | 7.095 |
| Piso 2 | 6.85 | 5.311 | 7.016 | 6.335 | 6.388 | 6.388 |
| Piso 1 | 4.25 | 4.041 | 5.628 | 4.978 | 5.024 | 5.024 |
| Base | - | - | - | - | - | - |

Nota: Fuente, Elaboración propia.**Figura 4-18.** Desplazamientos de entrepiso en el eje "Y" – Edificio de 3 pisos.

En la **Tabla 4-13** se exhibe los datos de desplazamientos máximos en el sentido "X" del modelo con base rígida y los modelos con base flexible. En la **Figura 4-17** se observa que existe incremento considerable de desplazamientos de los modelos dinámicos respecto al modelo con base rígida, siendo mayor en 40.83% para SPT-01, 26.32% para SPT-02, 27.35% para SPT-03 y SPT-04, de tal modo que el SPT-01 presencia el mayor desplazamiento, y este mismo varía en 11.49% de SPT-02, 10.58% de SPT-03 y SPT-04.

En la **Tabla 4-14** se muestra datos de desplazamientos máximos en el sentido "Y", mientras tanto en la **Figura 4-18** se aprecia el incremento de desplazamientos de los modelos dinámicos respecto al modelo con base empotrada de manera considerable, siendo mayor en 30.50% para SPT-01, 18.47% para SPT-02, 19.42% para SPT-03 y SPT-04, el mayor desplazamiento que sufre el modelo es en el SPT-01, y este mismo varía en 10.16% de SPT-02, 9.27% de SPT-03 y SPT-04.

Tabla 4-15.

Desplazamientos de entrepiso en el eje "X" – Edificio de 4 pisos

| Piso | Altura | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|--------|----------------------|----------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| | | Empotrada UX (mm) | SPT-01 UX (mm) | SPT-02 UX (mm) | SPT-03 UX (mm) | SPT-04 UX (mm) |
| Piso 4 | 12.30 | 7.570 | 11.075 | 10.009 | 10.002 | 9.933 |
| Piso 3 | 9.70 | 6.915 | 9.789 | 8.995 | 8.969 | 8.923 |
| Piso 2 | 7.10 | 5.799 | 8.048 | 7.521 | 7.477 | 7.453 |
| Piso 1 | 4.50 | 4.146 | 5.779 | 5.491 | 5.434 | 5.430 |
| Base | - | - | - | - | - | - |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

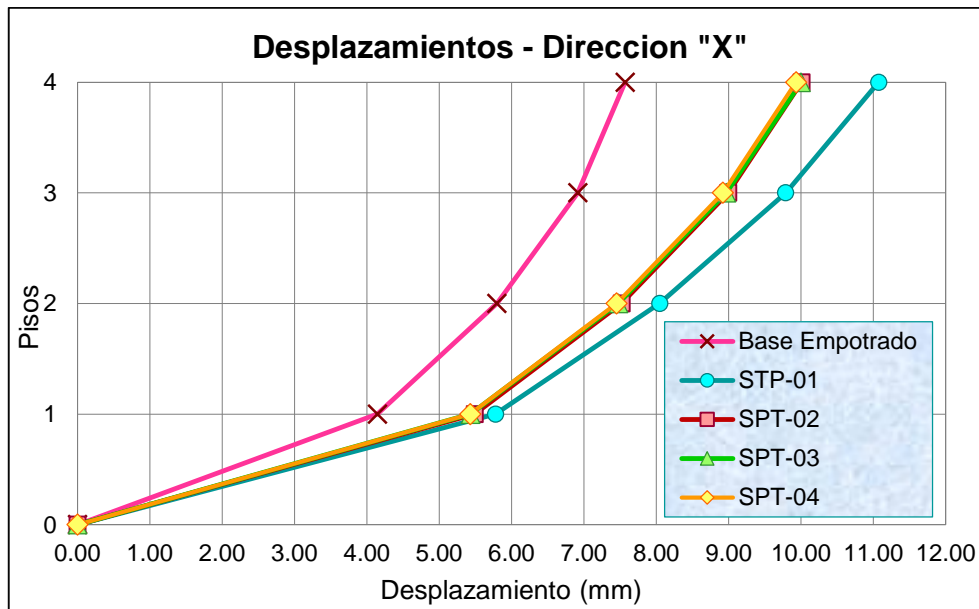


Figura 4-19. Desplazamientos de entrepiso en el eje "X" – Edificio de 4 pisos.

Tabla 4-16.

Desplazamientos de entrepiso en el eje "Y" – Edificio de 4 pisos

| Piso | Altura | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|--------|----------------------|----------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| | | Empotrada UY (mm) | SPT-01 UY (mm) | SPT-02 UY (mm) | SPT-03 UY (mm) | SPT-04 UY (mm) |
| Piso 4 | 12.30 | 7.645 | 9.649 | 9.095 | 9.034 | 8.988 |
| Piso 3 | 9.70 | 7.121 | 8.985 | 8.460 | 8.390 | 8.352 |
| Piso 2 | 7.10 | 6.142 | 7.866 | 7.368 | 7.290 | 7.261 |
| Piso 1 | 4.50 | 4.626 | 6.190 | 5.718 | 5.636 | 5.614 |
| Base | - | - | - | - | - | - |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

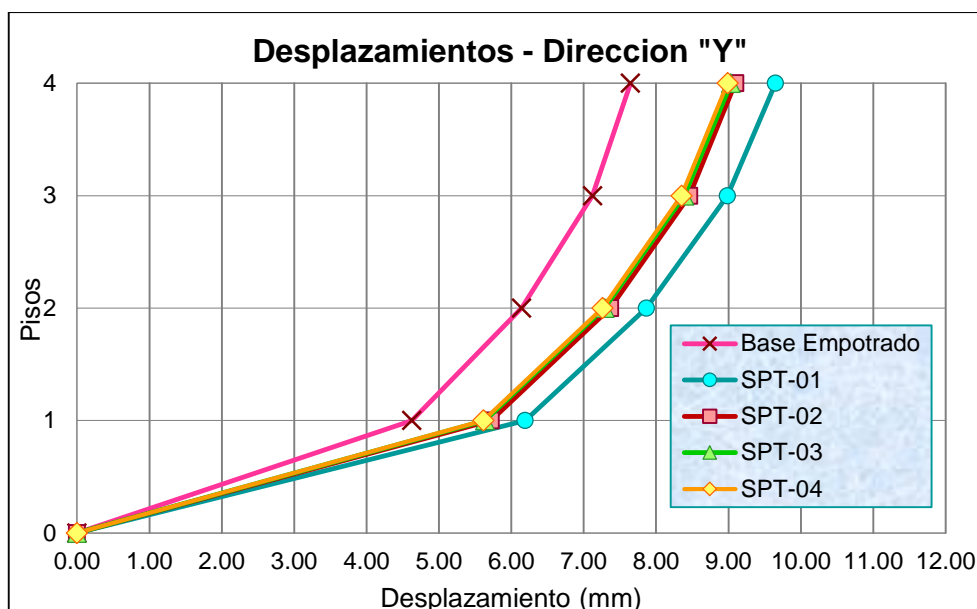


Figura 4-20. Desplazamientos de entrepiso en el eje "Y" – Edificio de 4 pisos.

En la **Tabla 4-15** se exhibe los datos de desplazamientos máximos en la dirección "X" del modelo con base empotrada y los modelos con base flexible. En la *Figura 4-19* se observa el incremento de desplazamiento de los modelos dinámicos respecto al modelo con la base rígida, siendo mayor en 46.30% para SPT-01, 32.22% para SPT-02, 32.13% para SPT-03 y 31.22% para SPT-04, el modelo que más desplazamiento sufre es en el SPT-01, este mismo se diferencia en 10.65% de SPT-02, 10.73% de SPT-03 y 11.50% de SPT-04.

En la **Tabla 4-16** se presenta los datos de desplazamientos máximos en la dirección "Y", por otro lado, en la *Figura 4-20* se observa el aumento que se genera en los modelos dinámicos respecto al modelo con base rígida, siendo mayor en 26.21% para SPT-01, 18.97% para SPT-02, 18.17% para SPT-03 y 17.57% para SPT-04, de manera que el modelo que más desplazamiento sufre es en SPT-01, este mismo varía en 6.09% de SPT-02, 6.81% de SPT-03 y 7.35% de SPT-04.

Tabla 4-17.

Desplazamientos de entrepiso en el eje "X" – Edificio de 5 pisos

| Piso | Altura | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|--------|-----------|----------------------------------|---------|---------|---------|
| | | Empotrada | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 |
| | | UX (mm) | UX (mm) | UX (mm) | UX (mm) | UX (mm) |
| Piso 5 | 15.20 | 9.169 | 16.112 | 13.802 | 13.802 | 13.949 |
| Piso 4 | 12.60 | 8.564 | 14.320 | 12.484 | 12.484 | 12.605 |
| Piso 3 | 10.00 | 7.608 | 12.181 | 10.816 | 10.816 | 10.912 |
| Piso 2 | 7.40 | 6.292 | 9.700 | 8.797 | 8.797 | 8.867 |
| Piso 1 | 4.80 | 4.549 | 6.848 | 6.362 | 6.362 | 6.409 |
| Base | - | - | - | - | - | - |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

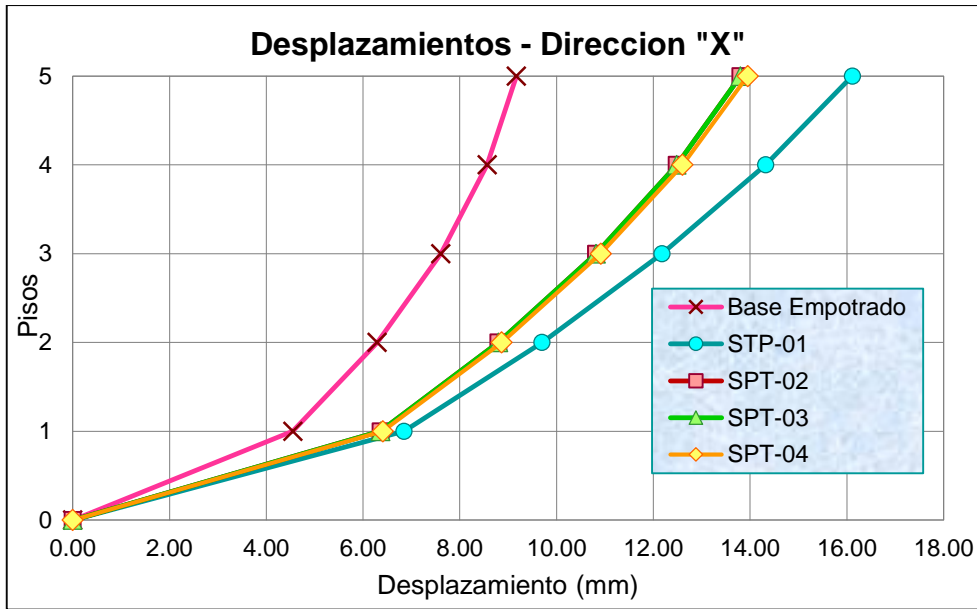


Figura 4-21. Desplazamientos de entepiso en el eje "X" – Edificio de 5 pisos.

Tabla 4-18.

Desplazamientos de entepiso en el eje "Y" – Edificio de 5 pisos

| Piso | Altura | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|--------|----------------------|----------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| | | Empotrada UY (mm) | SPT-01 UY (mm) | SPT-02 UY (mm) | SPT-03 UY (mm) | SPT-04 UY (mm) |
| Piso 5 | 15.20 | 9.015 | 12.871 | 11.419 | 11.419 | 11.489 |
| Piso 4 | 12.60 | 8.602 | 12.077 | 10.847 | 10.847 | 10.911 |
| Piso 3 | 10.00 | 7.851 | 10.947 | 9.941 | 9.941 | 9.999 |
| Piso 2 | 7.40 | 6.758 | 9.475 | 8.690 | 8.690 | 8.741 |
| Piso 1 | 4,80 | 5.237 | 7.564 | 6.993 | 6.993 | 7.038 |
| Base | - | - | - | - | - | - |

Nota: Fuente, Elaboración propia

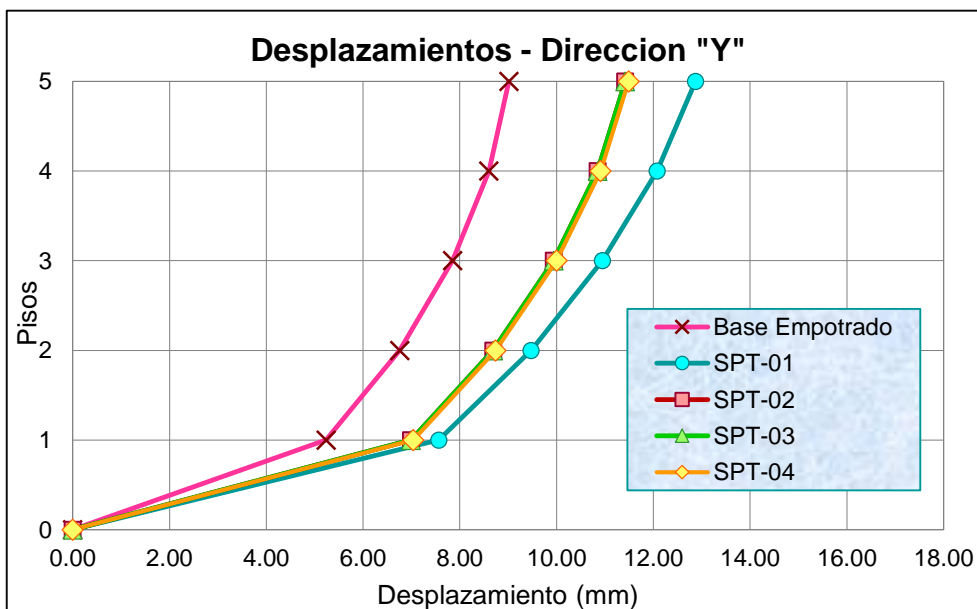


Figura 4-22. Desplazamientos de entepiso en el eje "Y" – Edificio de 5 pisos.

En la **Tabla 4-17** se exhibe datos de desplazamientos máximos en el sentido “X” del modelo sin afectado de ISE y los modelos con afectación. En la *Figura 4-21* se observa el incremento de desplazamientos de los modelos dinámicos respecto al modelo con base fija, siendo mayor en 75.72% para SPT-01, 50.53% para SPT-02 y SPT-03, 52.13% para SPT-04, de tal manera que el modelo que presenta mayor desplazamiento se genera en SPT-01, este mismo varia en 16.74% de SPT-02 y SPT-03, 15.51% de SPT-04.

En la **Tabla 4-18** se exhibe datos de desplazamientos máximos en el sentido “Y”, por otro lado, en la *Figura 4-22* se aprecia el incremento de desplazamientos de los modelos dinámicos en base al modelo con base fija, siendo mayor en 42.77% para SPT-01, 26.67% para SPT-02 y SPT-03, 27.44% para SPT-04, de tal modo que el modelo que mayor desplazamiento sufre se genera en SPT-01, este mismo varia en 12.72% de SPT-02 y SPT-03, 12.03% de SPT-04.

4.1.3.2 Período Natural

De acuerdo al análisis estructural desarrollado para todos los modelos con base empotrada e interacción suelo-estructura, se obtuvieron los primeros periodos naturales en la dirección “Y”

Según los datos que se muestran en las tablas y figuras a continuación, se pueden observar las comparaciones de los periodos y modos de vibrar, que al considerar la flexibilidad en la base de fundación incrementan los valores respecto al modelo con base empotrada, principalmente en los modos 1, 2 y 3.

A. Modelo estructural planta cuadrada

Tabla 4-19.
Periodos naturales – Edificio de 2 pisos

| Modo de Vibrar | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|----------------|---------------|----------------------------------|---------------|---------------|---------------|
| | Empotrada | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 |
| | Periodo (seg) | Periodo (seg) | Periodo (seg) | Periodo (seg) | Periodo (seg) |
| 1 | 0.346 | 0.385 | 0.384 | 0.383 | 0.384 |
| 2 | 0.331 | 0.363 | 0.364 | 0.364 | 0.365 |
| 3 | 0.295 | 0.326 | 0.327 | 0.327 | 0.328 |
| 4 | 0.086 | 0.089 | 0.088 | 0.088 | 0.088 |
| 5 | 0.082 | 0.085 | 0.085 | 0.085 | 0.084 |
| 6 | 0.073 | 0.075 | 0.075 | 0.075 | 0.075 |
| 7 | 0.000 | 0.015 | 0.012 | 0.012 | 0.012 |
| 8 | 0.000 | 0.015 | 0.012 | 0.012 | 0.012 |
| 9 | 0.000 | 0.015 | 0.012 | 0.012 | 0.012 |
| 10 | 0.000 | 0.015 | 0.012 | 0.012 | 0.012 |
| 11 | 0.000 | 0.015 | 0.012 | 0.012 | 0.012 |
| 12 | 0.000 | 0.015 | 0.012 | 0.012 | 0.012 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

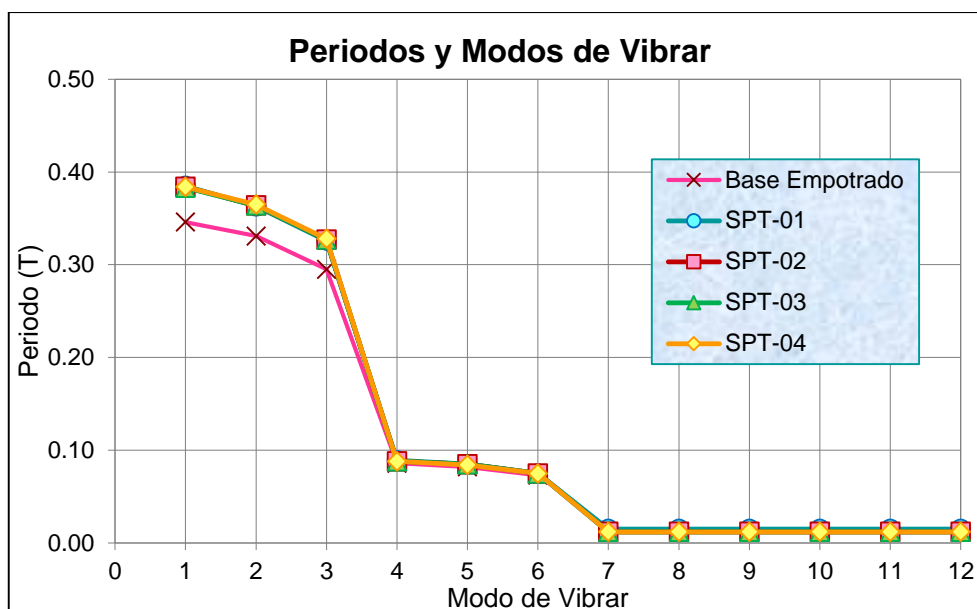


Figura 4-23. Periodos naturales – Edificio de 2 pisos.

En la **Tabla 4-19** se muestran los resultados obtenidos del análisis estructural, donde el primer periodo natural para el modelo con base empotrada es 0.346 seg. y para el modelo con base flexible (ISE) son 0.385 seg., 0.384 seg., 0.383 seg., y 0.384 seg. respectivamente en los cuatro puntos de estudio.

En la *Figura 4-23* se puede observar que los periodos de vibración en los modelos dinámicos no existen mayor diferencia. Al considerar la flexibilidad en la base de fundación, los valores de periodos de vibración aumentan respecto al modelo con base empotrado en un 11.27% respecto a la mayor diferencia del SPT.

Tabla 4-20.
Periodos naturales – Edificio de 3 pisos

| Modo de Vibrar | Base Empotrada Periodo (seg) | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|----------------|---------------------------------|----------------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| | | SPT-01 Periodo (seg) | SPT-02 Periodo (seg) | SPT-03 Periodo (seg) | SPT-04 Periodo (seg) |
| 1 | 0.431 | 0.480 | 0.474 | 0.474 | 0.474 |
| 2 | 0.378 | 0.419 | 0.415 | 0.414 | 0.414 |
| 3 | 0.352 | 0.383 | 0.383 | 0.383 | 0.383 |
| 4 | 0.115 | 0.121 | 0.120 | 0.120 | 0.120 |
| 5 | 0.099 | 0.106 | 0.104 | 0.104 | 0.104 |
| 6 | 0.094 | 0.096 | 0.096 | 0.096 | 0.096 |
| 7 | 0.054 | 0.055 | 0.055 | 0.055 | 0.055 |
| 8 | 0.050 | 0.050 | 0.050 | 0.050 | 0.050 |
| 9 | 0.046 | 0.046 | 0.046 | 0.046 | 0.046 |
| 10 | 0.000 | 0.020 | 0.013 | 0.013 | 0.013 |
| 11 | 0.000 | 0.020 | 0.013 | 0.013 | 0.013 |
| 12 | 0.000 | 0.020 | 0.013 | 0.013 | 0.013 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

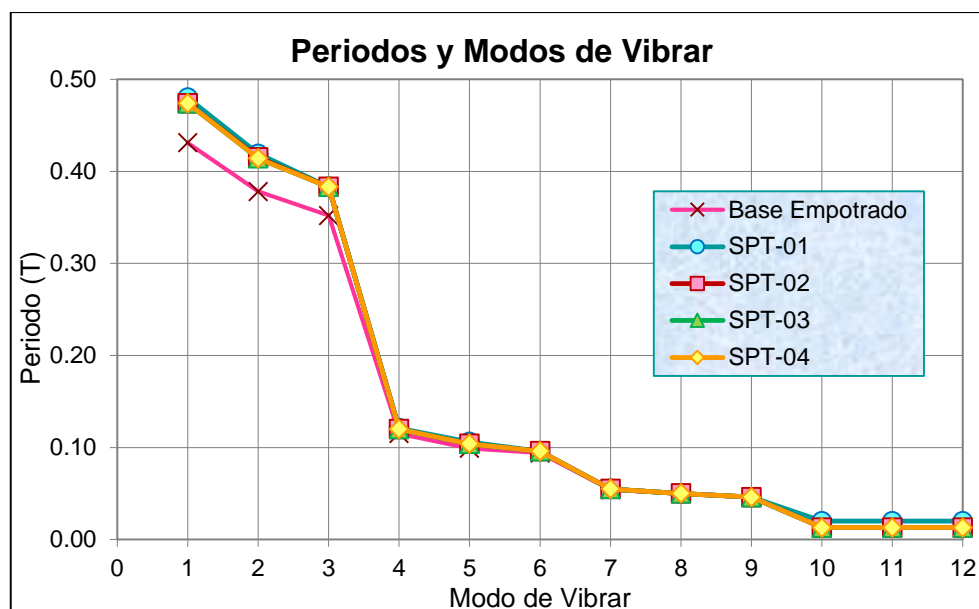


Figura 4-24. Periodos naturales – Edificio de 3 pisos.

En la **Tabla 4-20** se muestran los resultados obtenidos del análisis estructural, donde el primer periodo natural para el modelo con base empotrada es 0.431 seg. y para el modelo con base flexible (ISE) son 0.480 seg., 0.474 seg., 0.474 seg., y 0.474 seg. respectivamente en los cuatro puntos de estudio.

En la *Figura 4-24* se puede observar que los periodos de vibración en los modelos dinámicos, el máximo periodo es en el SPT-01, siendo mayor en 1.27% a los otros STP(s). Al considerar la flexibilidad en la base de fundación los valores de periodos de vibración aumentan respecto al modelo con base empotrada en un 11.37% en SPT-01 y 9.98% en SPT-02, 03 Y 04.

Tabla 4-21.

Periodos naturales – Edificio de 4 pisos

| Modo de Vibrar | Base Empotrada | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|----------------|----------------|----------------------------------|---------------|---------------|---------------|
| | | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 |
| | Periodo (seg) | Periodo (seg) | Periodo (seg) | Periodo (seg) | Periodo (seg) |
| 1 | 0.450 | 0.508 | 0.497 | 0.499 | 0.498 |
| 2 | 0.430 | 0.476 | 0.469 | 0.470 | 0.470 |
| 3 | 0.378 | 0.407 | 0.406 | 0.407 | 0.407 |
| 4 | 0.125 | 0.135 | 0.132 | 0.133 | 0.132 |
| 5 | 0.118 | 0.127 | 0.125 | 0.125 | 0.125 |
| 6 | 0.105 | 0.108 | 0.108 | 0.108 | 0.108 |
| 7 | 0.061 | 0.062 | 0.062 | 0.062 | 0.062 |
| 8 | 0.059 | 0.059 | 0.059 | 0.059 | 0.059 |
| 9 | 0.053 | 0.053 | 0.053 | 0.053 | 0.053 |
| 10 | 0.038 | 0.039 | 0.039 | 0.039 | 0.039 |
| 11 | 0.038 | 0.038 | 0.038 | 0.038 | 0.038 |
| 12 | 0.033 | 0.034 | 0.034 | 0.034 | 0.034 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

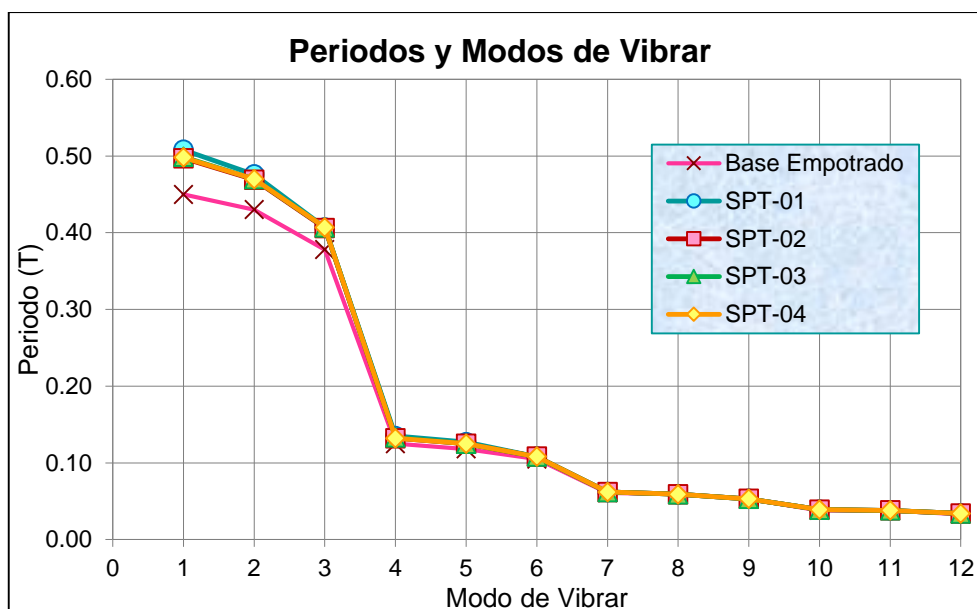


Figura 4-25. Periodos naturales – Edificio de 4 pisos.

En la **Tabla 4-21** se muestran los resultados obtenidos del análisis estructural, donde el primer periodo natural para el modelo con base empotrada es 0.450 seg. y para el modelo con base flexible (ISE) son 0.508 seg., 0.497 seg., 0.499 seg., y 0.498 seg. respectivamente en los cuatro puntos de estudio.

En la *Figura 4-25* se puede observar que los periodos de vibración en los modelos dinámicos, el máximo periodo es en el SPT-01, siendo mayor en 2.21% del SPT-02, 1.80% del SPT-03 y 2.01% del SPT-04. Al considerar la flexibilidad en la base de fundación los valores de periodos de vibración aumentan respecto al modelo con base empotrada en un 12.89% en SPT-01, 10.44% en SPT-02, 10.89% en SPT-03 y 10.67% en SPT-04.

Tabla 4-22.

Periodos naturales – Edificio de 5 pisos

| Modo de Vibrar | Base Empotrada Periodo (seg) | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|----------------|---------------------------------|----------------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| | | SPT-01 Periodo (seg) | SPT-02 Periodo (seg) | SPT-03 Periodo (seg) | SPT-04 Periodo (seg) |
| 1 | 0.510 | 0.594 | 0.570 | 0.570 | 0.572 |
| 2 | 0.479 | 0.554 | 0.528 | 0.528 | 0.529 |
| 3 | 0.416 | 0.453 | 0.447 | 0.447 | 0.448 |
| 4 | 0.147 | 0.161 | 0.157 | 0.157 | 0.157 |
| 5 | 0.137 | 0.151 | 0.146 | 0.146 | 0.146 |
| 6 | 0.120 | 0.124 | 0.123 | 0.123 | 0.123 |
| 7 | 0.073 | 0.074 | 0.074 | 0.074 | 0.074 |
| 8 | 0.068 | 0.070 | 0.069 | 0.069 | 0.069 |
| 9 | 0.060 | 0.061 | 0.061 | 0.061 | 0.061 |
| 10 | 0.044 | 0.045 | 0.044 | 0.044 | 0.044 |
| 11 | 0.042 | 0.043 | 0.043 | 0.043 | 0.043 |
| 12 | 0.037 | 0.037 | 0.037 | 0.037 | 0.037 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

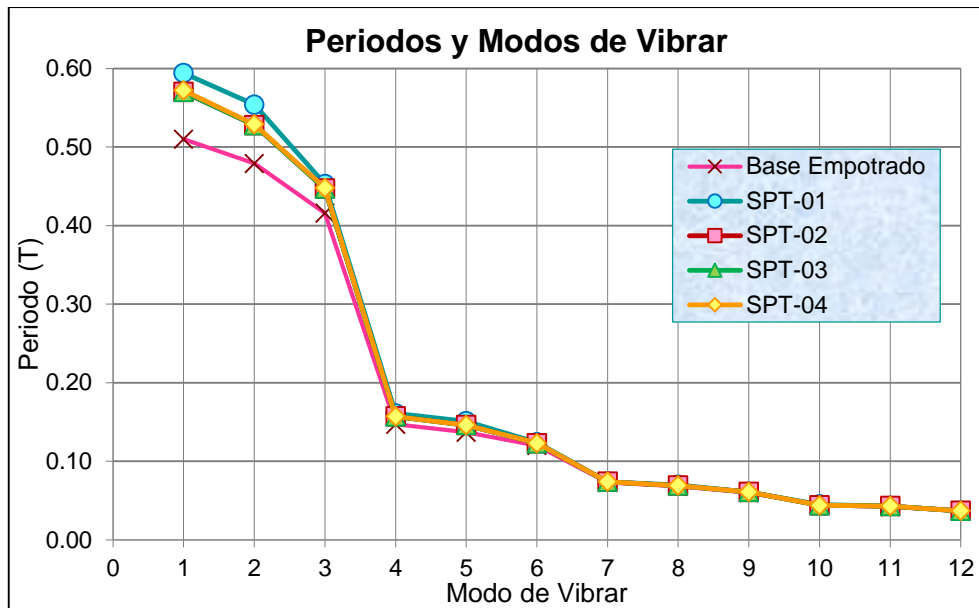


Figura 4-26. Periodos naturales – Edificio de 5 pisos.

En la **Tabla 4-22** se muestran los resultados obtenidos del análisis estructural, donde el primer periodo natural para el modelo con base empotrada es 0.510 seg. y para el modelo con base flexible (ISE) son 0.594 seg., 0.570 seg., 0.570 seg., y 0.572 seg. respectivamente en los cuatro puntos de estudio.

En la *Figura 4-26* se puede observar que los periodos de vibración en los modelos dinámicos, el máximo periodo es en el SPT-01, siendo mayor en 4.21% del SPT-02 y SPT-03, y 3.85% del SPT-04. Al considerar la flexibilidad en la base de fundación los valores de periodo de vibración aumentan respecto al modelo con base empotrada en un 16.47% en SPT-01, 11.76% en SPT-02 y SPT-03, y 12.16% en SPT-04.

B. Modelo estructural planta rectangular

Tabla 4-23.

Periodos naturales – Edificio de 2 pisos

| Modo de Vibrar | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|----------------|---------------|----------------------------------|---------------|---------------|---------------|
| | Empotrada | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 |
| | Periodo (seg) | Periodo (seg) | Periodo (seg) | Periodo (seg) | Periodo (seg) |
| 1 | 0.351 | 0.385 | 0.384 | 0.385 | 0.383 |
| 2 | 0.344 | 0.379 | 0.381 | 0.380 | 0.379 |
| 3 | 0.308 | 0.339 | 0.340 | 0.341 | 0.339 |
| 4 | 0.086 | 0.090 | 0.090 | 0.090 | 0.089 |
| 5 | 0.085 | 0.087 | 0.087 | 0.087 | 0.087 |
| 6 | 0.076 | 0.079 | 0.078 | 0.079 | 0.078 |
| 7 | 0.000 | 0.015 | 0.012 | 0.013 | 0.012 |
| 8 | 0.000 | 0.015 | 0.012 | 0.013 | 0.012 |
| 9 | 0.000 | 0.015 | 0.012 | 0.013 | 0.012 |
| 10 | 0.000 | 0.015 | 0.012 | 0.013 | 0.012 |
| 11 | 0.000 | 0.015 | 0.012 | 0.013 | 0.012 |
| 12 | 0.000 | 0.015 | 0.012 | 0.013 | 0.012 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

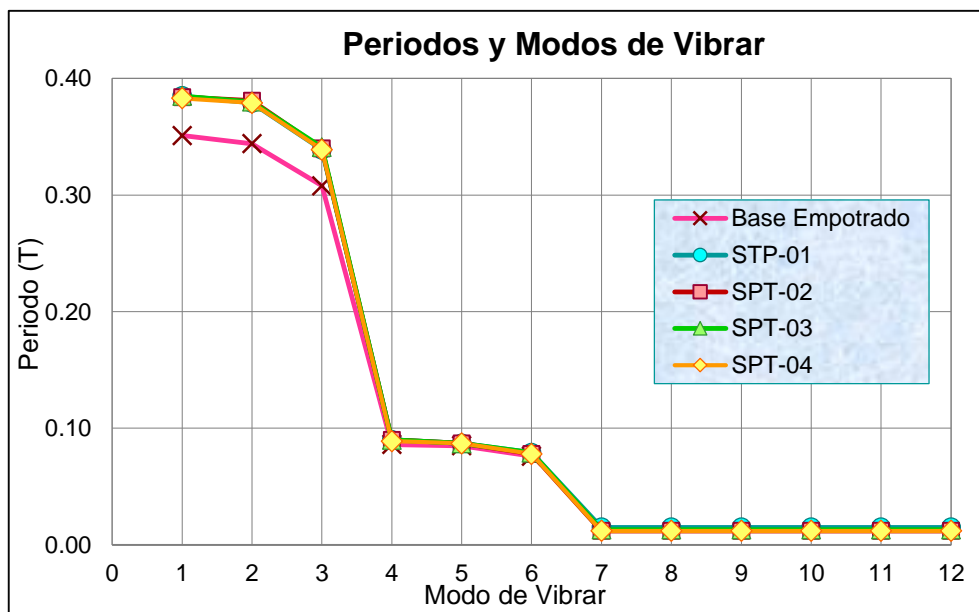


Figura 4-27. Periodos naturales – Edificio de 2 pisos.

En la **Tabla 4-23** se muestran los resultados obtenidos del análisis estructural, donde el primer periodo natural para el modelo con base empotrada es 0.351 seg. y para el modelo con base flexible (ISE) son 0.385 seg., 0.384 seg., 0.385 seg., y 0.383 seg. respectivamente en los cuatro puntos de estudio.

En la *Figura 4-27* se puede observar que los periodos de vibración en los modelos dinámicos no existen mayor diferencia. Al considerar la flexibilidad en la base de fundación

los valores de periodo de vibración aumentan respecto al modelo con base empotrada en un 9.69% respecto a la mayor diferencia del STP.

Tabla 4-24.
Periodos naturales – Edificio de 3 pisos

| Modo de Vibrar | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|----------------|---------------|----------------------------------|---------------|---------------|---------------|
| | Empotrada | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 |
| | Periodo (seg) | Periodo (seg) | Periodo (seg) | Periodo (seg) | Periodo (seg) |
| 1 | 0.392 | 0.451 | 0.428 | 0.430 | 0.430 |
| 2 | 0.361 | 0.428 | 0.405 | 0.407 | 0.407 |
| 3 | 0.323 | 0.370 | 0.360 | 0.363 | 0.363 |
| 4 | 0.102 | 0.108 | 0.105 | 0.105 | 0.105 |
| 5 | 0.096 | 0.107 | 0.102 | 0.102 | 0.102 |
| 6 | 0.085 | 0.092 | 0.090 | 0.090 | 0.090 |
| 7 | 0.051 | 0.052 | 0.052 | 0.052 | 0.052 |
| 8 | 0.045 | 0.046 | 0.046 | 0.046 | 0.046 |
| 9 | 0.041 | 0.042 | 0.042 | 0.042 | 0.042 |
| 10 | 0.000 | 0.026 | 0.016 | 0.014 | 0.014 |
| 11 | 0.000 | 0.026 | 0.016 | 0.014 | 0.014 |
| 12 | 0.000 | 0.026 | 0.016 | 0.014 | 0.014 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

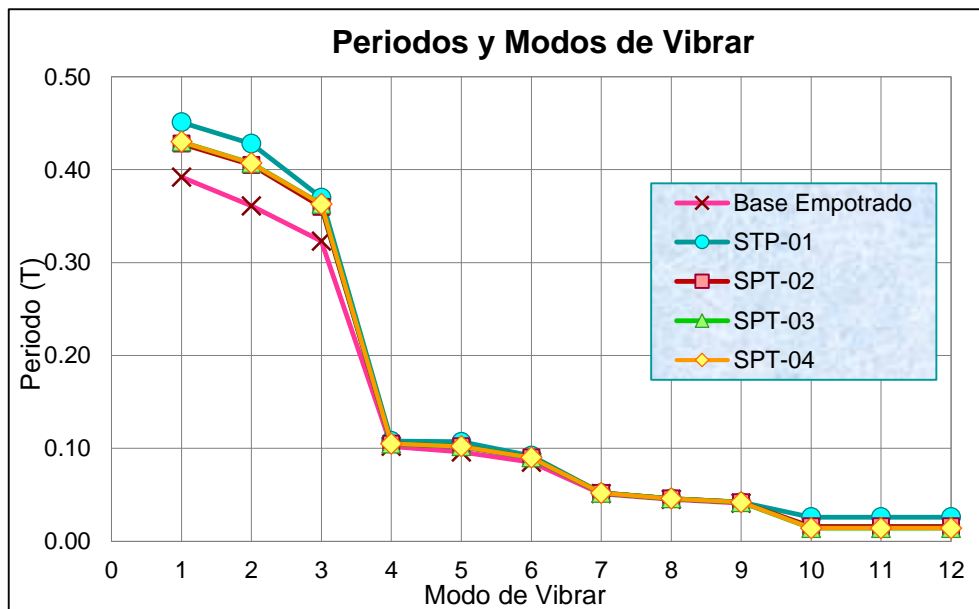


Figura 4-28. Periodos naturales – Edificio de 3 pisos.

En la **Tabla 4-24** se muestran los resultados obtenidos del análisis estructural, donde el primer periodo natural para el modelo con base empotrada es 0.392 seg. y para el modelo con base flexible (ISE) son 0.451 seg., 0.428 seg., 0.430 seg., y 0.430 seg. respectivamente en los cuatro puntos de estudio.

En la *Figura 4-28* se puede observar que los periodos de vibración en los modelos dinámicos, el máximo periodo es en el SPT-01, siendo mayor en 5.37% del SPT-02 y 4.88% del SPT-03 y SPT-04. Al considerar la flexibilidad en la base de fundación los valores de periodo de vibración aumentan respecto al modelo con base empotrada en un 15.05% en SPT-01, 9.18% en SPT-02 y 9.69% en SPT-03 y SPT-04.

Tabla 4-25.
Periodos naturales – Edificio de 4 pisos

| Modo de Vibrar | Base Empotrada Periodo (seg) | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|----------------|---------------------------------|----------------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| | | SPT-01 Periodo (seg) | SPT-02 Periodo (seg) | SPT-03 Periodo (seg) | SPT-04 Periodo (seg) |
| 1 | 0.441 | 0.497 | 0.481 | 0.479 | 0.478 |
| 2 | 0.407 | 0.490 | 0.466 | 0.466 | 0.465 |
| 3 | 0.356 | 0.407 | 0.402 | 0.400 | 0.400 |
| 4 | 0.120 | 0.128 | 0.126 | 0.126 | 0.125 |
| 5 | 0.113 | 0.128 | 0.123 | 0.123 | 0.123 |
| 6 | 0.099 | 0.107 | 0.105 | 0.105 | 0.105 |
| 7 | 0.060 | 0.061 | 0.061 | 0.061 | 0.061 |
| 8 | 0.055 | 0.056 | 0.056 | 0.056 | 0.056 |
| 9 | 0.049 | 0.050 | 0.049 | 0.049 | 0.049 |
| 10 | 0.038 | 0.039 | 0.039 | 0.039 | 0.039 |
| 11 | 0.034 | 0.034 | 0.034 | 0.034 | 0.034 |
| 12 | 0.030 | 0.031 | 0.030 | 0.030 | 0.030 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

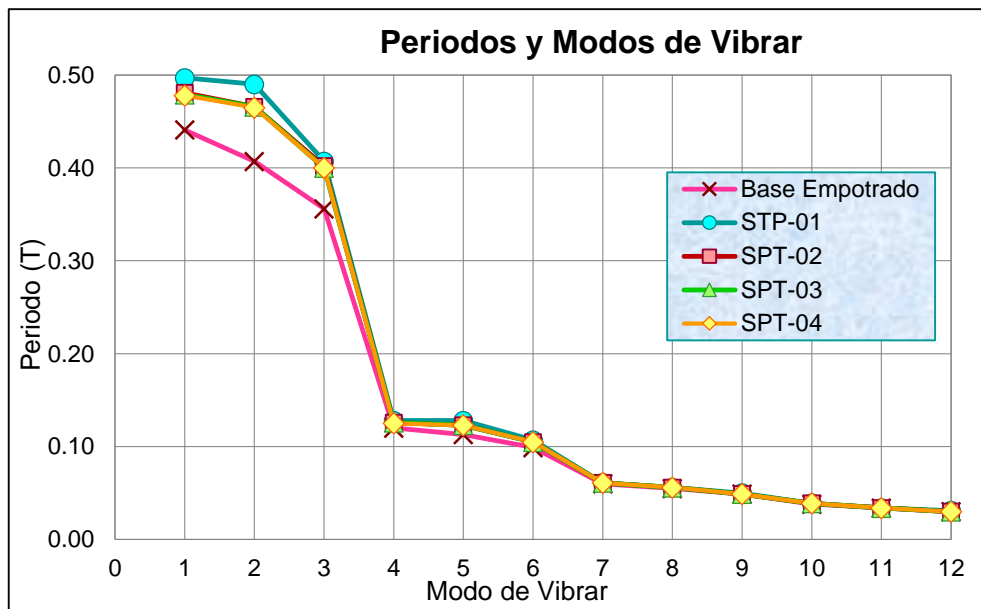


Figura 4-29. Periodos naturales – Edificio de 4 pisos.

En la **Tabla 4-25** se muestran los resultados obtenidos del análisis estructural, donde el primer periodo natural para el modelo con base empotrada es 0.441 seg. y para el

modelo con base flexible (ISE) son 0.497 seg., 0.481 seg., 0.479 seg., y 0.478 seg. respectivamente en los cuatro puntos de estudio.

En la *Figura 4-29* se puede observar que los periodos de vibración en los modelos dinámicos, el máximo periodo es en el SPT-01, siendo mayor en 3.33% del SPT-02, 3.76% del SPT-03 y 3.94% del SPT-04. Al considerar la flexibilidad en la base de fundación los valores de periodo de vibración aumentan respecto al modelo con base empotrada en un 12.70% en SPT-01, 9.07% en SPT-02, 8.62% en SPT-03 y 8.39% en SPT-04.

Tabla 4-26.

Periodos naturales – Edificio de 5 pisos.

| Modo de Vibrar | Base Empotrada Periodo (seg) | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|----------------|---------------------------------|----------------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| | | SPT-01 Periodo (seg) | SPT-02 Periodo (seg) | SPT-03 Periodo (seg) | SPT-04 Periodo (seg) |
| 1 | 0.478 | 0.585 | 0.544 | 0.544 | 0.546 |
| 2 | 0.446 | 0.567 | 0.538 | 0.538 | 0.540 |
| 3 | 0.385 | 0.451 | 0.441 | 0.441 | 0.441 |
| 4 | 0.133 | 0.151 | 0.144 | 0.144 | 0.145 |
| 5 | 0.128 | 0.148 | 0.141 | 0.141 | 0.142 |
| 6 | 0.110 | 0.122 | 0.119 | 0.119 | 0.119 |
| 7 | 0.067 | 0.068 | 0.068 | 0.068 | 0.068 |
| 8 | 0.063 | 0.064 | 0.064 | 0.064 | 0.064 |
| 9 | 0.055 | 0.056 | 0.056 | 0.056 | 0.056 |
| 10 | 0.043 | 0.043 | 0.043 | 0.043 | 0.043 |
| 11 | 0.038 | 0.039 | 0.039 | 0.039 | 0.039 |
| 12 | 0.034 | 0.035 | 0.034 | 0.034 | 0.034 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

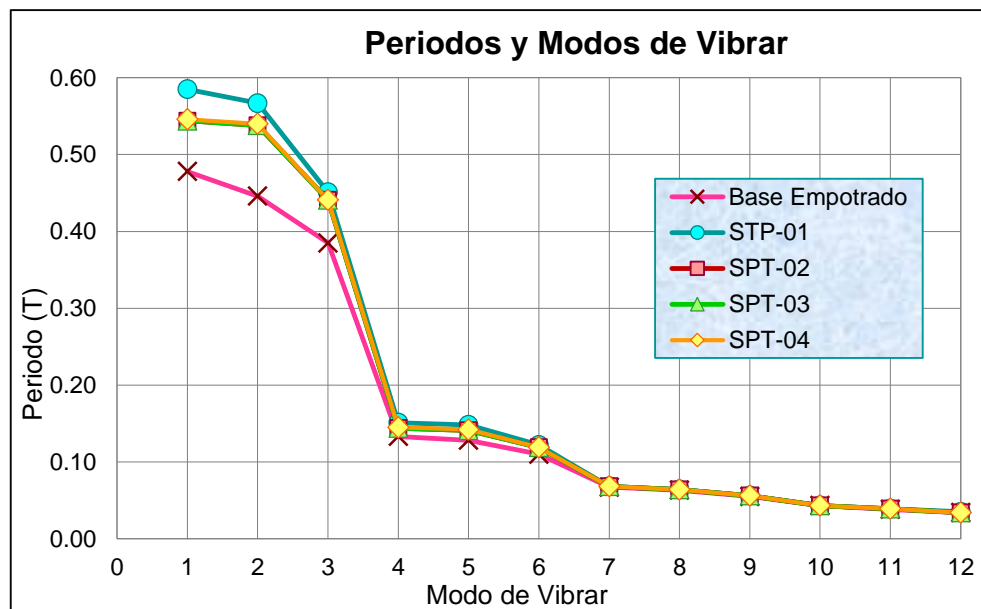


Figura 4-30. Periodos naturales – Edificio de 5 pisos.

En la **Tabla 4-26** se muestran los resultados obtenidos del análisis estructural, donde el primer periodo natural para el modelo con base empotrada es 0.478 seg. y para el

modelo con base flexible (ISE) son 0.585 seg., 0.544 seg., 0.544 seg., y 0.546 seg. respectivamente en los cuatro puntos de estudio.

En la *Figura 4-30* se puede observar que los periodos de vibración en los modelos dinámicos, el máximo periodo es en el SPT-01, siendo mayor en 7.54% del SPT-02 y del SPT-03, y 7.14% del SPT-04. Al considerar la flexibilidad en la base de fundación los valores de periodo de vibración aumentan respecto al modelo con base empotrado en un 22.38% en SPT-01, 13.81% en SPT-02 y en SPT-03, y 14.23% en SPT-04.

1.1.1.1 Derivas de entrepiso

La flexibilidad en la base de fundación hace que las derivas de entrepiso se incrementen, las máximas derivas de las estructuras se producen en el primer piso, para una fuerza sísmica en la dirección X como también en la dirección Y.

A. Modelo estructural con planta cuadrada

Tabla 4-27.

Derivas de entrepiso en el eje "X" – Edificio de 2 pisos

| Piso | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | | Limite Δ_i/hei |
|--------|------------------------------------|----------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|-----------------------|
| | Empotrada $\Delta_{inelástica}$ | SPT-01 $\Delta_{inelástica}$ | SPT-02 $\Delta_{inelástica}$ | SPT-03 $\Delta_{inelástica}$ | SPT-04 $\Delta_{inelástica}$ | |
| piso 2 | 0.002508 | 0.002776 | 0.002725 | 0.002730 | 0.002723 | 0.007 |
| piso 1 | 0.005070 | 0.006103 | 0.006213 | 0.006213 | 0.006231 | 0.007 |
| Base | - | - | - | - | - | - |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

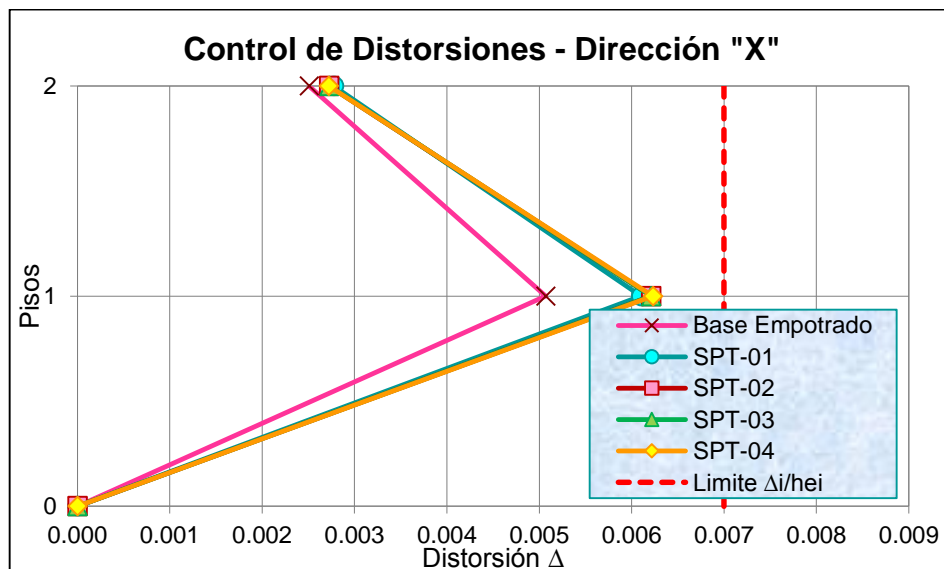


Figura 4-31. Derivas de entrepiso en el eje "X" – Edificio de 2 pisos.

Tabla 4-28.
Derivas de entrepiso en el eje "Y" – Edificio de 2 pisos

| Piso | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | | Limite Δ_i/h_{ei} |
|--------|-----------------------|----------------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|--------------------------|
| | Empotrada | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 | |
| | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | |
| piso 2 | 0.002654 | 0.002977 | 0.002905 | 0.002905 | 0.002898 | 0.007 |
| piso 1 | 0.005540 | 0.006737 | 0.006813 | 0.006773 | 0.006810 | 0.007 |
| Base | - | - | - | - | - | - |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

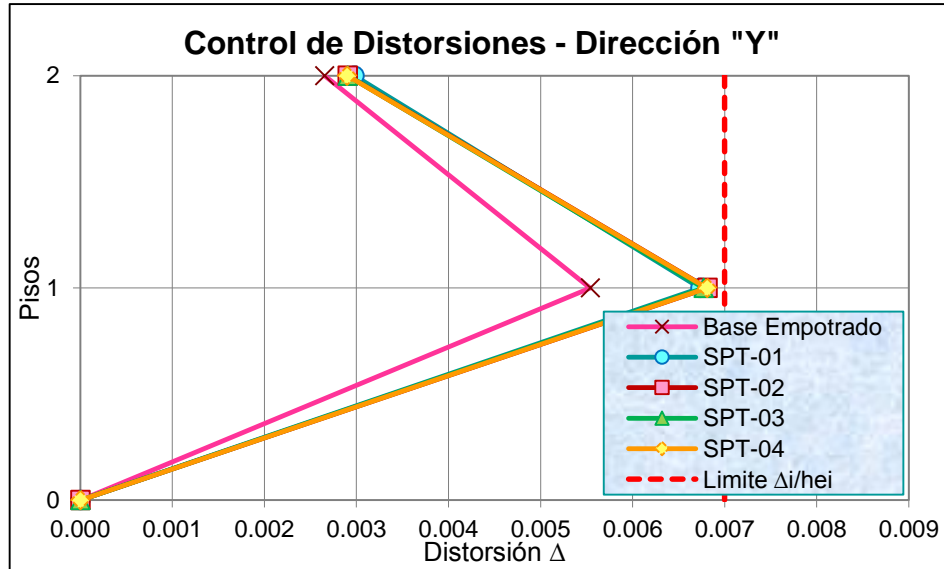


Figura 4-32. Derivas de entrepiso en el eje "Y" – Edificio de 2 pisos.

En la **Tabla 4-27** se exhibe los datos de derivas de entrepiso en la dirección "X" del modelo sin afectado de ISE y los modelos con afectación, por otro lado, en la *Figura 4-31* se observa que hay un incremento de derivas en los modelos dinámicos respecto al modelo con base empotrada, siendo mayor en 20.38% para SPT-01, 22.54% para SPT-02 y SPT-03, 22.90% para SPT-04, cabe indicar que estos modelos mencionados cumplen con la deriva establecida por la NTP E.030 2018.

En la **Tabla 4-28** se observa los datos de derivas de entrepiso en la dirección "Y", mientras tanto en la *Figura 4-32* se observa el incremento de las derivas de los modelos dinámicos en base al modelo con base empotrada, siendo mayor en 21.61% para SPT-01, 22.98% para SPT-02, 22.26 para SPT-03, 22.92% para SPT-04, y cabe mencionar que los modelos mencionados cumplen con lo establecido en la NTP E.030 2018.

Tabla 4-29.

Derivas de entrepiso en el eje "X" – Edificio de 3 pisos

| Piso | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | | Limite Δ_i/hei |
|--------|-----------------------|----------------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| | Empotrada | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 | |
| | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | |
| piso 3 | 0.001585 | 0.002038 | 0.001897 | 0.001888 | 0.001888 | 0.007 |
| piso 2 | 0.003097 | 0.003568 | 0.003452 | 0.003441 | 0.003441 | 0.007 |
| piso 1 | 0.005569 | 0.006692 | 0.006703 | 0.006699 | 0.006699 | 0.007 |
| Base | - | - | - | - | - | - |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

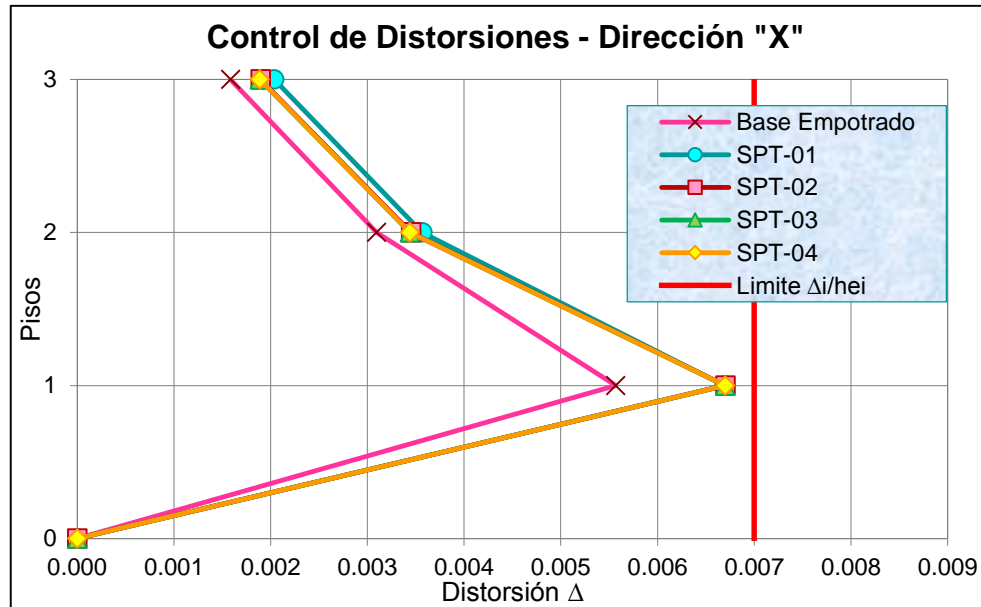


Figura 4-33. Derivas de entrepiso en el eje "X" – Edificio de 3 pisos.

Tabla 4-30.

Derivas de entrepiso en el eje "Y" – Edificio de 3 pisos

| Piso | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | | Limite Δ_i/hei |
|--------|-----------------------|----------------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| | Empotrada | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 | |
| | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | |
| piso 3 | 0.002398 | 0.002961 | 0.002769 | 0.002753 | 0.002753 | 0.007 |
| piso 2 | 0.004454 | 0.005086 | 0.004913 | 0.004895 | 0.004895 | 0.007 |
| piso 1 | 0.006740 | 0.008238 | 0.008192 | 0.008183 | 0.008183 | 0.007 |
| Base | - | - | - | - | - | - |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

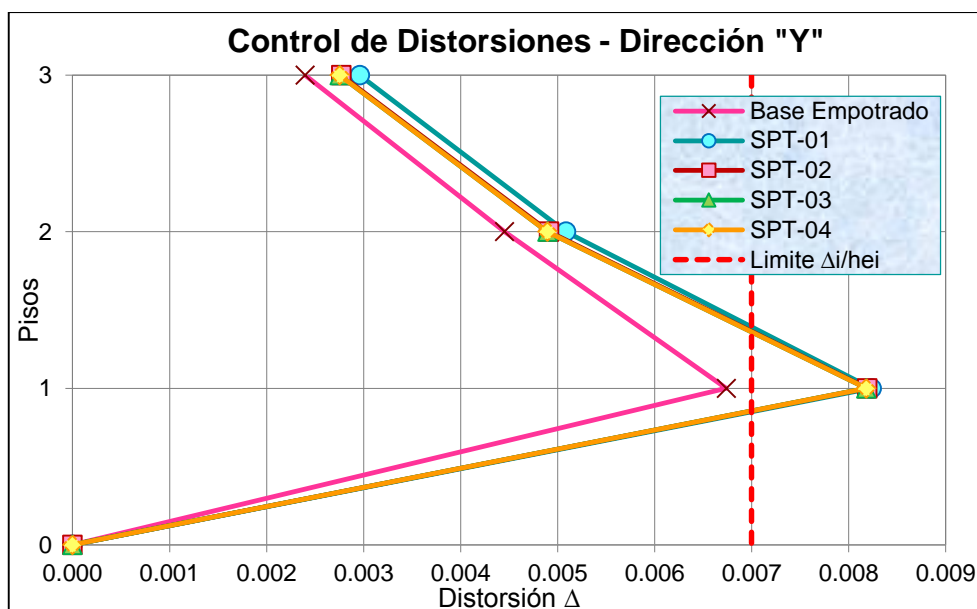


Figura 4-34. Derivas de entrepiso en el eje “Y” – Edificio de 3 pisos.

En la **Tabla 4-29** se muestra los datos de derivas de entrepiso en el sentido “X” de modelo con base empotrada y los modelos con flexibilidad en la base, sin embargo en la *Figura 4-33* se observa el incremento de las derivas en los modelos dinámicos con respecto al modelo con base empotrada, teniendo aumento en 20.17% para SPT-01, 20.36% para SPT-02, 20.29% para SPT-03 y SPT-04, cabe destacar que los modelos dinámicos cumplen con deriva establecida en la NTP E.030 2018.

En la **Tabla 4-30** se exhibe datos de derivas de entrepiso en el sentido “Y”, sin embargo, en la *Figura 4-34* se muestra el aumento de las derivas en los modelos dinámicos respecto al modelo con base fija, siendo mayor en 22.23% para SPT-01, 21.54% para SPT-02, 21.41% para SPT-03 y SPT-04, cabe indicar que los modelos dinámicos no cumplen con la deriva establecida en la NTP E.030 2018, a diferencia del modelo con base fija, estas exceden la deriva limite en 17.69% para SPT-01, 17.03% para SPT-02, 16.90% para SPT-03 y SPT-04.

Tabla 4-31.
Derivas de entrepiso en el eje “X” – Edificio de 4 pisos

| Piso | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | | Limite Δ_i/h_{ei} |
|--------|-----------------------|----------------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|--------------------------|
| | Empotrada | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 | |
| | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | |
| piso 4 | 0.001265 | 0.001876 | 0.001682 | 0.001733 | 0.001701 | 0.007 |
| piso 3 | 0.002331 | 0.002935 | 0.002751 | 0.002802 | 0.002767 | 0.007 |
| piso 2 | 0.003547 | 0.004156 | 0.003997 | 0.004043 | 0.004015 | 0.007 |
| piso 1 | 0.006216 | 0.007276 | 0.007293 | 0.007287 | 0.007297 | 0.007 |
| Base | - | - | - | - | - | - |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

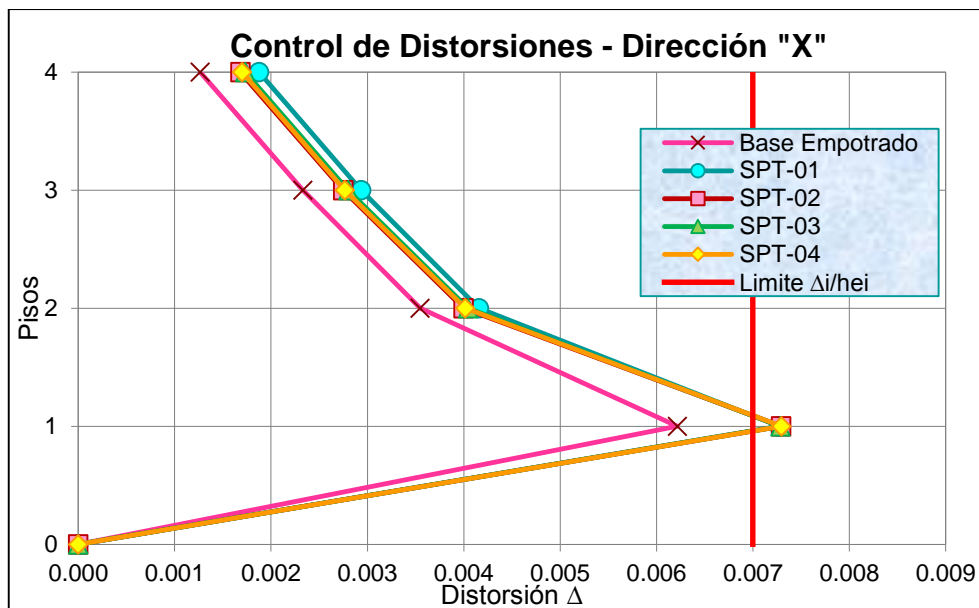


Figura 4-35. Derivas de entrepiso en el eje "X" – Edificio de 4 pisos.

Tabla 4-32.

Derivas de entrepiso en el eje "Y" – Edificio de 4 pisos

| Piso | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | | Limite Δ_i/h_{ei} |
|--------|------------------------------------|----------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|--------------------------|
| | Empotrada $\Delta_{inelástica}$ | SPT-01 $\Delta_{inelástica}$ | SPT-02 $\Delta_{inelástica}$ | SPT-03 $\Delta_{inelástica}$ | SPT-04 $\Delta_{inelástica}$ | |
| piso 4 | 0.001537 | 0.002312 | 0.002019 | 0.002082 | 0.002042 | 0.007 |
| piso 3 | 0.002758 | 0.003533 | 0.003245 | 0.003305 | 0.003268 | 0.007 |
| piso 2 | 0.004158 | 0.004978 | 0.004705 | 0.004761 | 0.004726 | 0.007 |
| piso 1 | 0.006473 | 0.007977 | 0.007823 | 0.007833 | 0.007837 | 0.007 |
| Base | - | - | - | - | - | - |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

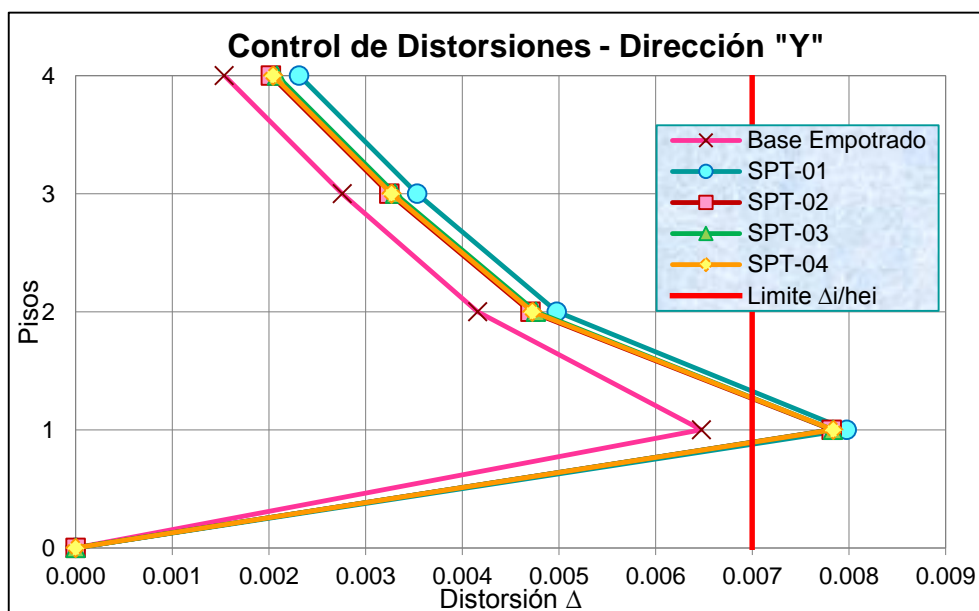


Figura 4-36. Derivas de entrepiso en el eje "Y" – Edificio de 4 pisos.

En la **Tabla 4-31** se exhibe los datos de derivas en la dirección “Y” del modelo con base empotrada y los modelos con base flexible, por otro lado en la *Figura 4-35* se observa el incremento de las derivas de los modelos dinámicos respecto al modelo con base empotrada, ésta aumenta en 17.05% para SPT-01, 17.33% para SPT-02, 17.23% para SPT-03 y 17.39% para SPT-04, cabe mencionar que los modelos dinámicos no cumplen con la deriva establecida en la NTP E.030 2018, sabiendo que éstas exceden la deriva limite en 3.94% para SPT-01, 4.19% para SPT-02, 4.10% para SPT-03 y 4.24% para SPT-04.

En la **Tabla 4-32** se exhibe los datos de derivas en la dirección “X”, sin embargo, en la *Figura 4-36* se muestra el incremento de las derivas en los modelos dinámicos respecto al modelo con base empotrada, ésta aumenta en 23.24% para SPT-01, 20.86% para SPT-02, 21.01% para SPT-03 y 21.07% para SPT-04, cabe indicar que los modelos dinámicos no cumplen con la deriva establecida en la NTP E.030 2018, sabiendo que estas exceden la deriva limite en 13.98% para SPT-01, 11.76% para SPT-02, 11.90% para SPT-03 y 11.98% para SPT-04.

Tabla 4-33.
Derivas de entrepiso en el eje “X” – Edificio de 5 pisos

| Piso | Base Empotrada | Con Interacción Suelo-Estructura | | | | Limite Δ_i/hei |
|--------|-----------------------|----------------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|--------------------------|
| | | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 | |
| | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | |
| piso 5 | 0.001267 | 0.002206 | 0.001865 | 0.001865 | 0.001890 | 0.007 |
| piso 4 | 0.002188 | 0.003125 | 0.002792 | 0.002792 | 0.002813 | 0.007 |
| piso 3 | 0.003127 | 0.004057 | 0.003732 | 0.003732 | 0.003755 | 0.007 |
| piso 2 | 0.004205 | 0.005137 | 0.004844 | 0.004844 | 0.004862 | 0.007 |
| piso 1 | 0.006433 | 0.008325 | 0.007708 | 0.007708 | 0.007704 | 0.007 |
| Base | - | - | - | - | - | - |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

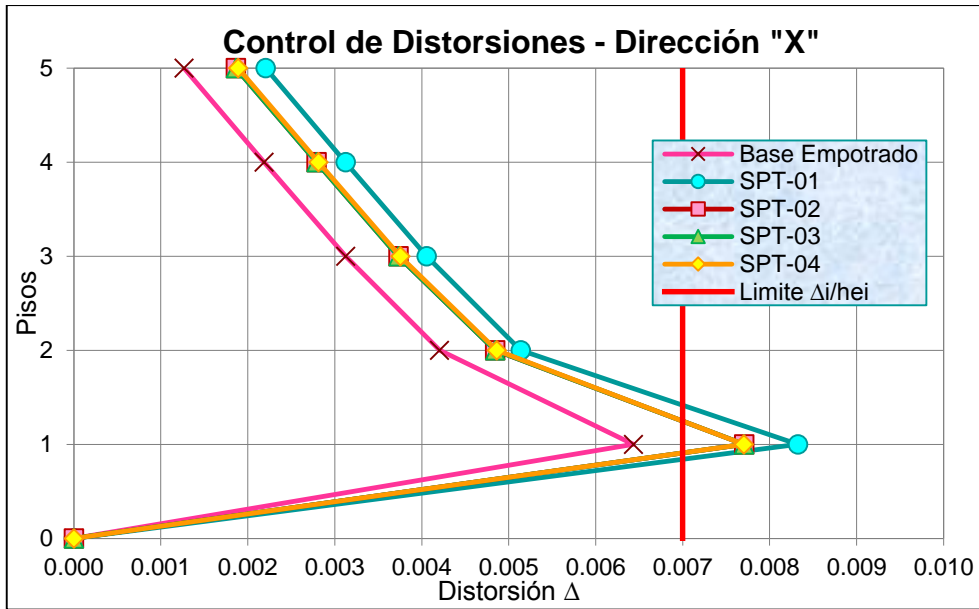


Figura 4-37. Derivas de entrepiso en el eje "X" – Edificio de 5 pisos.

Tabla 4-34.

Derivas de entrepiso en el eje "Y" – Edificio de 5 pisos

| Piso | Base Empotrada | Con Interacción Suelo-Estructura | | | | Limite Δ_i/h_{ei} |
|--------|-----------------------|----------------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|--------------------------|
| | | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 | |
| | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | |
| piso 5 | 0.001553 | 0.002765 | 0.002229 | 0.002229 | 0.002252 | 0.007 |
| piso 4 | 0.002635 | 0.003847 | 0.003312 | 0.003312 | 0.003335 | 0.007 |
| piso 3 | 0.003755 | 0.004971 | 0.004445 | 0.004445 | 0.004468 | 0.007 |
| piso 2 | 0.005019 | 0.006282 | 0.005788 | 0.005788 | 0.005813 | 0.007 |
| piso 1 | 0.006890 | 0.009003 | 0.008541 | 0.008541 | 0.008585 | 0.007 |
| Base | - | - | - | - | - | - |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

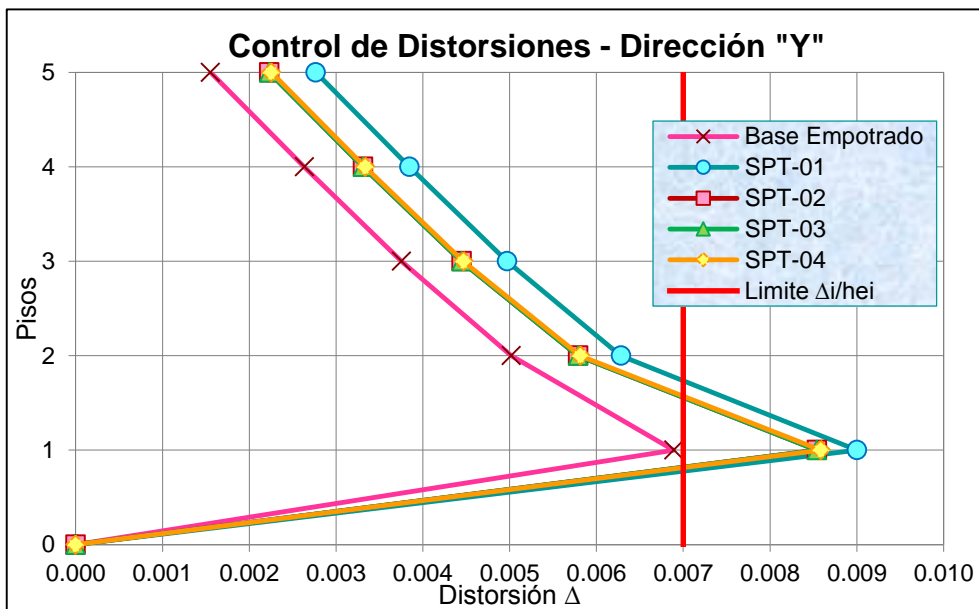


Figura 4-38. Derivas de entrepiso en el eje "Y" – Edificio de 5 pisos.

En la **Tabla 4-33** se muestra los datos de derivas en el sentido “X” del modelo con base empotrada y los modelos con ISE, por otro lado, en la **Figura 4-37** se observa que existe incremento considerable de los modelos con ISE respecto al modelo con base empotrada, siendo mayor en 29.41% para SPT-01, 19.82% para SPT-02 y SPT-03, 19.78% para SPT-04, cabe indicar que los modelos con ISE no cumplen con la deriva establecida en la NTP E.030 2018, éstas se exceden en 18.93% para SPT-01, 10.11% para SPT-02 y SPT-03, 10.06% para SPT-04.

En la **Tabla 4-34** se muestra los datos de derivas en el sentido “Y”, sin embargo, en la **Figura 4-38** se observa que existe un incremento considerable de los modelos con ISE respecto al modelo con base empotrada siendo mayor en 30.67% para SPT-01, 23.96% para SPT-02 y SPT-03, 24.60% para SPT-04, cabe mencionar que los modelos con ISE no cumplen con la deriva establecida en la NTP E.030 2018, éstas se exceden en 28.61% para SPT-01, 22.01% para SPT-02 y SPT-03, 22.64% para SPT-04

B. Modelo estructural planta Rectangular

Tabla 4-35.

Derivas de entrepiso en el eje “X” – Edificio de 2 pisos

| Piso | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | | Limite Δ_i/hei |
|--------|-----------------------|----------------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| | Empotrada | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 | |
| | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | |
| piso 2 | 0.002945 | 0.003381 | 0.003286 | 0.003295 | 0.003268 | 0.007 |
| piso 1 | 0.006138 | 0.007159 | 0.007303 | 0.007309 | 0.007241 | 0.007 |
| Base | - | - | - | - | - | - |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

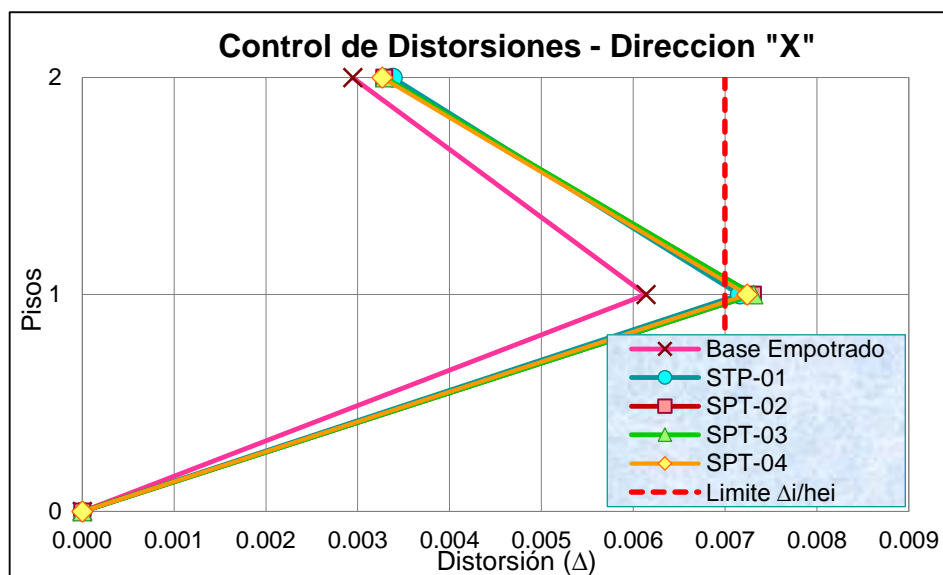


Figura 4-39. Derivas de entrepiso en el eje “X” – Edificio de 2 pisos.

Tabla 4-36.
Derivas de entrepiso en el eje "Y" – Edificio de 2 pisos

| Piso | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | | Limite Δ_i/h_{ei} |
|--------|-----------------------|----------------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|--------------------------|
| | Empotrada | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 | |
| | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | |
| piso 2 | 0.002601 | 0.002774 | 0.002751 | 0.002755 | 0.002746 | 0.007 |
| piso 1 | 0.005187 | 0.006229 | 0.006377 | 0.006355 | 0.006322 | 0.007 |
| Base | - | - | - | - | - | - |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

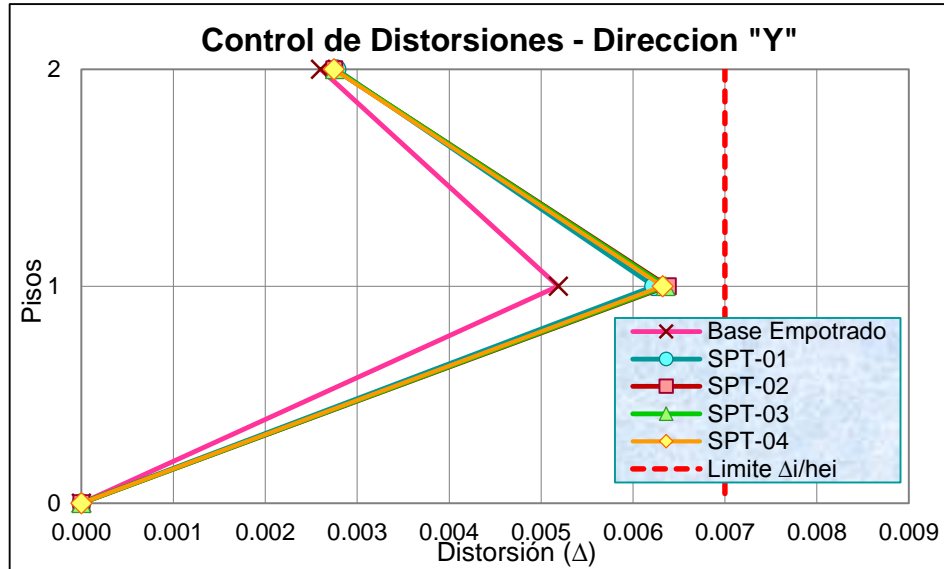


Figura 4-40. Derivas de entrepiso en el eje "Y" – Edificio de 2 pisos.

En la **Tabla 4-35** se exhibe los datos de derivas de entrepiso en la dirección "X", del modelo que no considera la ISE y los modelos que consideran la flexibilidad de la base, sin embargo en la *Figura 4-39* se observa que existe un incremento considerable de las derivas de los modelos con ISE respecto al modelo con base empotrada, siendo mayor en 16.63% para SPT-01, 18.98% para SPT-02, 19.08% para SPT-03 y 17.97% para SPT-04. cabe mencionar que los modelos dinámicos exceden la deriva establecida en la NTP E.030 2018, éstas exceden en 2.27% para SPT-01, 4.33% para SPT-02, 4.41% para SPT-03 y 3.44% para SPT-04.

En la **Tabla 4-36** se exhibe los datos de derivas de entrepiso en la dirección "Y", sin embargo, en la *Figura 4-40* se observa que existe un incremento de las derivas de los modelos con ISE respecto al modelo con base empotrada, siendo mayor en 20.09% para SPT-01, 22.94% para SPT-02, 22.52% para SPT-03 y 21.88% para SPT-04, cabe mencionar que los modelos con ISE cumplen con la deriva establecida en la NTP E.030 2018.

Tabla 4-37.

Derivas de entrepiso en el eje "X" – Edificio de 3 pisos

| Piso | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | | Limite Δ_i/h_{ei} |
|--------|-----------------------|----------------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|--------------------------|
| | Empotrada | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 | |
| | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | |
| piso 3 | 0.001853 | 0.002961 | 0.002437 | 0.002421 | 0.002421 | 0.007 |
| piso 2 | 0.003378 | 0.004486 | 0.003995 | 0.003992 | 0.003992 | 0.007 |
| piso 1 | 0.005147 | 0.006768 | 0.006322 | 0.006433 | 0.006433 | 0.007 |
| Base | - | - | - | - | - | - |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

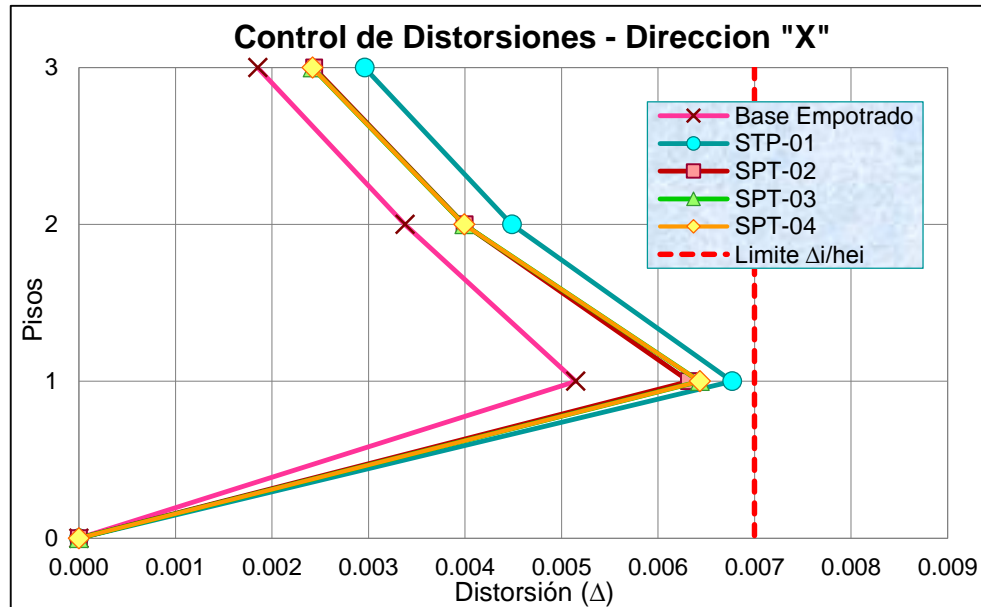


Figura 4-41. Derivas de entrepiso en el eje "X" – Edificio de 3 pisos.

Tabla 4-38.

Derivas de entrepiso en el eje "Y" – Edificio de 3 pisos

| Piso | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | | Limite Δ_i/h_{ei} |
|--------|-----------------------|----------------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|--------------------------|
| | Empotrada | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 | |
| | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | |
| piso 3 | 0.001454 | 0.001701 | 0.001622 | 0.001632 | 0.001632 | 0.007 |
| piso 2 | 0.002931 | 0.003203 | 0.003132 | 0.003148 | 0.003148 | 0.007 |
| piso 1 | 0.005705 | 0.007680 | 0.006861 | 0.006936 | 0.006936 | 0.007 |
| Base | - | - | - | - | - | - |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

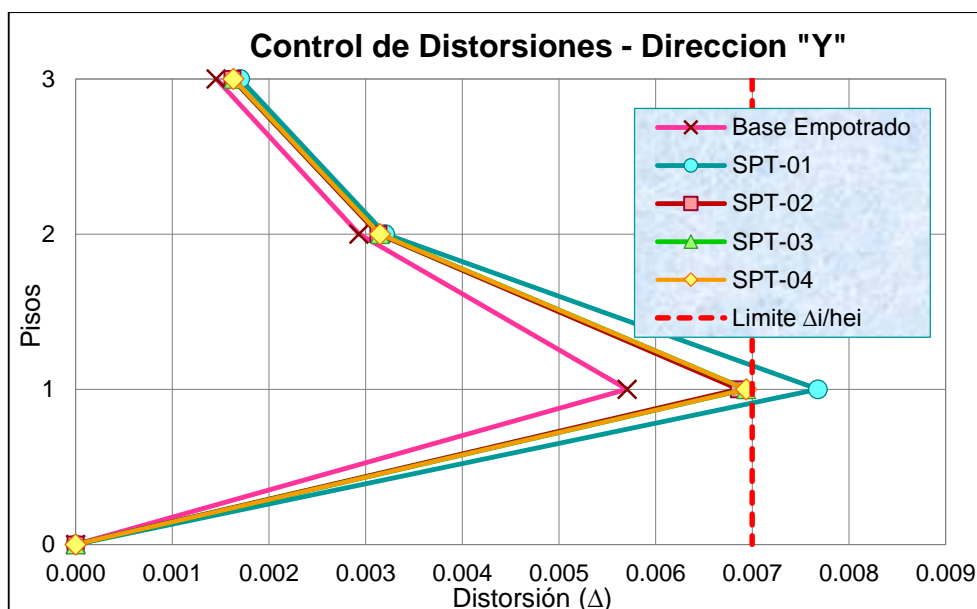


Figura 4-42. Derivas de entrepiso en el eje “Y” – Edificio de 3 pisos.

En la **Tabla 4-37** se muestra los datos de derivas de entrepiso en el sentido “X” del modelo sin ISE y los modelos afectados con ISE, en la *Figura 4-41* se observa el incremento de las derivas de los modelos con ISE respecto al modelo con base empotrada, siendo mayor en 31.49% para SPT-01, 22.83% para SPT-02, 24.99% para SPT-03 y SPT-04, cabe destacar que los modelos dinámicos cumplen con la deriva límite establecida en la NTP E0.030 2018.

En la **Tabla 4-38** se muestra los datos de derivas de entrepisos en el sentido “Y”, en la *Figura 4-42* se aprecia el incremento de las derivas de los modelos con ISE respecto al modelo con base empotrada, siendo mayor en 34.62% para SPT-01, 20.26% para SPT-02, 21.56% para SPT-03 y SPT-04, cabe mencionar que el modelo dinámico SPT-01 no cumple con la deriva establecida en la NTP E.030 2018, ésta se excede en 9.71%.

Tabla 4-39.

Derivas de entrepiso en el eje “X” – Edificio de 4 pisos

| Piso | Base Empotrada | Con Interacción Suelo-Estructura | | | | Limite Δ_i/h_{ei} |
|--------|-----------------------|----------------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|--------------------------|
| | | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 | |
| | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | |
| piso 4 | 0.001512 | 0.002968 | 0.002340 | 0.002384 | 0.002331 | 0.007 |
| piso 3 | 0.002575 | 0.004018 | 0.003402 | 0.003443 | 0.003392 | 0.007 |
| piso 2 | 0.003815 | 0.005236 | 0.004685 | 0.004715 | 0.004668 | 0.007 |
| piso 1 | 0.005528 | 0.007295 | 0.007019 | 0.006916 | 0.006925 | 0.007 |
| Base | - | - | - | - | - | - |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

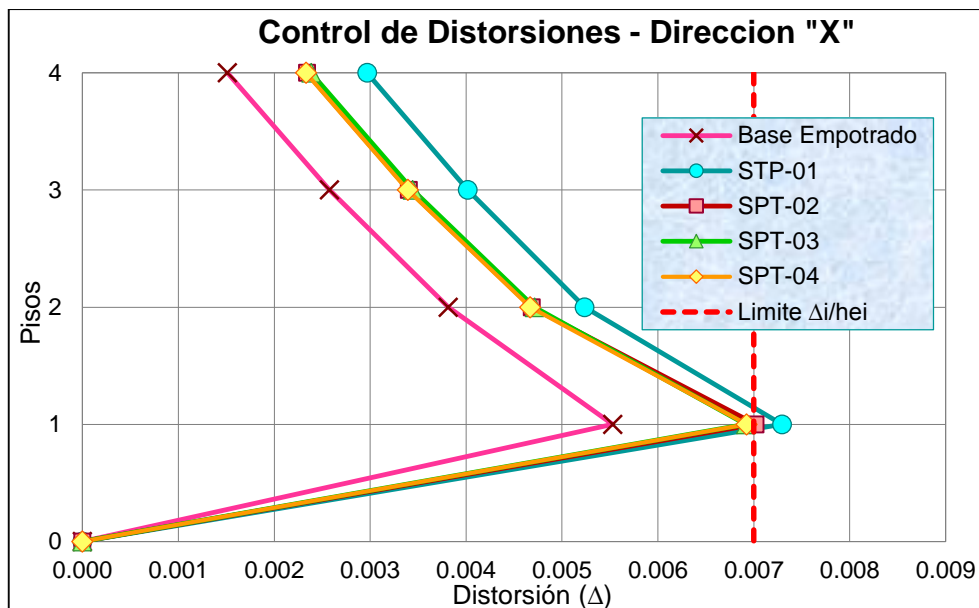


Figura 4-43. Derivas de entrepiso en el eje "X" – Edificio de 4 pisos.

Tabla 4-40.

Derivas de entrepiso en el eje "Y" – Edificio de 4 pisos

| Piso | Base Empotrada | Con Interacción Suelo-Estructura | | | | Limite Δ_i/h_{ei} |
|--------|-----------------------|----------------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|--------------------------|
| | | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 | |
| | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | |
| piso 4 | 0.001209 | 0.001532 | 0.001465 | 0.001486 | 0.001468 | 0.007 |
| piso 3 | 0.002259 | 0.002582 | 0.002520 | 0.002538 | 0.002518 | 0.007 |
| piso 2 | 0.003498 | 0.003868 | 0.003808 | 0.003817 | 0.003801 | 0.007 |
| piso 1 | 0.006168 | 0.007995 | 0.007433 | 0.007309 | 0.007296 | 0.007 |
| Base | - | - | - | - | - | - |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

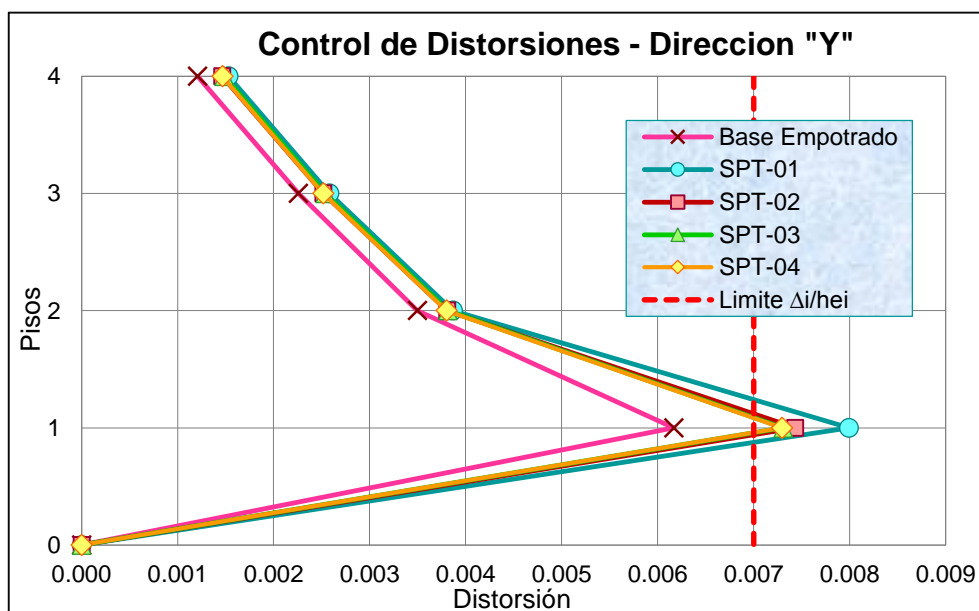


Figura 4-44. Derivas de entrepiso en el eje "Y" – Edificio de 4 pisos.

En la **Tabla 4-39** se exhibe los datos de derivas de entrepiso en la dirección “X” del modelo con base empotrada y los modelos que consideran la flexibilidad de la base, por otro lado, en *Figura 4-43* se observa el incremento de las derivas de los modelos dinámicos respecto al modelo con base empotrada, tienen un aumento de 31.97% para SPT-01, 26.97% para SPT-02, 25.11% para SPT-03 y 25.27% para SPT-04, cabe destacar que los modelos STP-01 y SPT-02 no cumplen con la deriva límite establecida en la NTP E.030 2018, éstas se exceden en 4.21% y 0.27% respectivamente.

En la **Tabla 4-40** se exhibe los datos de derivas de entrepiso en la dirección “Y”, por otro lado en la *Figura 4-44* se observa el incremento de las derivas de los modelos dinámicos respecto al modelo con base empotrada, tienen un aumento de 29.62% para SPT-01, 20.51% para SPT-02, 18.50% para SPT-03 y 18.29% para SPT-04, cabe destacar que los modelos dinámicos no cumplen con la deriva límite establecida en la NTP E.030 2018, éstas se exceden en 14.21% para SPT-01, 6.19% para SPT-02, 4.41% para SPT-03 y 4.23% para SPT-04.

Tabla 4-41.
Derivas de entrepiso en el eje “X” – Edificio de 5 pisos

| Piso | Base Empotrada | Con Interacción Suelo-Estructura | | | | Limite Δ_i/h_{ei} |
|--------|-----------------------|----------------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|--------------------------|
| | | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 | |
| | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | |
| piso 5 | 0.001396 | 0.004140 | 0.003040 | 0.003040 | 0.003100 | 0.007 |
| piso 4 | 0.002206 | 0.004940 | 0.003850 | 0.003850 | 0.003910 | 0.007 |
| piso 3 | 0.003037 | 0.005730 | 0.004660 | 0.004660 | 0.004720 | 0.007 |
| piso 2 | 0.004022 | 0.006580 | 0.005620 | 0.005620 | 0.005670 | 0.007 |
| piso 1 | 0.005686 | 0.007320 | 0.007610 | 0.007610 | 0.007650 | 0.007 |
| Base | - | - | - | - | - | - |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

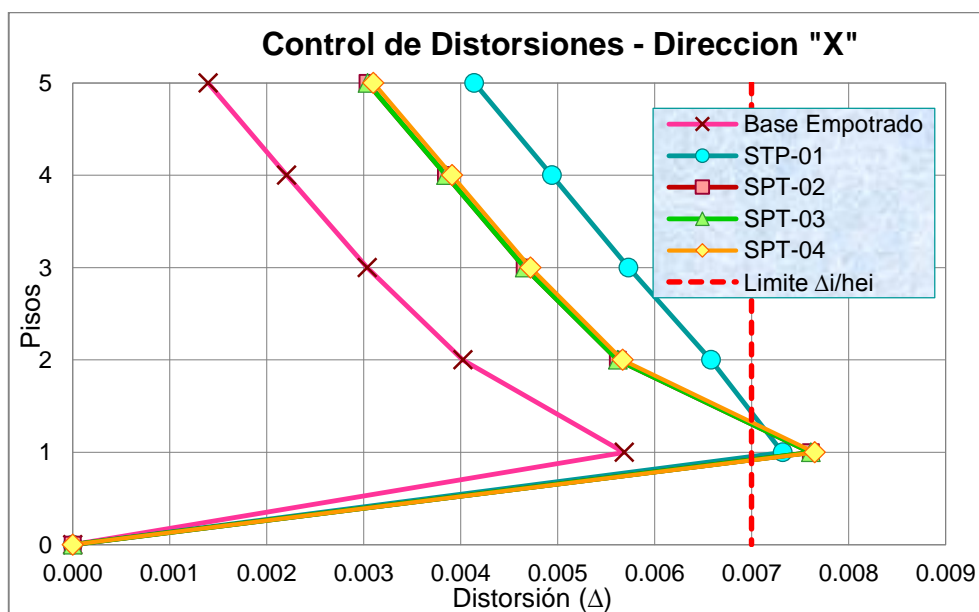


Figura 4-45. Derivas de entrepiso en el eje “X” – Edificio de 5 pisos.

Tabla 4-42.

Derivas de entrepiso en el eje "Y" – Edificio de 5 pisos

| Piso | Base Empotrada | Con Interacción Suelo-Estructura | | | | Limite Δ_i/hei |
|--------|-----------------------|----------------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| | | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 | |
| | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | $\Delta_{inelástica}$ | |
| piso 5 | 0.000953 | 0.001830 | 0.001320 | 0.001320 | 0.001330 | 0.007 |
| piso 4 | 0.001733 | 0.002610 | 0.002090 | 0.002090 | 0.002100 | 0.007 |
| piso 3 | 0.002522 | 0.003400 | 0.002890 | 0.002890 | 0.002900 | 0.007 |
| piso 2 | 0.003510 | 0.004410 | 0.003920 | 0.003920 | 0.003930 | 0.007 |
| piso 1 | 0.006546 | 0.008900 | 0.008550 | 0.008550 | 0.008600 | 0.007 |
| Base | - | - | - | - | - | - |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

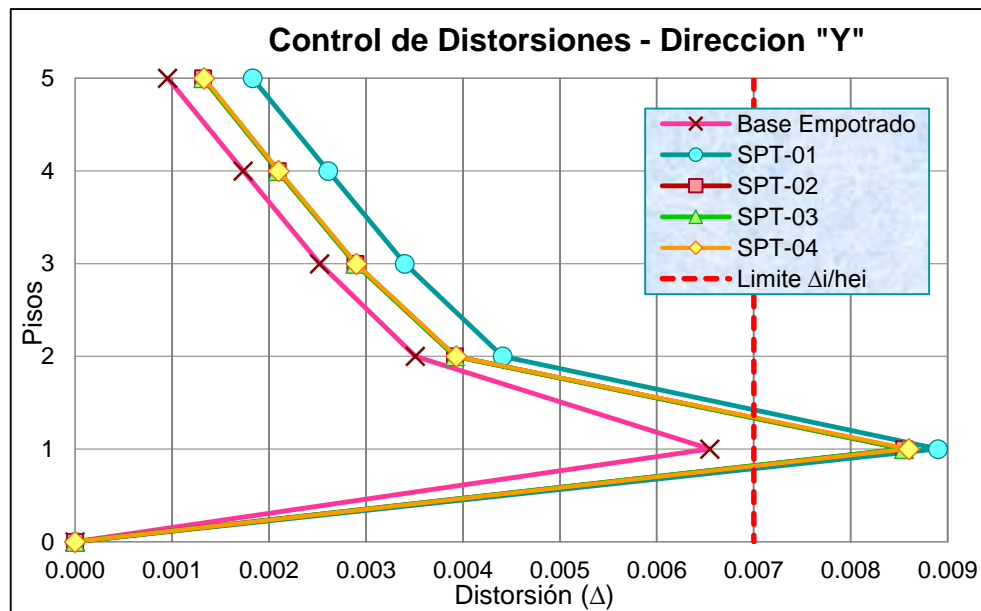


Figura 4-46. Derivas de entrepiso en el eje "Y" – Edificio de 5 pisos.

En la **Tabla 4-41** se muestra datos de derivas de entrepiso en el sentido "X" del modelo que no considera la ISE y los que si consideran, por otro lado, en la *Figura 4-45* se observa el incremento de derivas de los modelos que consideran la flexibilidad de la base respecto al modelo que no considera la ISE, siendo mayor en 28.74% para SPT-01, 33.84% para SPT-02 y SPT-03, 34.54% para SPT-04, cabe mencionar que los modelos con ISE no cumplen con la deriva establecida en la NTP E.030 2018, sabiendo que éstas se exceden en 4.57% para SPT-01, 8.71% para SPT-02 y SPT-03, 9.29% para SPT-04.

En la **Tabla 4-42** se muestra datos de derivas de entrepiso en el sentido "Y", por otro lado en la *Figura 4-46* se observa el incremento que posee los modelos con ISE respecto al modelo con base empotrada, éstas aumentan en 35.96% para SPT-01, 30.61% para SPT-02 y SPT-03, 31.38% para SPT-04, cabe mencionar que los modelo con ISE no cumplen con la deriva establecida en la NTP E.030 2018, éstas se exceden en 27.14% para SPT-01, 22.14% para SPT-02 y SPT-03, 22.86% para SPT-04.

4.1.3.3 Fuerzas cortantes

La flexibilidad de la base de la fundación permite una mejor distribución de esfuerzos en los elementos estructurales del edificio, estos efectos se producen en estructuras con mayores niveles. Las fuerzas cortantes máximas se producen en el primer piso en todos los modelos analizados.

De acuerdo a la norma E 030 nos exige que la fuerza cortante dinámica debe ser por lo menos el 80% de la cortante estática para estructuras regulares. los modelos analizados de los edificios con planta cuadrada y rectangular, el valor de la fuerza cortante dinámica va desde 94.83% hasta 98.67%, y 92.52% hasta 98.42%, respectivamente, siendo mayores al 80% de las cortantes estáticas, por lo tanto, no se requiere aplicar ningún factor de escala a la cortante dinámica.

A. Modelo estructural planta cuadrada

Tabla 4-43.

Fuerzas cortantes en Dirección "X" – Edificio de 2 pisos

| Piso | Load case | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|-----------|-----------------------|----------------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| | | Empotrada VX (ton) | SPT-01 VX (ton) | SPT-02 VX (ton) | SPT-03 VX (ton) | SPT-04 VX (ton) |
| Piso 2 | SSX Max | 15.368 | 15.266 | 15.219 | 15.220 | 15.214 |
| Piso 1 | SSX Max | 29.271 | 29.406 | 29.415 | 29.416 | 29.417 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

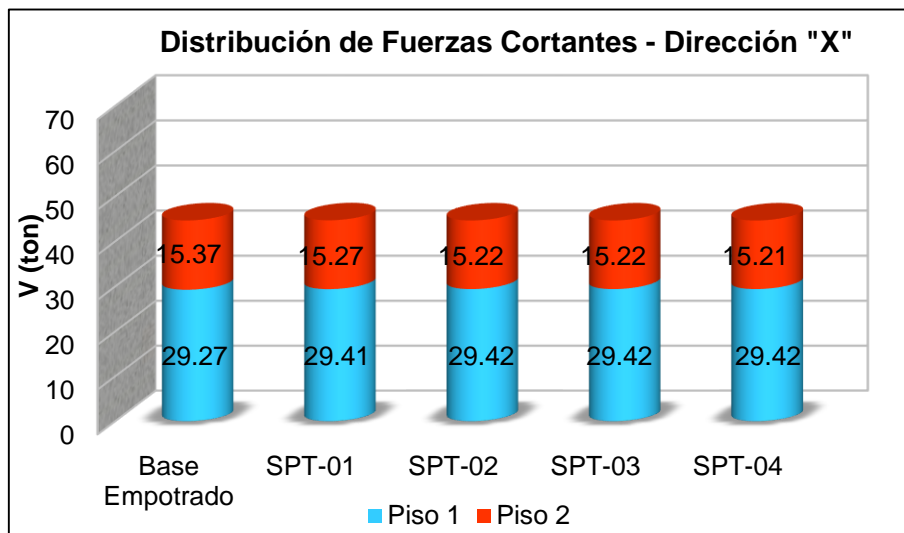


Figura 4-47. Fuerzas cortantes en Dirección "X" – Edificio de 2 pisos.

Tabla 4-44.

Fuerzas cortantes en Dirección "Y" – Edificio de 2 pisos

| Piso | Load case | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|-----------|-----------|----------------------------------|----------|----------|----------|
| | | Empotrada | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 |
| | | VY (ton) | VY (ton) | VY (ton) | VY (ton) | VY (ton) |
| Piso 2 | SSY Max | 15.321 | 15.201 | 15.166 | 15.172 | 15.163 |
| Piso 1 | SSY Max | 29.305 | 29.440 | 29.445 | 29.442 | 29.445 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

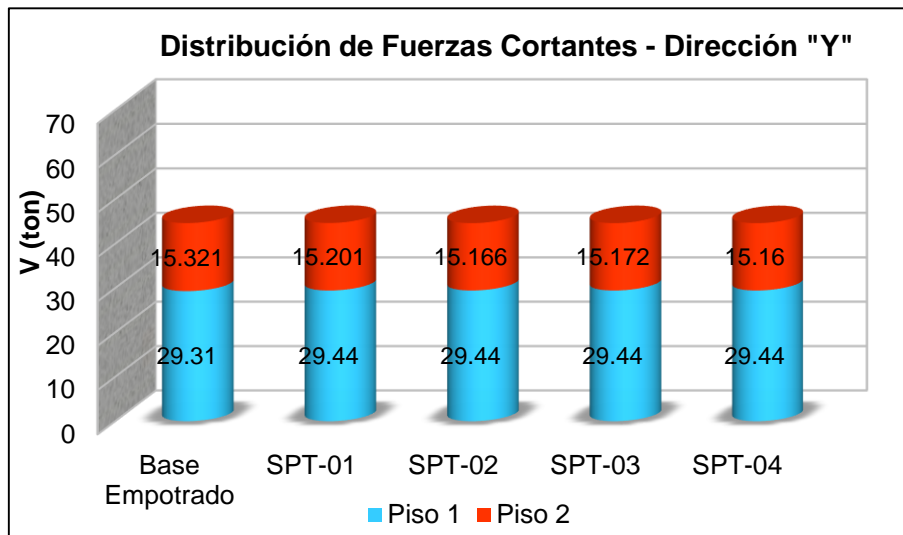


Figura 4-48. Fuerzas cortantes en Dirección "Y" – Edificio de 2 pisos.

En la **Tabla 4-43** se presentan los valores de fuerzas cortantes por pisos en la dirección "X", como tal se exhibe en la **figura 4-17** la comparación de los modelos con flexibilidad en la base (ISE) y el modelo de base empotrada. Las fuerzas cortantes máximas se presentan en el primer piso, los valores de los modelos dinámicos aumentan respecto al modelo con base empotrada, para el SPT-01 en 0.46%, SPT-02 en 0.49%, SPT-03 y SPT-04 en 0.50%.

En la **Tabla 4-44** se presenta los valores de fuerzas cortantes por pisos en la dirección "Y", como tal se exhibe en la **Figura 4-48** la comparación de los modelos con flexibilidad en la base (ISE) y el modelo de base empotrada. Las fuerzas cortantes máximas se presentan en el primer piso, los valores de los modelos dinámicos aumentan respecto al modelo base empotrada, para el SPT-01 en 0.46%, SPT-02 en 0.48%, SPT-03 en 0.47% y SPT-04 en 0.48%.

Tabla 4-45.

Fuerzas cortantes en Dirección "X" – Edificio de 3 pisos

| Piso | Load case | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|-----------|-----------------------|----------------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| | | Empotrada VX (ton) | SPT-01 VX (ton) | SPT-02 VX (ton) | SPT-03 VX (ton) | SPT-04 VX (ton) |
| Piso 3 | SSX Max | 16.7903 | 16.8827 | 16.7646 | 16.7572 | 16.7572 |
| Piso 2 | SSX Max | 34.1848 | 34.1828 | 34.1068 | 34.1021 | 34.1021 |
| Piso 1 | SSX Max | 47.8106 | 47.9165 | 47.9814 | 47.9844 | 47.9844 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

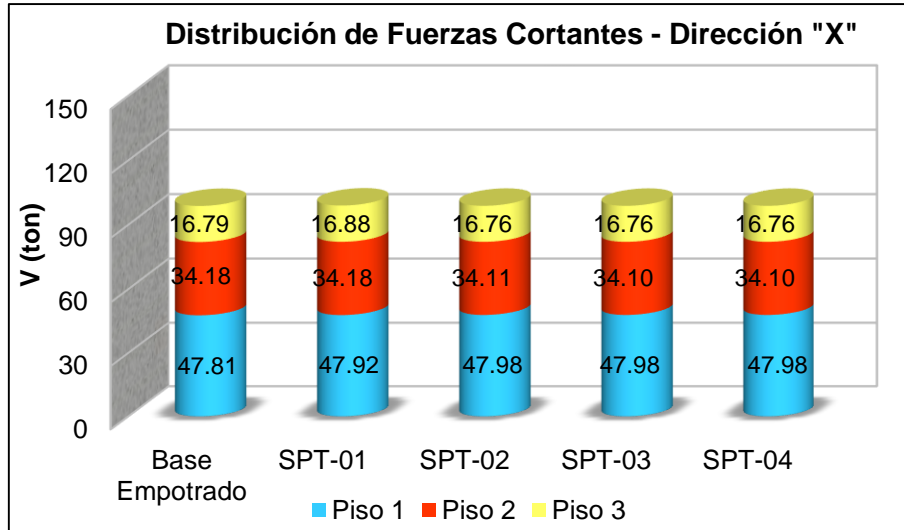


Figura 4-49. Fuerzas cortantes en Dirección "X" – Edificio de 3 pisos.

Tabla 4-46.

Fuerzas cortantes en Dirección "Y" – Edificio de 3 pisos.

| Piso | Load case | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|-----------|-----------------------|----------------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| | | Empotrada VY (ton) | SPT-01 VY (ton) | SPT-02 VY (ton) | SPT-03 VY (ton) | SPT-04 VY (ton) |
| Piso 3 | SSY Max | 17.1689 | 17.1418 | 17.0563 | 17.0496 | 17.0496 |
| Piso 2 | SSY Max | 34.4468 | 34.3679 | 34.3217 | 34.3188 | 34.3188 |
| Piso 1 | SSY Max | 47.3428 | 47.5853 | 47.6321 | 47.6355 | 47.6355 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

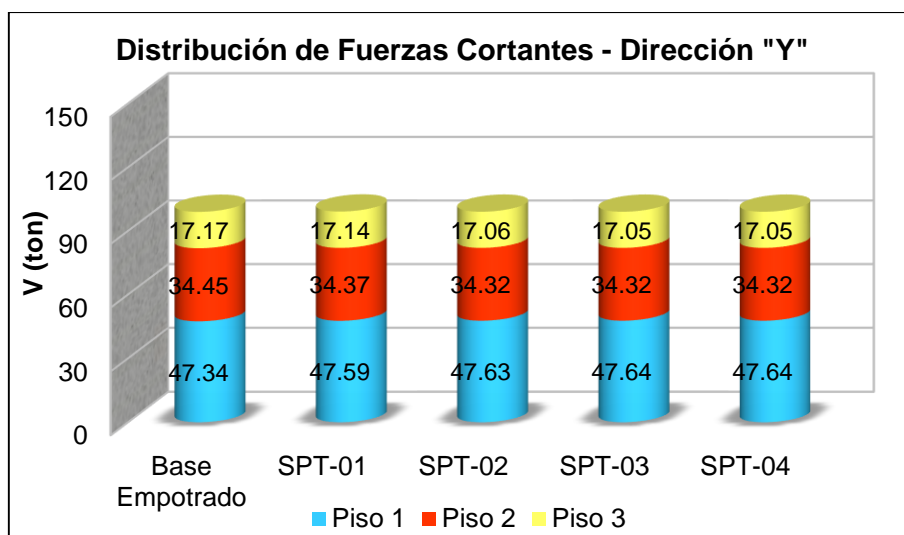


Figura 4-50. Fuerzas cortantes en Dirección "Y" – Edificio de 3 pisos.

En la **Tabla 4-45** se presentan los valores de fuerzas cortantes por pisos en la dirección "X", como tal se exhibe en la *Figura 4-49*. Fuerzas cortantes en Dirección "X" – Edificio de 3 pisos la comparación de los modelos con flexibilidad en la base (ISE) y el modelo de base empotrada. Las fuerzas cortantes máximas se presentan en el primer piso, los valores de los modelos dinámicos aumentan respecto al modelo base empotrada, para el SPT-01 en 0.22%, SPT-02, 03 y 04 en 0.36%.

En la **Tabla 4-46** se presenta los valores de fuerzas cortantes por pisos en la dirección "Y", como tal se exhibe en la *Figura 4-50*. Fuerzas cortantes en Dirección "Y" – Edificio de 3 pisos la comparación de los modelos con flexibilidad en la base (ISE) y el modelo de base empotrada. Las fuerzas cortantes máximas se presentan en el primer piso, los valores de los modelos dinámicos aumentan respecto al modelo base empotrada, para el SPT-01 en 0.51%, SPT-02 en 0.61%, SPT-03 en 0.62% y SPT-04 en 0.62%.

Tabla 4-47.

Fuerzas cortantes en Dirección "X" – Edificio de 4 pisos.

| Piso | Load case | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|-----------|-----------|----------------------------------|----------|----------|----------|
| | | Empotrada | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 |
| | | VX (ton) | VX (ton) | VX (ton) | VX (ton) | VX (ton) |
| Piso 4 | SSX Max | 18.1694 | 18.4821 | 18.3074 | 18.3534 | 18.322 |
| Piso 3 | SSX Max | 38.0318 | 38.2834 | 38.101 | 38.1498 | 38.1161 |
| Piso 2 | SSX Max | 55.0288 | 55.0435 | 54.9992 | 55.0113 | 55.0026 |
| Piso 1 | SSX Max | 68.6998 | 68.5982 | 68.7656 | 68.7183 | 68.7514 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

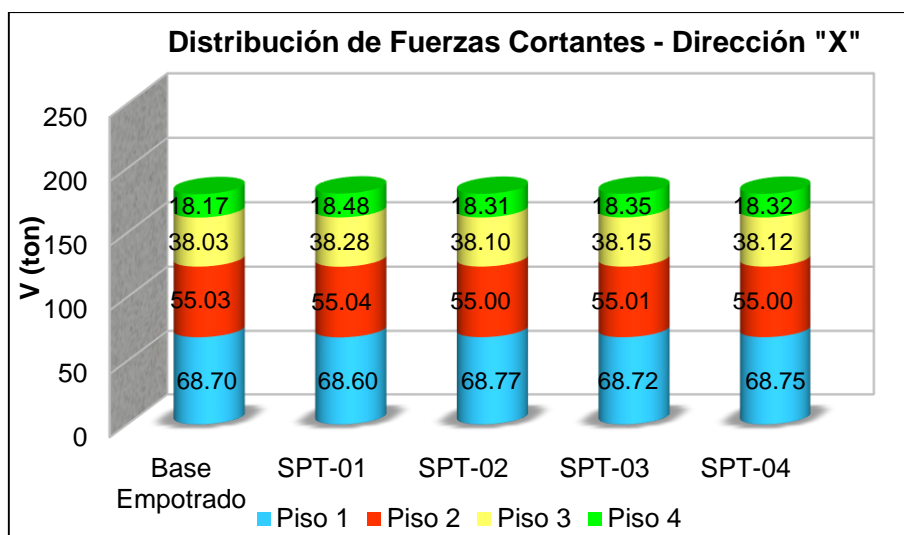


Figura 4-51. Fuerzas cortantes en Dirección "X" – Edificio de 4 pisos.

Tabla 4-48.

Fuerzas cortantes en Dirección "Y" – Edificio de 4 pisos.

| Piso | Load case | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|-----------|-----------------------|----------------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| | | Empotrada VY (ton) | SPT-01 VY (ton) | SPT-02 VY (ton) | SPT-03 VY (ton) | SPT-04 VY (ton) |
| Piso 4 | SSY Max | 18.4421 | 18.684 | 18.5039 | 18.5448 | 18.517 |
| Piso 3 | SSY Max | 38.3618 | 38.5025 | 38.3296 | 38.3696 | 38.3419 |
| Piso 2 | SSY Max | 55.137 | 55.0952 | 55.0733 | 55.079 | 55.0745 |
| Piso 1 | SSY Max | 68.2195 | 68.2592 | 68.4378 | 68.3965 | 68.4259 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

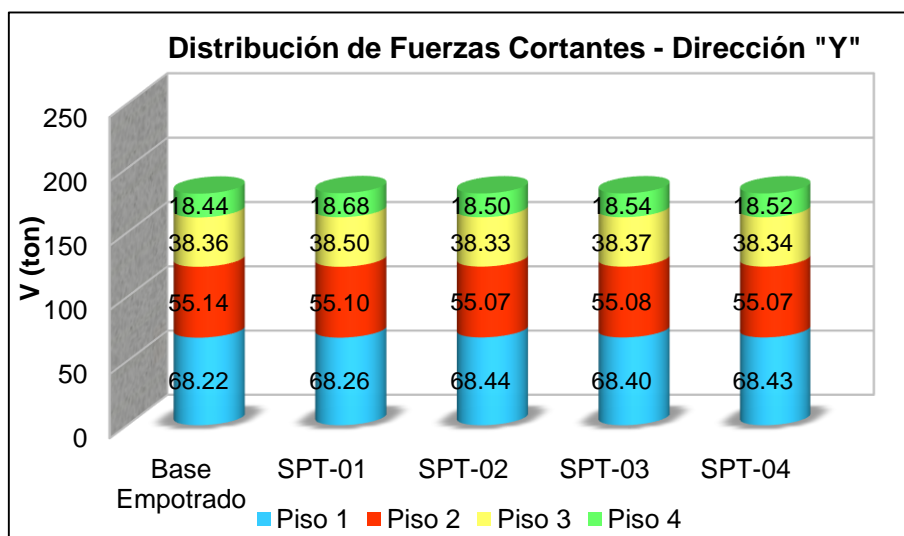


Figura 4-52. Fuerzas cortantes en Dirección "Y" – Edificio de 4 pisos.

En la **Tabla 4-47** se presentan los valores de fuerzas cortantes por pisos en la dirección "X", como tal se exhibe en la *Figura 4-51* la comparación de los modelos con flexibilidad en la base (ISE) y el modelo de base empotrada. Las fuerzas cortantes máximas se presentan en el primer piso, los valores de los modelos dinámicos aumentan respecto

al modelo base empotrada, para el SPT-02 en 0.10%, SPT-03 en 0.03% y SPT-04 en 0.07% y en el SPT-01 es menor en - 0.15%.

En la **Tabla 4-48** se presenta los valores de fuerzas cortantes por pisos en la dirección "Y", como tal se exhibe en la *Figura 4-52* la comparación de los modelos con flexibilidad en la base (ISE) y el modelo de base empotrada. Las fuerzas cortantes máximas se presentan en el primer piso, los valores de los modelos dinámicos aumentan respecto al modelo base empotrada, para el SPT-01 en 0.06%, SPT-02 en 0.32%, SPT-03 en 0.26% y SPT-04 en 0.30%.

Tabla 4-49.

Fuerzas cortantes en Dirección "X" – Edificio de 5 pisos.

| Piso | Load case | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|-----------|-----------------------|----------------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| | | Empotrada VX (ton) | SPT-01 VX (ton) | SPT-02 VX (ton) | SPT-03 VX (ton) | SPT-04 VX (ton) |
| Piso 5 | SSX Max | 18.969 | 19.416 | 19.243 | 19.243 | 19.267 |
| Piso 4 | SSX Max | 40.270 | 40.735 | 40.537 | 40.537 | 40.567 |
| Piso 3 | SSX Max | 59.184 | 59.388 | 59.269 | 59.269 | 59.287 |
| Piso 2 | SSX Max | 75.035 | 74.978 | 74.951 | 74.951 | 74.945 |
| Piso 1 | SSX Max | 87.877 | 87.885 | 87.833 | 87.833 | 87.794 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

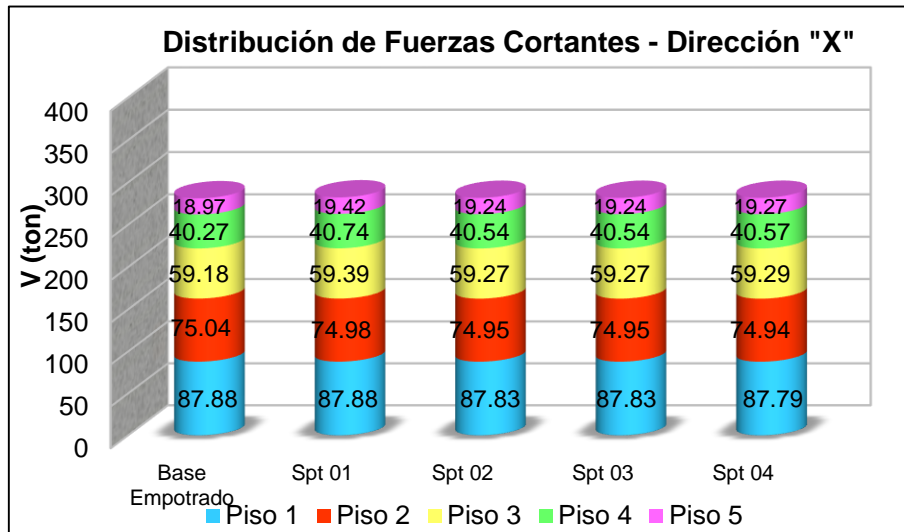


Figura 4-53. Fuerzas cortantes en Dirección "X" – Edificio de 5 pisos.

Tabla 4-50.

Fuerzas cortantes en Dirección "Y" – Edificio de 5 pisos.

| Piso | Load case | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|-----------|-----------|----------------------------------|----------|----------|----------|
| | | Empotrada | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 |
| | | VY (ton) | VY (ton) | VY (ton) | VY (ton) | VY (ton) |
| Piso 5 | SSY Max | 19.2324 | 19.6863 | 19.3876 | 19.3876 | 19.3945 |
| Piso 4 | SSY Max | 40.6347 | 41.079 | 40.7261 | 40.7261 | 40.7324 |
| Piso 3 | SSY Max | 59.4446 | 59.5904 | 59.4011 | 59.4011 | 59.4025 |
| Piso 2 | SSY Max | 74.9813 | 74.8534 | 74.9277 | 74.9277 | 74.9254 |
| Piso 1 | SSY Max | 87.2175 | 87.1723 | 87.4976 | 87.4976 | 87.4992 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

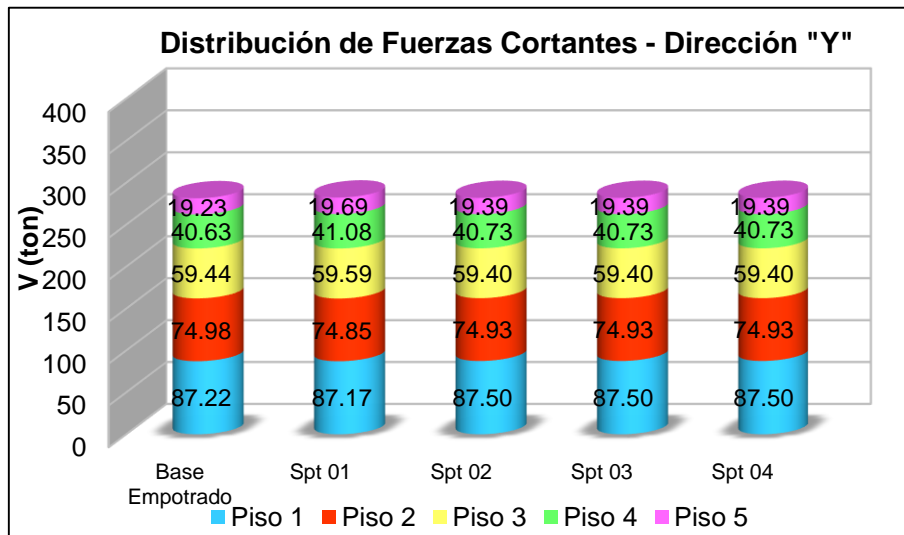


Figura 4-54. Fuerzas cortantes en Dirección "Y" – Edificio de 5 pisos.

En la **Tabla 4-49** se presentan los valores de fuerzas cortantes por pisos en la dirección "X", como tal se exhibe en la *Figura 4-53* la comparación de los modelos con flexibilidad en la base (ISE) y el modelo de base empotrada. Las fuerzas cortantes máximas se presentan en el primer piso, los valores de los modelos dinámicos aumentan respecto al modelo base empotrada, para el SPT-01 en 0.01%; sin embargo, los otros modelos dinámicos el valor es menor que el modelo empotrado, para el SPT-02 en 0.05%, SPT-03 en 0.05% y SPT-04 en 0.09%.

En la **Tabla 4-50** se presenta los valores de fuerzas cortantes por pisos en la dirección "Y", como tal se exhibe en la *Figura 4-54* la comparación de los modelos con flexibilidad en la base (ISE) y el modelo de base empotrada. Las fuerzas cortantes máximas se presentan en el primer piso, los valores de los modelos dinámicos aumentan respecto al modelo base empotrada, para el SPT-01 en -0.06%, SPT-02 en 0.32%, SPT-03 en 0.26% y SPT-04 en 0.30%.

B. Modelo estructural planta rectangular

Tabla 4-51.

Fuerzas cortantes en Dirección "X" – Edificio de 2 pisos.

| Piso | Load case | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|-----------|-----------------------|----------------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| | | Empotrada VX (ton) | SPT-01 VX (ton) | SPT-02 VX (ton) | SPT-03 VX (ton) | SPT-04 VX (ton) |
| Piso 2 | SSX Max | 21.912 | 21.859 | 21.783 | 21.786 | 21.787 |
| Piso 1 | SSX Max | 41.511 | 41.629 | 41.652 | 41.651 | 41.647 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

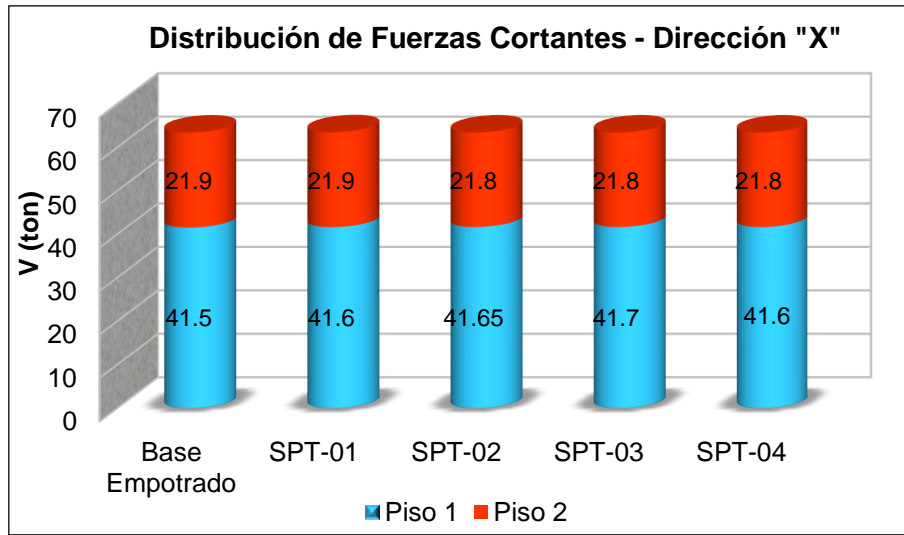


Figura 4-55. Fuerzas cortantes en Dirección "X" – Edificio de 2 pisos.

Tabla 4-52.

Fuerzas cortantes en Dirección "Y" – Edificio de 2 pisos.

| Piso | Load case | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|-----------|-----------------------|----------------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| | | Empotrada VY (ton) | SPT-01 VY (ton) | SPT-02 VY (ton) | SPT-03 VY (ton) | SPT-04 VY (ton) |
| Piso 2 | SSY Max | 21.998 | 21.756 | 21.708 | 21.717 | 21.720 |
| Piso 1 | SSY Max | 41.465 | 41.717 | 41.721 | 41.718 | 41.711 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

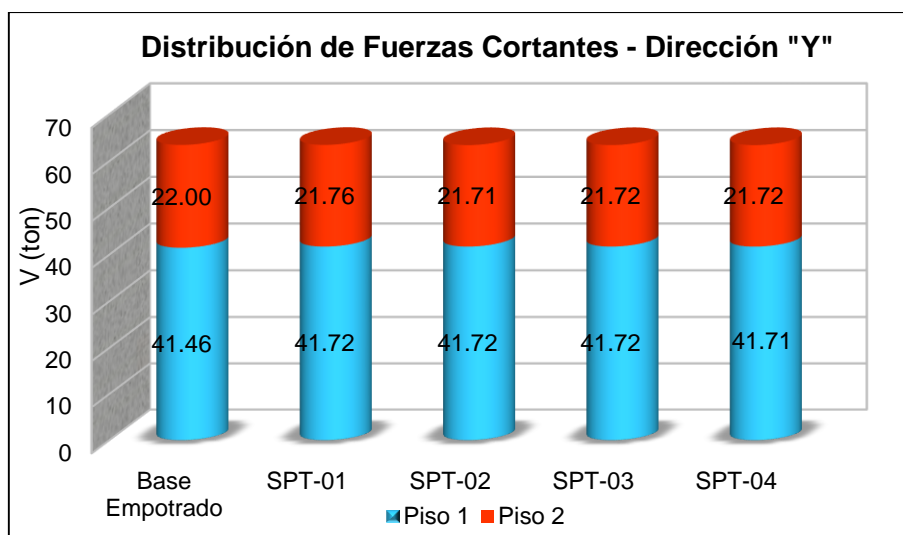


Figura 4-56. Fuerzas cortantes en Dirección "Y" – Edificio de 2 pisos.

En la **Tabla 4-51** se presentan los valores de fuerzas cortantes por pisos en la dirección "X", como tal se exhibe en la *Figura 4-55* la comparación de los modelos con flexibilidad en la base (ISE) y el modelo de base empotrada. Las fuerzas cortantes máximas se presentan en el primer piso, los valores de los modelos dinámicos aumentan respecto al modelo base empotrada, para el SPT-01 en 0.28%, SPT-02 en 0.34%, SPT-03 en 0.34% y SPT-04 en 0.33%.

En la **Tabla 4-52** se presenta los valores de fuerzas cortantes por pisos en la dirección "Y", como tal se exhibe en la *Figura 4-56* la comparación de los modelos con flexibilidad en la base (ISE) y el modelo de base empotrada. Las fuerzas cortantes máximas se presentan en el primer piso, los valores de los modelos dinámicos aumentan respecto al modelo base empotrada, para el SPT-01 en 0.61%, SPT-02 en 0.62%, SPT-03 en 0.61% y SPT-04 en 0.59%.

Tabla 4-53.

Fuerzas cortantes en Dirección "X" – Edificio de 3 pisos

| Piso | Load case | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|-----------|-----------|----------------------------------|----------|----------|----------|
| | | Empotrada | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 |
| | | VX (ton) | VX (ton) | VX (ton) | VX (ton) | VX (ton) |
| Piso 3 | SSX Max | 25.3121 | 25.7178 | 25.3973 | 25.3521 | 25.3521 |
| Piso 2 | SSX Max | 50.3532 | 50.445 | 50.2908 | 50.2626 | 50.2626 |
| Piso 1 | SSX Max | 68.941 | 68.9967 | 69.1368 | 69.1908 | 69.1908 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

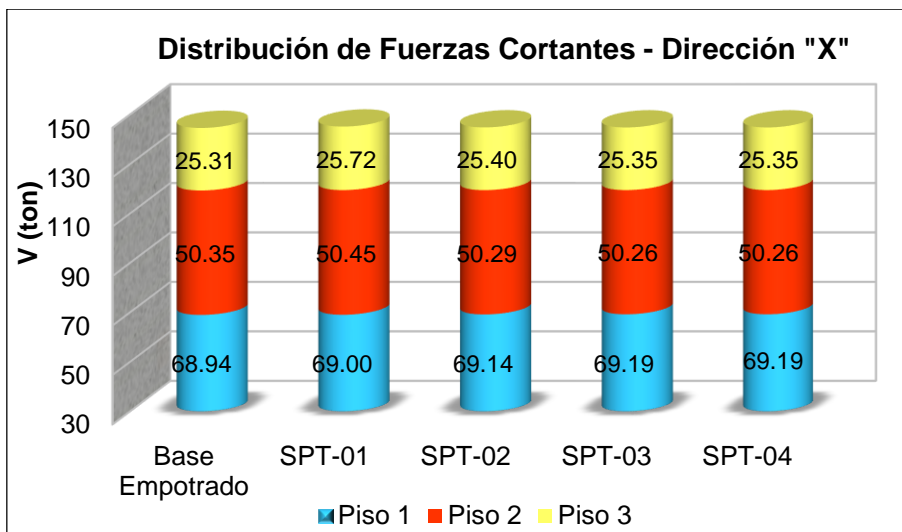


Figura 4-57. Fuerzas cortantes en Dirección "X" – Edificio de 3 pisos.

Tabla 4-54.

Fuerzas cortantes en Dirección "Y" – Edificio de 3 pisos.

| Piso | Load case | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|-----------|-----------|----------------------------------|----------|----------|----------|
| | | Empotrada | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 |
| | | VY (ton) | VY (ton) | VY (ton) | VY (ton) | VY (ton) |
| Piso 3 | SSY Max | 24.5566 | 24.1996 | 24.3413 | 24.3322 | 24.3322 |
| Piso 2 | SSY Max | 49.8452 | 49.4725 | 49.6093 | 49.5973 | 49.5973 |
| Piso 1 | SSY Max | 69.8989 | 70.5875 | 70.2836 | 70.2879 | 70.2879 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

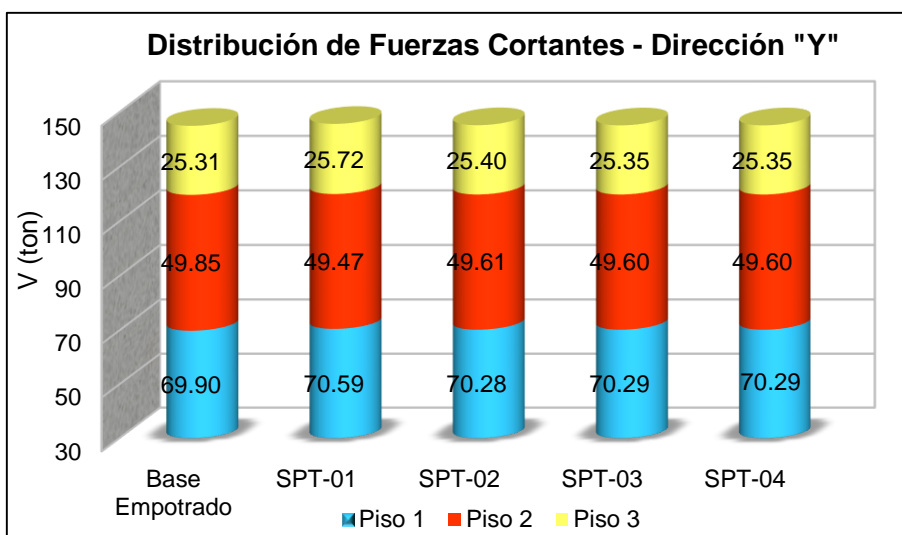


Figura 4-58. Fuerzas cortantes en Dirección "Y" – Edificio de 3 pisos.

En la **Tabla 4-53** se presentan los valores de fuerzas cortantes por pisos en la dirección "X", como tal se exhibe en la *Figura 4-57* la comparación de los modelos con flexibilidad en la base (ISE) y el modelo de base empotrada. Las fuerzas cortantes máximas se presentan en el primer piso, los valores de los modelos dinámicos aumentan respecto

al modelo base empotrada, para el SPT-01 en 0.08%, SPT-02 en 0.28%, SPT-03 en 0.36% y SPT-04 en 0.36%.

En la **Tabla 4-54** se presenta los valores de fuerzas cortantes por pisos en la dirección “Y”, como tal se exhibe en la *Figura 4-58* la comparación de los modelos con flexibilidad en la base (ISE) y el modelo de base empotrada. Las fuerzas cortantes máximas se presentan en el primer piso, los valores de los modelos dinámicos aumentan respecto al modelo base empotrada, para el SPT-01 en 0.98%, SPT-02 en 0.55%, SPT-03 en 0.56% y SPT-04 en 0.56%.

Tabla 4-55.

Fuerzas cortantes en Dirección “X” – Edificio de 4 pisos.

| Piso | Load case | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|-----------|-----------------------|----------------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| | | Empotrada VX (ton) | SPT-01 VX (ton) | SPT-02 VX (ton) | SPT-03 VX (ton) | SPT-04 VX (ton) |
| Piso 4 | SSX Max | 26.0336 | 26.9259 | 26.3989 | 26.4743 | 26.4179 |
| Piso 3 | SSX Max | 53.5168 | 54.1995 | 53.717 | 53.7951 | 53.7411 |
| Piso 2 | SSX Max | 76.416 | 76.3215 | 76.3181 | 76.3258 | 76.324 |
| Piso 1 | SSX Max | 93.7902 | 93.1886 | 93.8001 | 93.68 | 93.7555 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

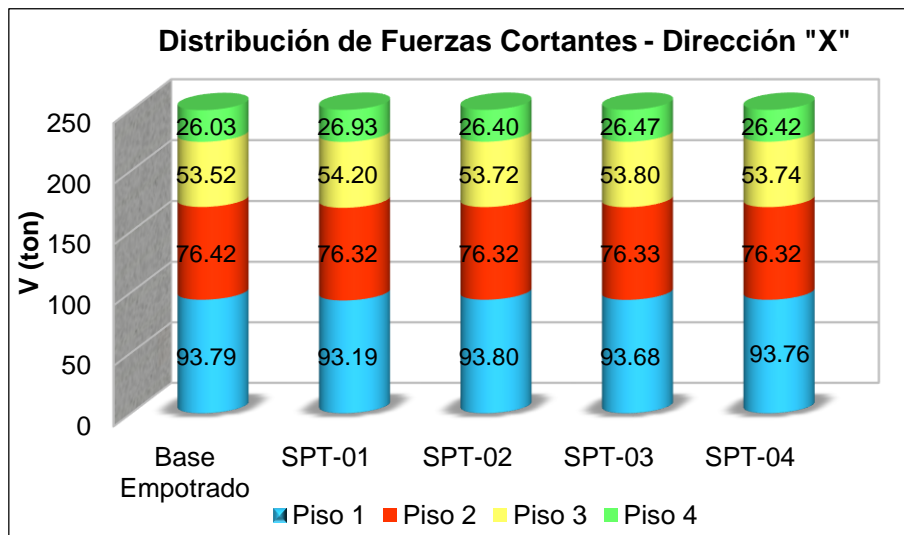


Figura 4-59. Fuerzas cortantes en Dirección “X” – Edificio de 4 pisos.

Tabla 4-56.

Fuerzas cortantes en Dirección “Y” – Edificio de 4 pisos.

| Piso | Load case | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|-----------|-----------------------|----------------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| | | Empotrada VY (ton) | SPT-01 VY (ton) | SPT-02 VY (ton) | SPT-03 VY (ton) | SPT-04 VY (ton) |
| Piso 4 | SSY Max | 25.3214 | 25.1308 | 25.2094 | 25.269 | 25.2536 |
| Piso 3 | SSY Max | 52.7252 | 52.3582 | 52.4772 | 52.552 | 52.5369 |
| Piso 2 | SSY Max | 76.2534 | 76.0905 | 76.1167 | 76.1467 | 76.1419 |
| Piso 1 | SSY Max | 95.0566 | 95.8863 | 95.5584 | 95.484 | 95.4877 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

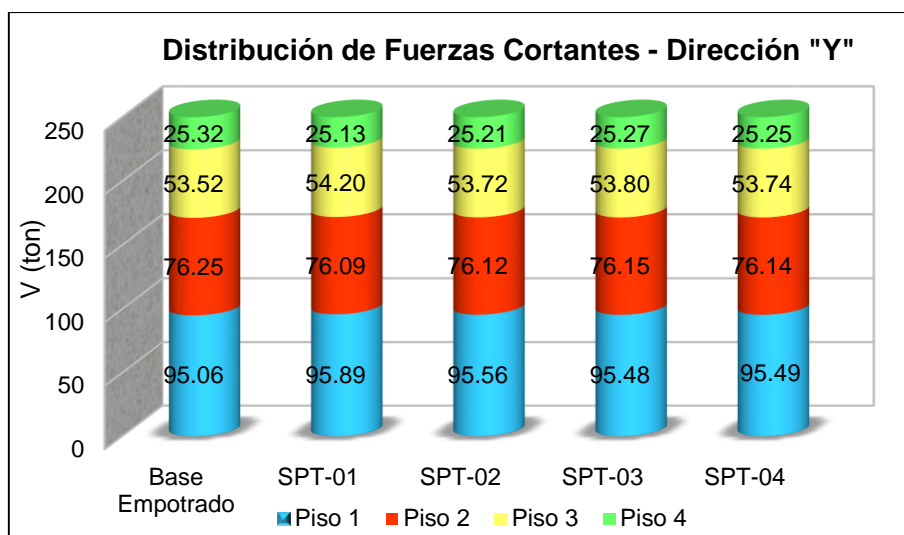


Figura 4-60. Fuerzas cortantes en Dirección "Y" – Edificio de 4 pisos.

En la **Tabla 4-55** se presentan los valores de fuerzas cortantes por pisos en la dirección "X", como tal se exhibe en la *Figura 4-59* la comparación de los modelos con flexibilidad en la base (ISE) y el modelo de base empotrada. Las fuerzas cortantes máximas se presentan en el primer piso, los valores de los modelos dinámicos disminuyen respecto al modelo base empotrada, para el SPT-01 en 0.64%, SPT-03 en 0.12% y SPT-04 en 0.04%. Y el valor en el SPT-02 es mayor en 0.28% al modelo base empotrada.

En la **Tabla 4-56** se presenta los valores de fuerzas cortantes por pisos en la dirección "Y", como tal se exhibe en la *Figura 4-60* la comparación de los modelos con flexibilidad en la base (ISE) y el modelo de base empotrada. Las fuerzas cortantes máximas se presentan en el primer piso, los valores de los modelos dinámicos aumentan respecto al modelo base empotrada, para el SPT-01 en 0.87%, SPT-02 en 0.53%, SPT-03 en 0.45% y SPT-04 en 0.45%.

Tabla 4-57.

Fuerzas cortantes en Dirección "X" – Edificio de 5 pisos.

| Piso | Load case | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|-----------|-----------|----------------------------------|----------|----------|----------|
| | | Empotrada | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 |
| | | VX (ton) | VX (ton) | VX (ton) | VX (ton) | VX (ton) |
| Piso 5 | SSX Max | 28.396 | 30.381 | 29.634 | 29.634 | 29.672 |
| Piso 4 | SSX Max | 59.072 | 61.216 | 60.390 | 60.390 | 60.432 |
| Piso 3 | SSX Max | 85.989 | 86.797 | 86.493 | 86.493 | 86.509 |
| Piso 2 | SSX Max | 108.250 | 107.102 | 107.647 | 107.647 | 107.625 |
| Piso 1 | SSX Max | 125.615 | 122.781 | 124.234 | 124.234 | 124.178 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

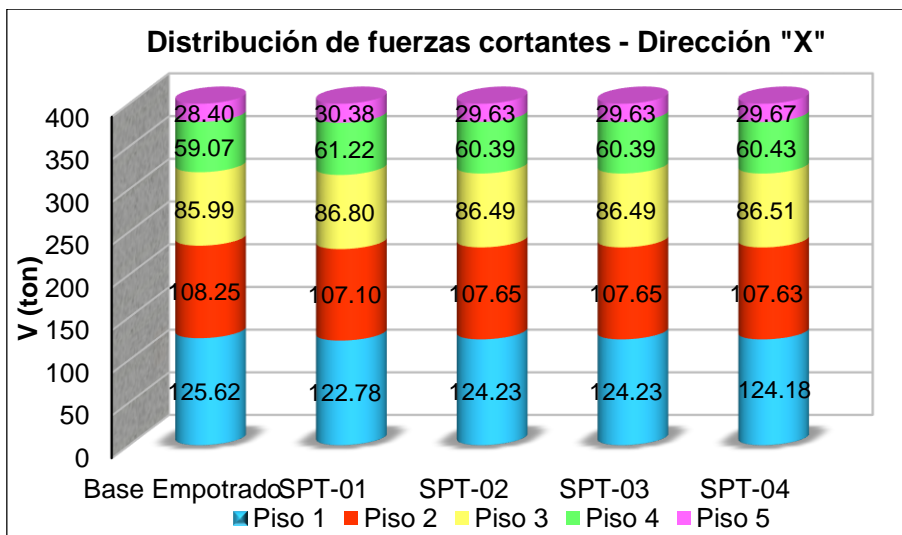


Figura 4-61. Fuerzas cortantes en Dirección "X" – Edificio de 5 pisos.

Tabla 4-58.

Fuerzas cortantes en Dirección "Y" – Edificio de 5 pisos.

| Piso | Load case | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|-----------|-----------|----------------------------------|----------|----------|----------|
| | | Empotrada | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 |
| | | VY (ton) | VY (ton) | VY (ton) | VY (ton) | VY (ton) |
| Piso 5 | SSY Max | 27.2111 | 27.636 | 27.116 | 27.116 | 27.123 |
| Piso 4 | SSY Max | 57.4686 | 57.823 | 57.163 | 57.163 | 57.17 |
| Piso 3 | SSY Max | 84.8707 | 84.935 | 84.498 | 84.498 | 84.5 |
| Piso 2 | SSY Max | 108.4743 | 108.4 | 108.399 | 108.399 | 108.4 |
| Piso 1 | SSY Max | 128.1642 | 128.594 | 129.087 | 129.087 | 129.098 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

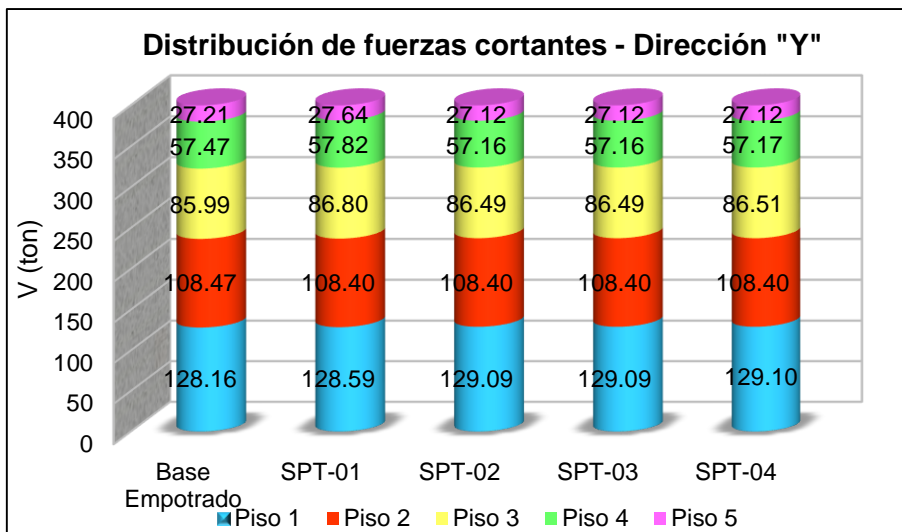


Figura 4-62. Fuerzas cortantes en Dirección "Y" – Edificio de 5 pisos.

En la **Tabla 4-57** se presentan los valores de fuerzas cortantes por pisos en la dirección "X", como tal se exhibe en la *Figura 4-61* la comparación de los modelos con flexibilidad en la base (ISE) y el modelo de base empotrada. Las fuerzas cortantes máximas

se presentan en el primer piso, los valores de los modelos dinámicos disminuyen respecto al modelo base empotrada, para el SPT-01 en 2.25%, SPT-02 en 1.10%, SPT-03 en 1.10% y SPT-04 en 1.14%.

En la **Tabla 4-58** se presenta los valores de fuerzas cortantes por pisos en la dirección “Y”, como tal se exhibe en la *Figura 4-62* la comparación de los modelos con flexibilidad en la base (ISE) y el modelo de base empotrada. Las fuerzas cortantes máximas se presentan en el primer piso, los valores de los modelos dinámicos aumentan respecto al modelo base empotrada, para el SPT-01 en 0.34%, SPT-02 en 0.72%, SPT-03 en 0.72% y SPT-04 en 0.73%.

4.1.3.4 Momento de Volteo

En la Norma E 030 Diseño Sismorresistente indicando en el numeral 7.3 Momento de Volteo, describe que toda estructura y su cimentación deberán ser diseñadas para resistir el momento de volteo que produce un sismo, debiendo calcular el factor de seguridad con las fuerzas que se obtienen en aplicación de esta Norma deberá ser mayor o igual que 1,2.

Es importante mencionar como se consideran los valores de momento. El momento de volteo en la dirección “X” será el momento que ocurre alrededor del eje “Y”, y el momento de volteo en la dirección “Y” será el momento que ocurren alrededor del eje “X”, y el momento resistente está dado por el peso del edificio. El factor de seguridad se obtiene como el momento de volteo sobre el momento resistente.

A. Modelo estructural planta cuadrada

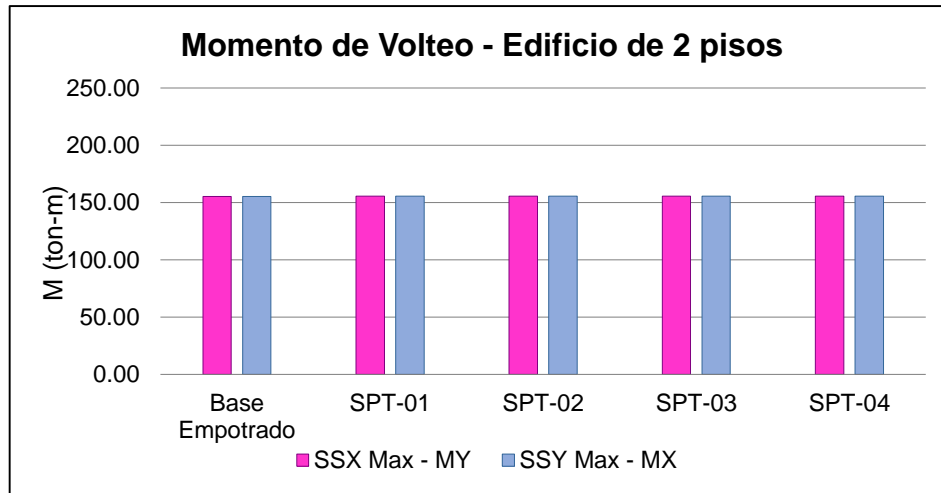
Tabla 4-59.
Momento de volteo en Dirección “X” – Edificio de 2 pisos.

| Piso | Load case | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|-----------|-----------|----------------------------------|---------|---------|---------|
| | | Empotrada | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 |
| | | MY | MY | MY | MY | MY |
| | | (ton-m) | (ton-m) | (ton-m) | (ton-m) | (ton-m) |
| Piso 2 | SSX Max | 39.956 | 39.691 | 39.570 | 39.573 | 39.557 |
| Piso 1 | SSX Max | 155.459 | 155.737 | 155.661 | 155.666 | 155.654 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

Tabla 4-60.*Momento de volteo en Dirección “Y” – Edificio de 2 pisos.*

| Piso | Load case | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|-----------|----------------------------|----------------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| | | Empotrada MX (ton-m) | SPT-01 MX (ton-m) | SPT-02 MX (ton-m) | SPT-03 MX (ton-m) | SPT-04 MX (ton-m) |
| Piso 2 | SSY Max | 39.836 | 39.523 | 39.430 | 39.448 | 39.424 |
| Piso 1 | SSY Max | 155.479 | 155.710 | 155.640 | 155.647 | 155.635 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.*Figura 4-63. Momento de volteo – Edificio de 2 pisos.*

En la **Tabla 4-59** y la **Tabla 4-60** se muestran los valores de los momentos de volteo en la dirección “X” e “Y”, en la **Figura 4-63** se muestra la comparación según los modelos con flexibilidad en la base (ISE) y el modelo de base empotrada. Los valores en los modelos dinámicos aumentan respecto al modelo base empotrada, en la dirección “X” en 0.18% y en la dirección “Y” en 0.15% en el SPT-01 debido a que influye más en ese punto. El factor de seguridad en el modelo base empotrada en ambas direcciones es 9.18 y 9.17 en los modelos dinámicos representadas como SPT(s), superando el valor mínimo exigido de 1.2 por la norma E 030.

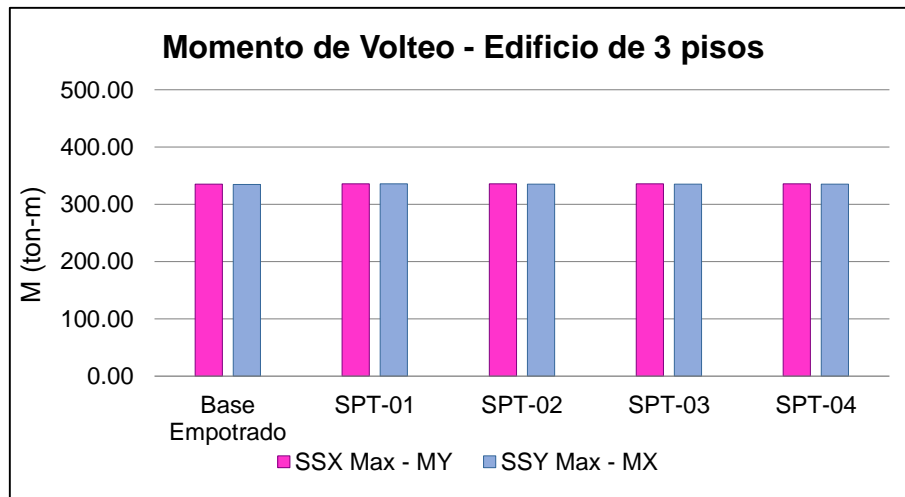
Tabla 4-61.*Momento de volteo en Dirección “X” – Edificio de 3 pisos.*

| Piso | Load case | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|-----------|----------------------------|----------------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| | | Empotrada MY (ton-m) | SPT-01 MY (ton-m) | SPT-02 MY (ton-m) | SPT-03 MY (ton-m) | SPT-04 MY (ton-m) |
| Piso 3 | SSX Max | 43.655 | 43.895 | 43.588 | 43.569 | 43.569 |
| Piso 2 | SSX Max | 132.456 | 132.688 | 132.191 | 132.160 | 132.160 |
| Piso 1 | SSX Max | 335.346 | 335.994 | 335.808 | 335.792 | 335.792 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

Tabla 4-62.*Momento de volteo en Dirección "Y" – Edificio de 3 pisos.*

| Piso | Load case | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|-----------|---------------|----------------------------------|---------------|---------------|---------------|
| | | Empotrada | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 |
| | | MX (ton-m) | MX (ton-m) | MX (ton-m) | MX (ton-m) | MX (ton-m) |
| Piso 3 | SSY Max | 44.639 | 44.569 | 44.346 | 44.329 | 44.329 |
| Piso 2 | SSY Max | 134.074 | 133.805 | 133.470 | 133.446 | 133.446 |
| Piso 1 | SSY Max | 334.824 | 335.581 | 335.478 | 335.470 | 335.470 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.*Figura 4-64. Momento de volteo – Edificio de 3 pisos.*

En la **Tabla 4-61** y la **Tabla 4-62** se muestran los valores de los momentos de volteo en la dirección "X" e "Y", en la **Figura 4-64** se muestra la comparación según los modelos con flexibilidad en la base (ISE) y el modelo de base empotrada. Los valores en los modelos dinámicos aumentan respecto al modelo base empotrada, en la dirección "X" en 0.19% y en la dirección "Y" en 0.23% en el SPT-01 debido a que influye más en ese punto. El factor de seguridad en el modelo base empotrada en la dirección X e Y es 6.96 y 6.97, respectivamente; en los modelos dinámicos SPT(s) en la dirección X e Y es 6.95 y 6.96, respectivamente.

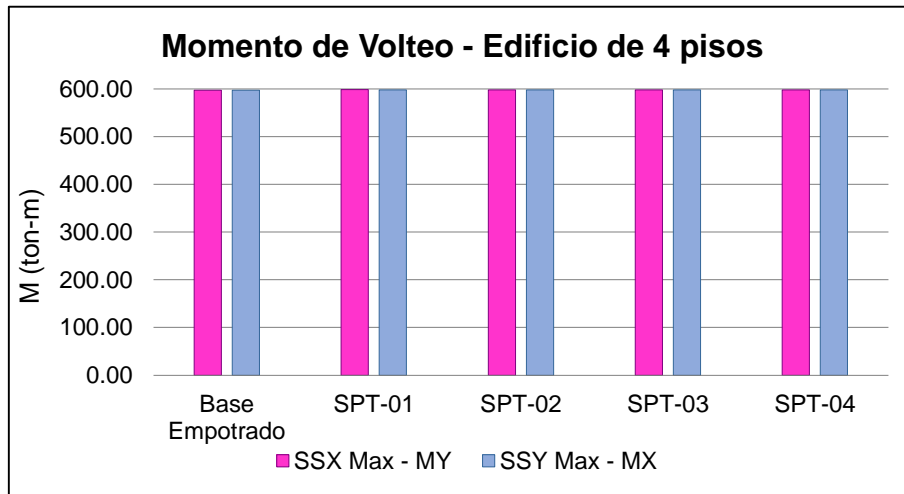
Tabla 4-63.*Momento de volteo en Dirección "X" – Edificio de 4 pisos.*

| Piso | Load case | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|-----------|---------------|----------------------------------|---------------|---------------|---------------|
| | | Empotrada | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 |
| | | MY (ton-m) | MY (ton-m) | MY (ton-m) | MY (ton-m) | MY (ton-m) |
| Piso 4 | SSX Max | 47.240 | 48.054 | 47.599 | 47.719 | 47.637 |
| Piso 3 | SSX Max | 146.065 | 147.526 | 146.604 | 146.849 | 146.680 |
| Piso 2 | SSX Max | 288.910 | 290.371 | 289.360 | 289.630 | 289.444 |
| Piso 1 | SSX Max | 597.425 | 598.279 | 598.109 | 598.144 | 598.122 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

Tabla 4-64.*Momento de volteo en Dirección “Y” – Edificio de 4 pisos.*

| Piso | Load case | Base | | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|-----------|---------------|---------------|----------------------------------|---------------|---------------|--|
| | | Empotrada | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 | |
| | | MX (ton-m) | MX (ton-m) | MX (ton-m) | MX (ton-m) | MX (ton-m) | |
| Piso 4 | SSY Max | 47.950 | 48.578 | 48.110 | 48.217 | 48.144 | |
| Piso 3 | SSY Max | 147.612 | 148.605 | 147.693 | 147.902 | 147.759 | |
| Piso 2 | SSY Max | 290.671 | 291.528 | 290.590 | 290.807 | 290.657 | |
| Piso 1 | SSY Max | 596.868 | 597.767 | 597.733 | 597.742 | 597.739 | |

Nota: Fuente, Elaboración propia.*Figura 4-65. Momento de volteo – Edificio de 4 pisos.*

En la **Tabla 4-63** y la **Tabla 4-64** se muestran los valores de los momentos de volteo en la dirección “X” e “Y”, en la *Figura 4-65* se muestra la comparación según los modelos con flexibilidad en la base (ISE) y el modelo de base empotrada. Los valores en los modelos dinámicos aumentan respecto al modelo base empotrada, en la dirección “X” en 0.14% y en la dirección “Y” en 0.15% en el SPT-01 debido a que influye más en ese punto. El factor de seguridad en el modelo base empotrada en la dirección X e Y es 5.63 y 5.64, respectivamente; en los modelos dinámicos SPT(s) en la dirección X e Y es 5.62 y 5.63, respectivamente.

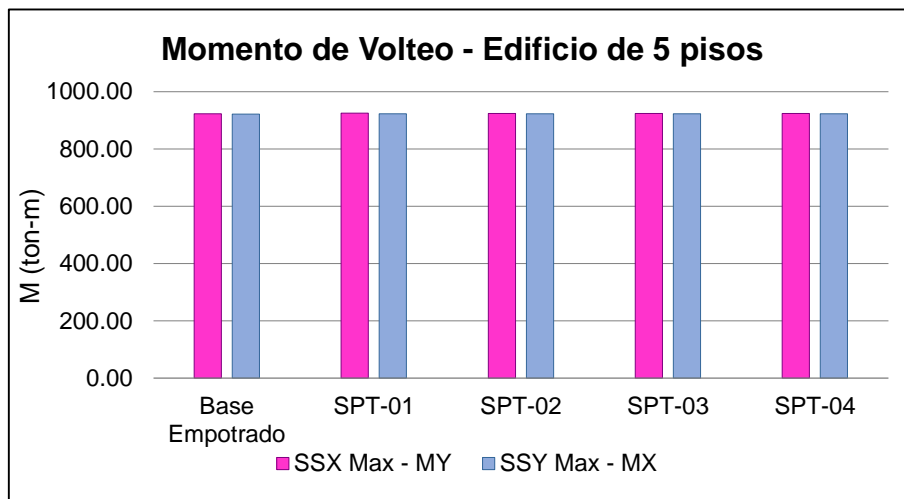
Tabla 4-65.*Momento de volteo en Dirección “X” – Edificio de 5 pisos.*

| Piso | Load case | Base | | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|-----------|---------------|---------------|----------------------------------|---------------|---------------|--|
| | | Empotrada | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 | |
| | | MY (ton-m) | MY (ton-m) | MY (ton-m) | MY (ton-m) | MY (ton-m) | |
| Piso 5 | SSX Max | 49.318 | 50.481 | 50.033 | 50.033 | 50.093 | |
| Piso 4 | SSX Max | 153.966 | 156.332 | 155.374 | 155.374 | 155.511 | |
| Piso 3 | SSX Max | 307.611 | 310.478 | 309.227 | 309.227 | 309.409 | |
| Piso 2 | SSX Max | 502.152 | 504.760 | 503.491 | 503.491 | 503.651 | |
| Piso 1 | SSX Max | 922.636 | 924.884 | 923.552 | 923.552 | 923.506 | |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

Tabla 4-66.*Momento de volteo en Dirección “Y” – Edificio de 5 pisos*

| Piso | Load case | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|-----------|---------------|----------------------------------|---------------|---------------|---------------|
| | | Empotrada | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 |
| | | MX (ton-m) | MX (ton-m) | MX (ton-m) | MX (ton-m) | MX (ton-m) |
| Piso 5 | SSY Max | 50.004 | 51.185 | 50.408 | 50.408 | 50.426 |
| Piso 4 | SSY Max | 155.581 | 157.913 | 156.228 | 156.228 | 156.262 |
| Piso 3 | SSY Max | 309.835 | 312.516 | 310.376 | 310.376 | 310.414 |
| Piso 2 | SSY Max | 504.097 | 506.321 | 504.478 | 504.478 | 504.508 |
| Piso 1 | SSY Max | 921.126 | 922.683 | 922.706 | 922.706 | 922.736 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.*Figura 4-66. Momento de volteo – Edificio de 5 pisos.*

En la **Tabla 4-65** y la **Tabla 4-66** se muestran los valores de los momentos de volteo en la dirección “X” e “Y”, en la *Figura 4-66* se muestra la comparación según los modelos con flexibilidad en la base (ISE) y el modelo de base empotrada. Los valores en los modelos dinámicos aumentan respecto al modelo base empotrada, en la dirección “X” en 0.24% y en la dirección “Y” en 0.17% en el SPT-01 debido a que influye más en ese punto. El factor de seguridad en el modelo base empotrada en la dirección X e Y es 4.72 y 4.73, respectivamente; en los modelos dinámicos SPT(s) en la dirección X e Y es 4.71 y 4.72, respectivamente.

B. Modelo estructural planta rectangular

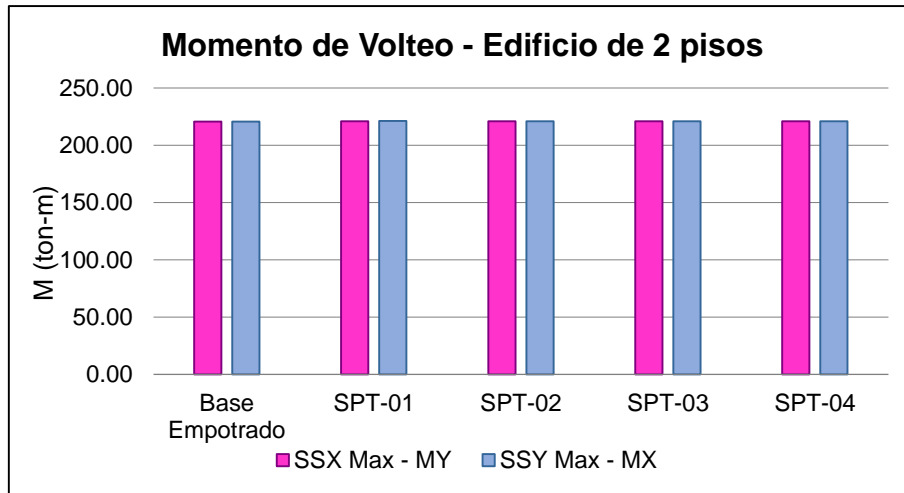
Tabla 4-67.*Momento de volteo en Dirección “X” – Edificio de 2 pisos.*

| Piso | Load case | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|-----------|---------------|----------------------------------|---------------|---------------|---------------|
| | | Empotrada | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 |
| | | MY (ton-m) | MY (ton-m) | MY (ton-m) | MY (ton-m) | MY (ton-m) |
| Piso 2 | SSX Max | 56.971 | 56.833 | 56.637 | 56.644 | 56.646 |
| Piso 1 | SSX Max | 220.777 | 221.103 | 221.010 | 221.015 | 221.001 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

Tabla 4-68.*Momento de volteo en Dirección "Y" – Edificio de 2 pisos.*

| Piso | Load case | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|-----------|---------------|----------------------------------|---------------|---------------|---------------|
| | | Empotrada | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 |
| | | MX (ton-m) | MX (ton-m) | MX (ton-m) | MX (ton-m) | MX (ton-m) |
| Piso 2 | SSY Max | 57.195 | 56.565 | 56.442 | 56.464 | 56.471 |
| Piso 1 | SSY Max | 220.809 | 221.203 | 221.101 | 221.110 | 221.092 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.*Figura 4-67. Momento de volteo – Edificio de 2 pisos.*

En la **Tabla 4-67** y la **Tabla 4-68** se muestran los valores de los momentos de volteo en la dirección "X" e "Y", en la *Figura 4-67* se muestra la comparación según los modelos con flexibilidad en la base (ISE) y el modelo de base empotrada. Los valores en los modelos dinámicos aumentan respecto al modelo base empotrada, en la dirección "X" en 0.15% y en la dirección "Y" en 0.18% en el SPT-01 debido a que influye más en ese punto. El factor de seguridad en el modelo base empotrada en la dirección X e Y es 7.59 y 15.16, respectivamente; en los modelos dinámicos SPT(s) en la dirección X e Y es 7.58 y 15.14, respectivamente.

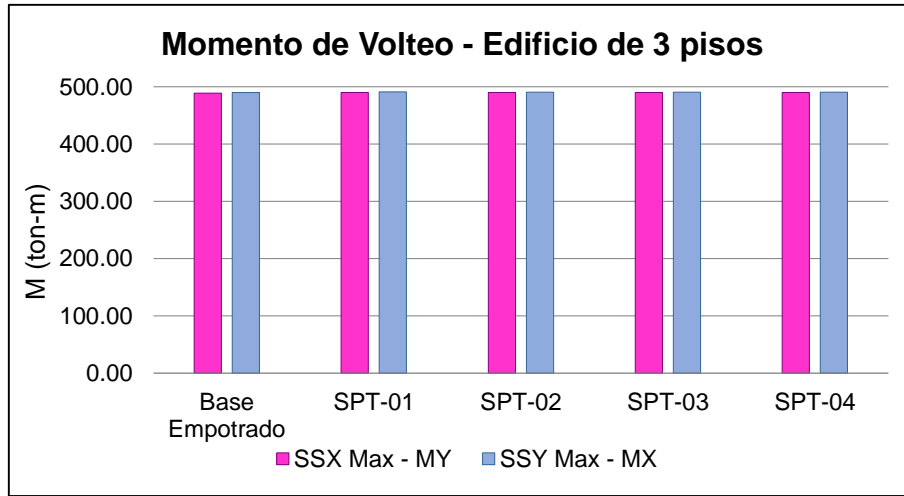
Tabla 4-69.*Momento de volteo en Dirección "X" – Edificio de 3 pisos.*

| Piso | Load case | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|-----------|---------------|----------------------------------|---------------|---------------|---------------|
| | | Empotrada | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 |
| | | MY (ton-m) | MY (ton-m) | MY (ton-m) | MY (ton-m) | MY (ton-m) |
| Piso 3 | SSX Max | 65.812 | 66.866 | 66.033 | 65.915 | 65.915 |
| Piso 2 | SSX Max | 196.571 | 197.838 | 196.631 | 196.443 | 196.443 |
| Piso 1 | SSX Max | 489.004 | 490.335 | 489.853 | 489.908 | 489.908 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

Tabla 4-70.*Momento de volteo en Dirección “Y” – Edificio de 3 pisos.*

| Piso | Load case | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|-----------|---------------|----------------------------------|---------------|---------------|---------------|
| | | Empotrada | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 |
| | | MX (ton-m) | MX (ton-m) | MX (ton-m) | MX (ton-m) | MX (ton-m) |
| Piso 3 | SSY Max | 63.847 | 62.919 | 63.287 | 63.264 | 63.264 |
| Piso 2 | SSY Max | 193.342 | 191.467 | 192.184 | 192.130 | 192.130 |
| Piso 1 | SSY Max | 490.018 | 491.137 | 490.539 | 490.505 | 490.505 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.*Figura 4-68.* Momento de volteo – Edificio de 3 pisos.

En la **Tabla 4-69** y la **Tabla 4-70** se muestran los valores de los momentos de volteo en la dirección “X” e “Y”, en la *Figura 4-68* se muestra la comparación según los modelos con flexibilidad en la base (ISE) y el modelo de base empotrada. Los valores en los modelos dinámicos aumentan respecto al modelo base empotrada, en la dirección “X” en 0.27% y en la dirección “Y” en 0.23% en el SPT-01 debido a que influye más en ese punto. El factor de seguridad en el modelo base empotrada en la dirección X e Y es 5.78 y 11.51, respectivamente; en los modelos dinámicos SPT(s) en la dirección X e Y es 5.76 y 11.49, respectivamente.

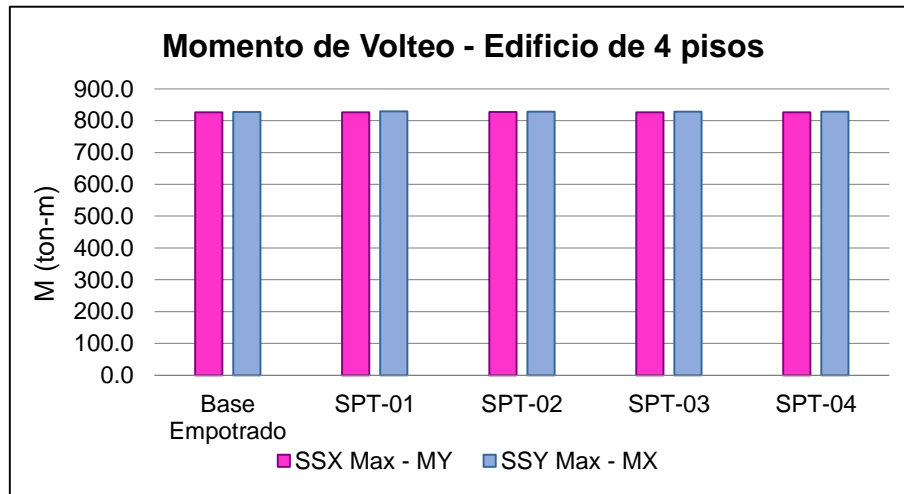
Tabla 4-71.*Momento de volteo en Dirección “X” – Edificio de 4 pisos.*

| Piso | Load case | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|-----------|---------------|----------------------------------|---------------|---------------|---------------|
| | | Empotrada | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 |
| | | MY (ton-m) | MY (ton-m) | MY (ton-m) | MY (ton-m) | MY (ton-m) |
| Piso 4 | SSX Max | 67.688 | 70.007 | 68.637 | 68.833 | 68.687 |
| Piso 3 | SSX Max | 206.712 | 210.783 | 208.182 | 208.577 | 208.292 |
| Piso 2 | SSX Max | 404.963 | 408.644 | 406.137 | 406.537 | 406.259 |
| Piso 1 | SSX Max | 825.906 | 826.329 | 826.918 | 826.735 | 826.829 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

Tabla 4-72.*Momento de volteo en Dirección “Y” – Edificio de 4 pisos*

| Piso | Load case | Base | | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|-----------|---------------|---------------|----------------------------------|---------------|---------------|--|
| | | Empotrada | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 | |
| | | MX (ton-m) | MX (ton-m) | MX (ton-m) | MX (ton-m) | MX (ton-m) | |
| Piso 4 | SSY Max | 65.836 | 65.340 | 65.545 | 65.700 | 65.659 | |
| Piso 3 | SSY Max | 202.840 | 201.402 | 201.913 | 202.260 | 202.182 | |
| Piso 2 | SSY Max | 400.780 | 398.958 | 399.526 | 399.942 | 399.853 | |
| Piso 1 | SSY Max | 827.672 | 829.650 | 828.720 | 828.776 | 828.710 | |

Nota: Fuente, Elaboración propia.*Figura 4-69. Momento de volteo – Edificio de 4 pisos.*

En la **Tabla 4-71** y la **Tabla 4-72** se muestran los valores de los momentos de volteo en la dirección “X” e “Y”, en la *Figura 4-69* se muestra la comparación según los modelos con flexibilidad en la base (ISE) y el modelo de base empotrada. Los valores en los modelos dinámicos aumentan respecto al modelo base empotrada, en la dirección “X” en 0.12% y en la dirección “Y” en 0.24% en el SPT-01 y SPT-02, respectivamente debido a que influye más en esos puntos. El factor de seguridad en el modelo base empotrada en la dirección X e Y es 4.68 y 9.33, respectivamente; en los modelos dinámicos SPT(s) en la dirección X e Y es 4.67 y 9.30, respectivamente.

Tabla 4-73.*Momento de volteo en Dirección “X” – Edificio de 5 pisos*

| Piso | Load case | Base | | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|-----------|---------------|---------------|----------------------------------|---------------|---------------|--|
| | | Empotrada | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 | |
| | | MY (ton-m) | MY (ton-m) | MY (ton-m) | MY (ton-m) | MY (ton-m) | |
| Piso 5 | SSX Max | 73.829 | 78.991 | 77.048 | 77.048 | 77.147 | |
| Piso 4 | SSX Max | 227.322 | 238.016 | 233.950 | 233.950 | 234.157 | |
| Piso 3 | SSX Max | 450.507 | 463.087 | 458.337 | 458.337 | 458.582 | |
| Piso 2 | SSX Max | 731.076 | 739.993 | 736.975 | 736.975 | 737.149 | |
| Piso 1 | SSX Max | 1331.983 | 1325.167 | 1330.093 | 1330.093 | 1329.953 | |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

Tabla 4-74.

Momento de volteo en Dirección “Y” – Edificio de 5 pisos

| Piso | Load case | Base | Con Interacción Suelo-Estructura | | | |
|--------|-----------|------------|----------------------------------|------------|------------|------------|
| | | Empotrada | SPT-01 | SPT-02 | SPT-03 | SPT-04 |
| | | MX (ton-m) | MX (ton-m) | MX (ton-m) | MX (ton-m) | MX (ton-m) |
| Piso 5 | SSY Max | 70.749 | 71.855 | 70.501 | 70.501 | 70.520 |
| Piso 4 | SSY Max | 220.115 | 222.142 | 219.080 | 219.080 | 219.116 |
| Piso 3 | SSY Max | 440.545 | 442.729 | 438.569 | 438.569 | 438.612 |
| Piso 2 | SSY Max | 722.013 | 723.940 | 719.890 | 719.890 | 719.933 |
| Piso 1 | SSY Max | 1335.823 | 1339.520 | 1338.179 | 1338.179 | 1338.270 |

Nota: Fuente, Elaboración propia.

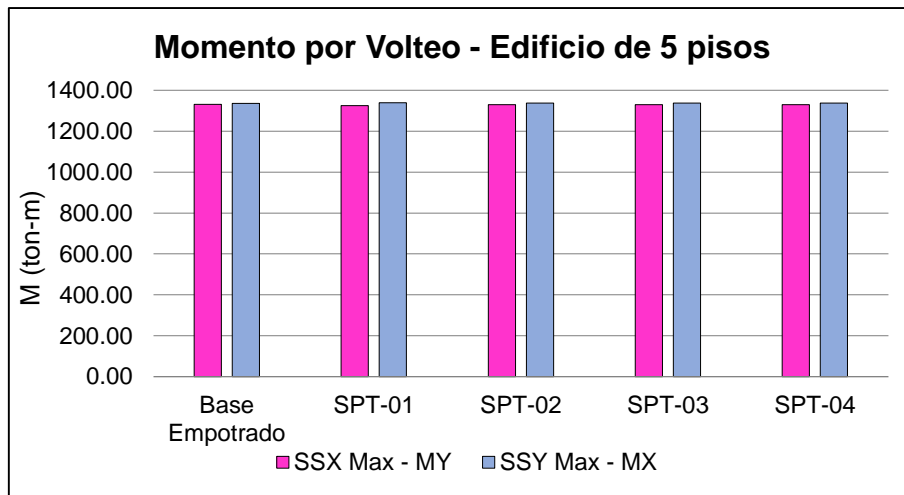


Figura 4-70. Momento de volteo – Edificio de 5 pisos.

En la **Tabla 4-73** y la **Tabla 4-74** se muestran los valores de los momentos de volteo en la dirección “X” e “Y”, en la **Figura 4-70** se muestra la comparación según los modelos con flexibilidad en la base (ISE) y el modelo de base empotrada. Los valores en los modelos dinámicos aumentan respecto al modelo base empotrada, en la dirección “Y” en 0.28% y disminuye en la dirección “X” en 0.51% en el SPT-01 debido a que influye más en esos puntos. El factor de seguridad en el modelo base empotrada en la dirección X e Y es 3.91 y 7.78, respectivamente; en los modelos dinámicos SPT(s) en la dirección X e Y es 3.91 y 7.76, respectivamente.

4.2 Discusión de resultados

- a. Desplazamientos de entrepiso

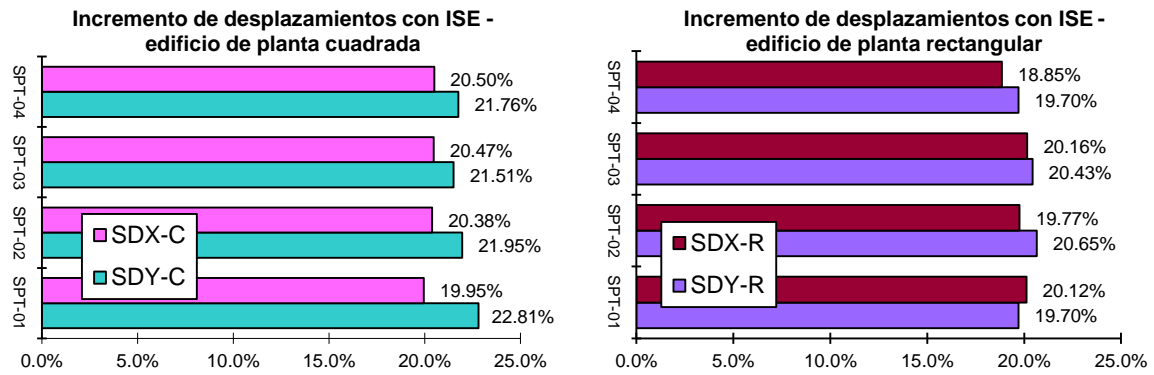


Figura 4-71. Incremento de desplazamientos en edificios de 2 pisos.

En edificios de 2 pisos existe un incremento de desplazamientos debido al fenómeno de la interacción suelo-estructura (ver Figura 4-71). Sin embargo, en edificio de planta cuadrada el incremento máximo es de 20.50% en X y 22.81% en Y, así mismo, en edificio de planta rectangular el máximo incremento obtenido es de 20.16% en X y 20.65% en Y. por lo tanto, ambos modelos estructurales presentan un efecto de la ISE similar en los cuatro puntos de estudio de la ciudad de Juliaca.

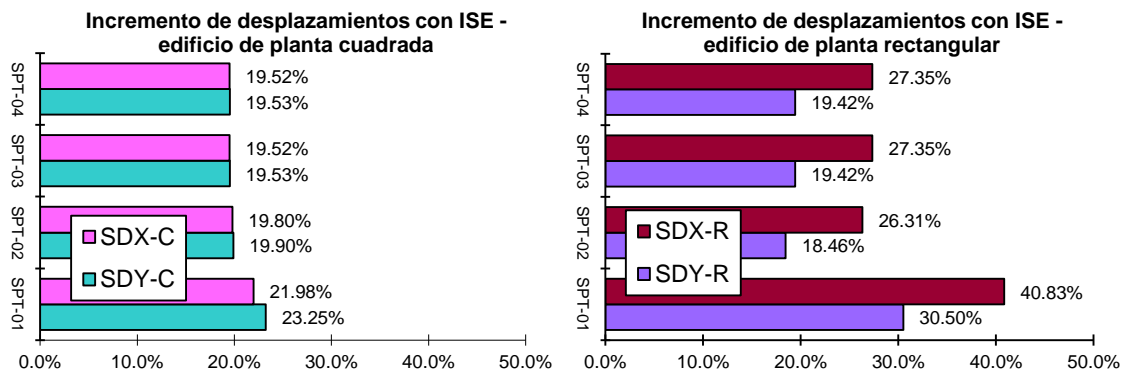


Figura 4-72. Incremento de desplazamientos en edificios de 3 pisos.

En edificios de 3 pisos existe un incremento de desplazamientos debido a la flexibilidad de la base de fundación (ver Figura 4-72). Sin embargo, en edificio de planta cuadrada el incremento máximo es de 21.98% en X y 23.25% en Y en punto SPT-01, así mismo, en edificio de planta rectangular el máximo incremento obtenido es de 40.83% en X y 30.50% en Y en SPT-01. por lo tanto, la estructura de planta rectangular presenta mayor incremento de desplazamiento a diferencia del modelo con planta cuadrada.

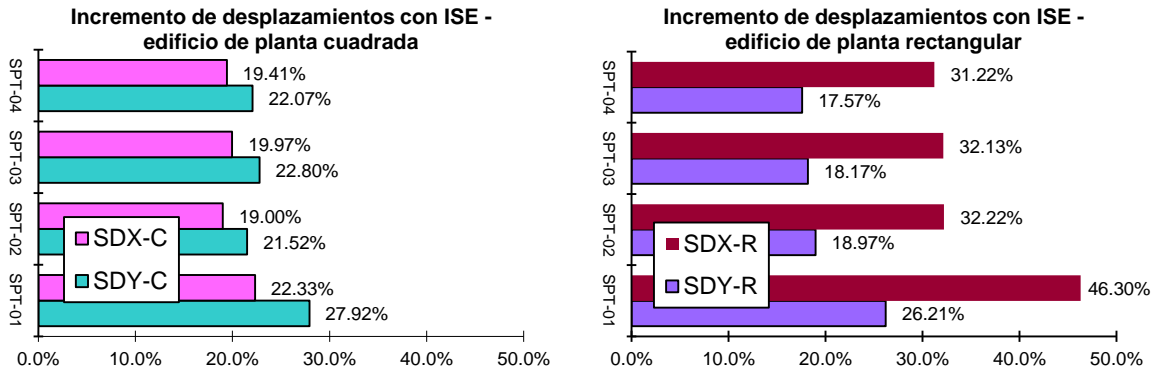


Figura 4-73. Incremento de desplazamientos en edificios de 4 pisos.

En edificios de 4 pisos existe un incremento de desplazamientos debido a la flexibilidad de la base de fundación (ver Figura 4-73). Sin embargo, en edificio de planta cuadrada el incremento máximo es de 22.33% en X y 27.92% en Y en el punto SPT-01, así mismo, en edificio de planta rectangular el máximo incremento obtenido es de 46.30% en X y 26.21% en Y en SPT-01. por lo tanto, la estructura de planta rectangular presenta mayor incremento de desplazamiento a diferencia del modelo con planta cuadrada.

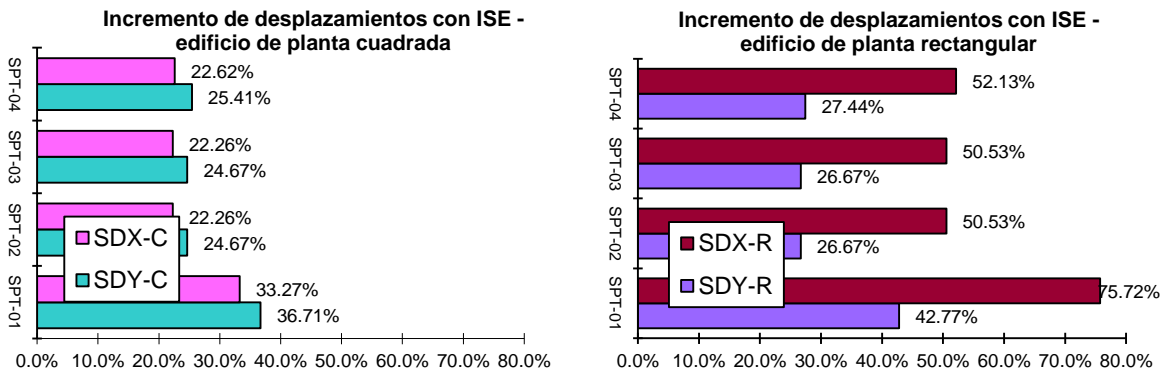


Figura 4-74. Incremento de desplazamientos en edificios de 5 pisos.

En edificios de 5 pisos existe un mayor incremento de desplazamientos debido a la flexibilidad de la base de fundación (ver Figura 4-74). Sin embargo, en edificio de planta cuadrada el incremento máximo es de 33.27% en X y 36.71% en Y en el punto SPT-01, así mismo, en edificio de planta rectangular el máximo incremento obtenido es de 75.72% en X y 42.77% en Y en SPT-01. por lo tanto, la estructura de planta rectangular presenta mayor incremento de desplazamiento a diferencia del modelo con planta cuadrada, esto se debe al área de fundación y la rigidez estructural.

b. Periodos Naturales

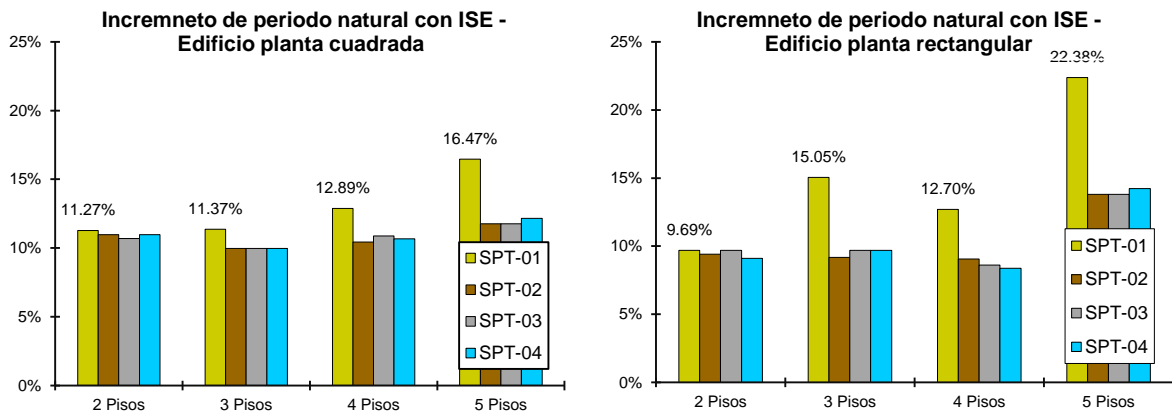


Figura 4-75. Incremento de periodo de vibracion de edificio planta cuadrada y rectangular.

En la *Figura 4-75* se presenta el incremento de los primeros periodos naturales de los edificios de 2, 3, 4 y 5 pisos con planta cuadrada y rectangular, siendo evidente el aumento del periodo al asignar la flexibilidad en la base de fundación respecto al modelo con base empotrada, cabe mencionar que el mayor incremento registrado es de 16.47% en SPT-01 en el edificio 5 pisos de planta cuadrada. En edificios de planta rectangular el máximo incremento registrado es de 22.38% en SPT-01 en estructura de 5 pisos, el mayor efecto de la ISE se localiza en el SPT-01, debido a que la resistencia del suelo es menor a diferencia de otros y esto afecta principalmente al comportamiento de la estructura.

c. Derivas de entrepiso

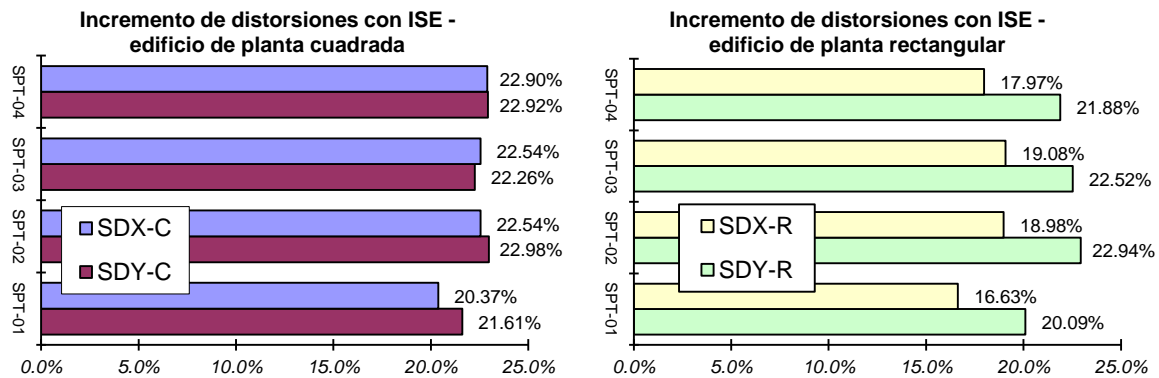


Figura 4-76. Incremento de distorsiones en edificios de 2 pisos.

En edificios de 2 pisos existe un incremento de distorsiones debido a la flexibilidad de la base de fundación (ver *Figura 4-76*). Sin embargo, en edificio de planta cuadrada el incremento máximo es de 22.90% en X y 22.98% en Y, así mismo, en edificio de planta rectangular el máximo incremento obtenido es de 19.08% en X y 22.94% en Y. por lo tanto, los modelos estructurales analizados presentan una modificación homogénea debido a la flexibilidad de la base de fundación en los puntos de estudio de la ciudad de Juliaca.

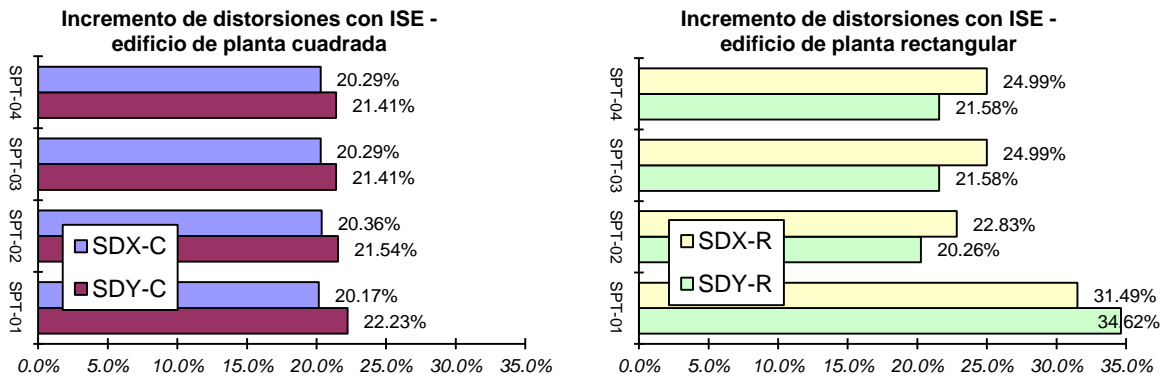


Figura 4-77. Incremento de distorsiones en edificios de 3 pisos.

En edificios de 3 pisos existe un incremento de distorsiones debido al fenómeno de la interacción suelo-estructura (ver Figura 4-77). Sin embargo, en edificio de planta cuadrada el incremento máximo es de 20.36% en X y 22.23% en Y, así mismo, en edificio de planta rectangular el máximo incremento obtenido es de 31.49% en X y 34.62% en Y en el SPT-01. por lo tanto, los modelos estructurales analizados presentan una modificación homogénea debido a la flexibilidad de la base de fundación, siendo más evidente en estructuras de planta rectangular.

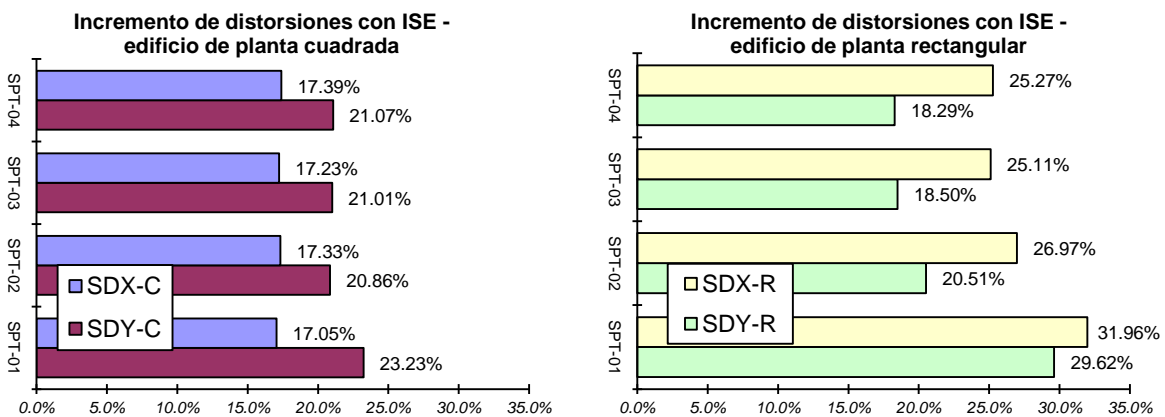


Figura 4-78. Incremento de distorsiones en edificios de 4 pisos.

En edificios de 4 pisos existe un incremento de distorsiones debido al fenómeno de la interacción suelo-estructura (ver Figura 4-78). Sin embargo, en edificio de planta cuadrada el incremento máximo es de 17.39% en X y 23.23% en Y, así mismo, en edificio de planta rectangular el máximo incremento obtenido es de 31.96% en X y 29.62% en Y en el SPT-01. por lo tanto, los modelos estructurales analizados presentan una modificación homogénea debido a la flexibilidad de la base de fundación, siendo más evidente en estructuras de planta rectangular.

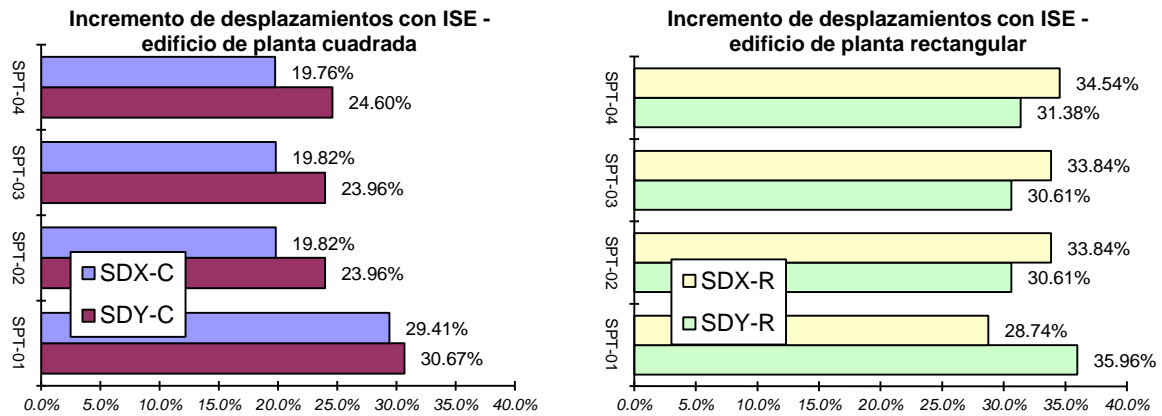


Figura 4-79. Incremento de distorsiones en edificios de 5 pisos.

En edificios de 5 pisos existe un incremento de distorsiones debido al fenómeno de la interacción suelo-estructura (ver Figura 4-79). Sin embargo, en edificio de planta cuadrada el incremento máximo es de 29.41% en X y 30.67% en Y en el SPT-01, así mismo, en edificio de planta rectangular el máximo incremento obtenido es de 34.54% en X y 35.96% en Y. por lo tanto, los modelos estructurales analizados presentan una modificación homogénea debido a la flexibilidad de la base de fundación, siendo más evidente en estructuras de planta rectangular.

d. Fuerza Cortante Mínima

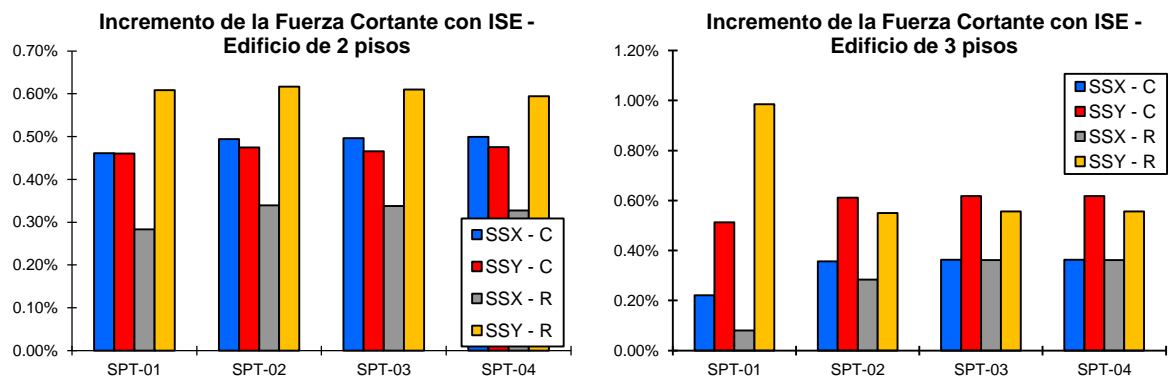


Figura 4-80. Incremento de fuerza cortante en edificios de 2 y 3 pisos.

Las fuerzas cortantes máximas se presentaron en el primer piso en los modelos analizados. En la estructura de 2 pisos con planta cuadrada los valores de las fuerzas cortantes máximas cedieron a 0.50%, así mismo, en la estructura de planta rectangular el incremento máximo registrado es de 0.62%. En edificios de 3 pisos con planta cuadrada los valores de las fuerzas cortantes presentan una modificación máxima de 0.62%, así mismo, en el edificio de planta rectangular el incremento máximo obtenido es de 0.99%, por lo tanto, la modificación de las fuerzas cortantes debido al fenómeno de la interacción suelo-estructura no es significativa en los cuatro puntos de estudio de la ciudad de Juliaca.

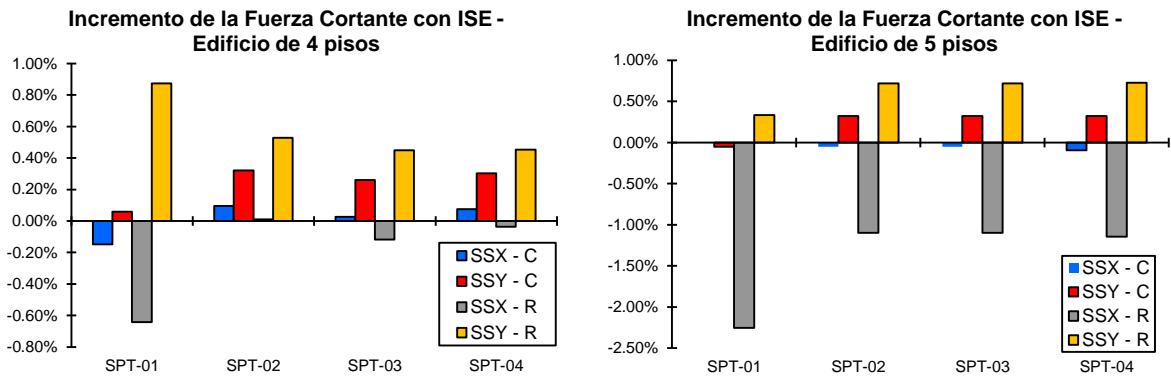


Figura 4-81. Incremento de fuerza cortante en edificios de 4 y 5 pisos.

Las fuerzas cortantes máximas se presentaron en el primer piso en los modelos analizados. En la estructura de 4 pisos con planta cuadrada los valores de las fuerzas cortantes máximas cedieron a 0.32%, así mismo, en la estructura de planta rectangular el incremento máximo registrado es de 0.87% y una reducción de -0.64%. En edificios de 5 pisos con planta cuadrada los valores de las fuerzas cortantes presentan una modificación máxima de 0.32%, así mismo, en el edificio de planta rectangular el incremento máximo obtenido es de 0.73% y una reducción máxima es de -2.26%, por lo tanto, la modificación de las fuerzas cortantes debido al fenómeno de la interacción suelo-estructura no es significativa en los cuatro puntos de estudio de la ciudad de Juliaca.

e. Momento de Volteo

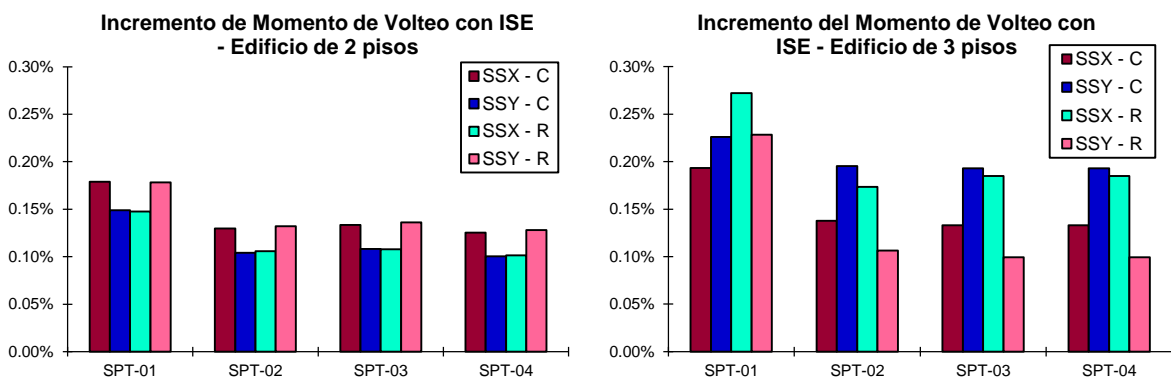


Figura 4-82. Incremento de momento de volteo en edificios de 2 y 3 pisos.

Los momentos de volteo sufren una modificación mínima debido al efecto de la interacción suelo-estructura. En la estructura de 2 pisos con planta cuadrada los valores de los momentos de volteo máximo cedieron a 0.18%, así mismo, en la estructura de planta rectangular el incremento máximo registrado es de 0.18%. En edificios de 3 pisos con planta cuadrada los valores de los momentos de volteo presentan una modificación máxima de 0.23%, así mismo, en el edificio de planta rectangular el incremento máximo obtenido es de 0.27%, por lo tanto, la modificación de los momentos de volteo debido al fenómeno

de la interacción suelo-estructura no es significativa en los cuatro puntos de estudio de la ciudad de Juliaca.

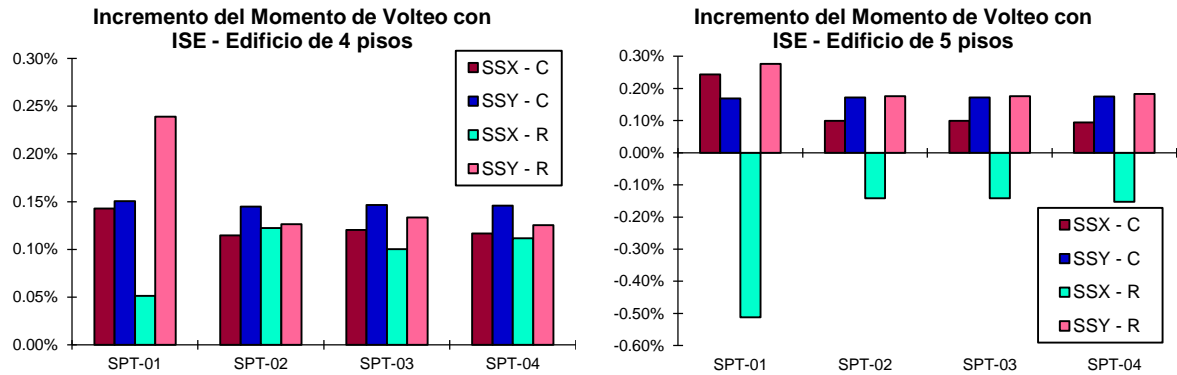


Figura 4-83. Incremento de momento de volteo en edificios de 2 y 3 pisos.

Los momentos de volteo sufren una modificación mínima debido al efecto de la interacción suelo-estructura. En la estructura de 4 pisos con planta cuadrada la modificación de los momentos de volteo máximo cede a 0.15%, así mismo, en la estructura de planta rectangular el incremento máximo registrado es de 0.24%. En edificios de 5 pisos con planta cuadrada los valores de los momentos de volteo presentan una modificación máxima de 0.24%, así mismo, en el edificio de planta rectangular el incremento máximo obtenido es de 0.28% y una reducción de 0.51%, por lo tanto, la modificación de los momentos de volteo debido al fenómeno de la interacción suelo-estructura no es significativa en los cuatro puntos de estudio de la ciudad de Juliaca.

- f. Influencia de la ISE del modelo estructural planta Cuadrada y planta Rectangular en los cuatro puntos de estudio.

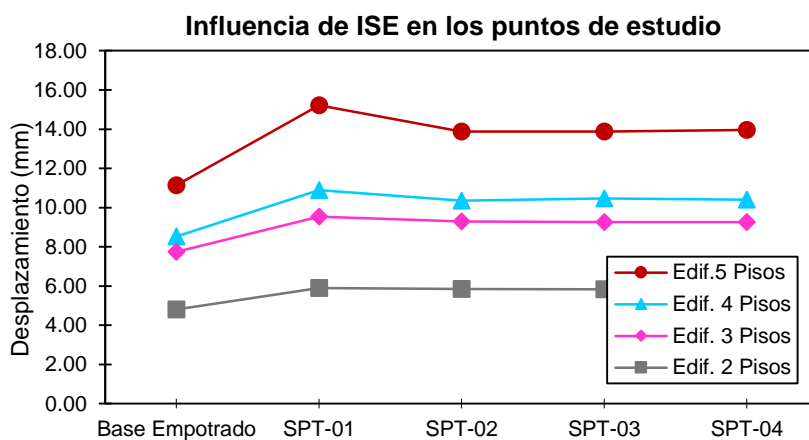


Figura 4-84. Influencia de la ISE en el modelo estructural con planta cuadrada.

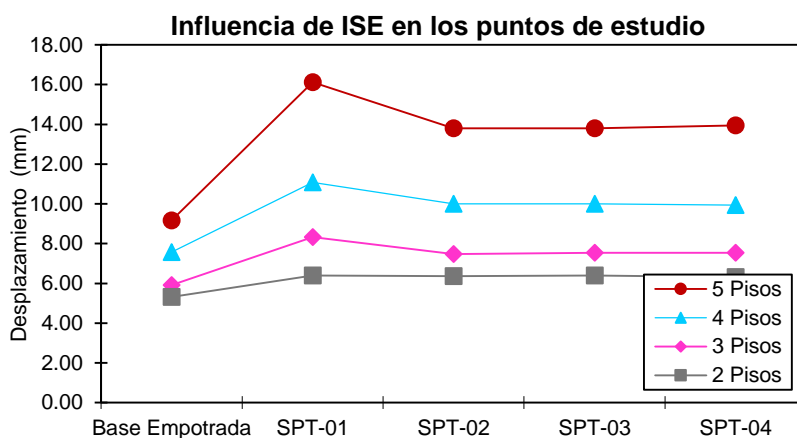


Figura 4-85. Influencia de la ISE en el modelo estructural con planta Rectangular.

La interacción suelo-estructura presenta mayor influencia en el SPT-01, a diferencia de los demás puntos actúan casi uniformemente, debido a que las resistencias del suelo son semejantes, como se exhibe en la Figura 4-84 y Figura 4-85. las edificaciones de 2 y 3 pisos no presentan mayor efecto en el sitio, a comparación de los edificios de 4 y 5 pisos presentan mayor influencia.

4.3 Verificación de la hipótesis

Hipótesis N° 01:

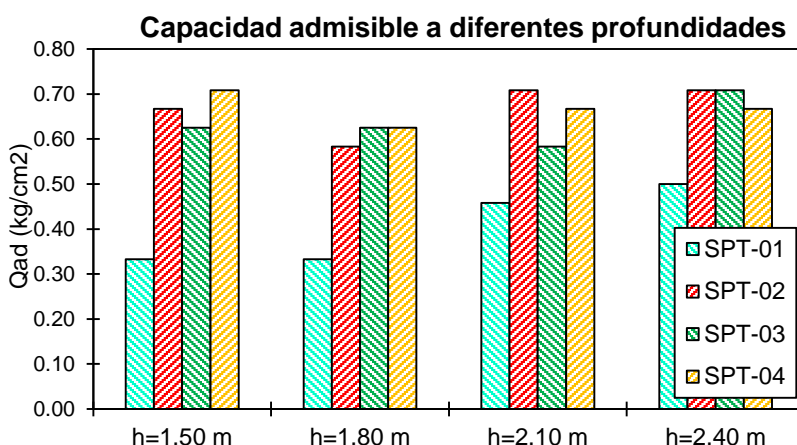


Figura 4-86. Capacidad Admisible a diferentes profundidades y puntos.

A partir de los resultados presentados en la **Tabla 4-2** se resalta la *Figura 4-86*, donde se aprecia que en cada punto de estudio existe diferencia de la capacidad portante de los suelos.

Consecuentemente se afirma la hipótesis n° 01: En los puntos de estudio de la ciudad de Juliaca presentan diferentes capacidades portantes del suelo.

Hipótesis N° 02:

Para estimar la influencia de la interacción suelo-estructura en términos de desplazamientos se consideró un 20%. El incremento máximo encontrado es de 75.72% en el edificio de 5 pisos que representa en valor a 6.943 mm, y al efectuar el 20% obtenemos un valor de 1.34 mm, entonces, el incremento con ISE que supere el 1.34 mm determina mayor efecto de la ISE y el incremento inferior estima influencia no significativa.

Incremento del desplazamiento con ISE al 20%

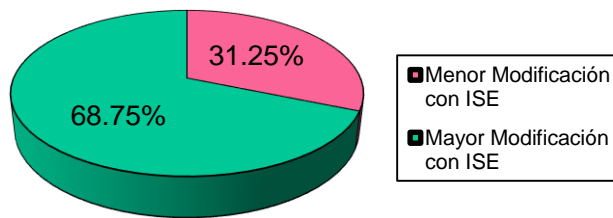


Figura 4-87. Incremento de desplazamientos con ISE.

A partir de los resultados presentados en la **Tabla 4-3** al **Tabla 4-18** se muestra en resumen la *Figura 4-87*, que en el 31.25% de casos analizados se observa un incremento menor de 20% en el desplazamiento máximo, mientras que en el 68.75% de casos analizados se observa un incremento en el desplazamiento superior al 20% al presentarse el fenómeno de la interacción suelo-estructura, por lo tanto, los casos evaluados presentan mayor modificación de desplazamiento.

Para estimar la influencia de la interacción suelo-estructura en términos de periodos de vibración se consideró un 10%. El incremento máximo encontrado es de 22.38% en el edificio de 5 pisos que representa un valor de 0.11 segundos, y al efectuar el 10% obtenemos un valor de 0.011 segundos, entonces, el incremento con ISE que supere el 0.011 segundo determina mayor efecto de la ISE y el incremento inferior estima influencia no significativa.

Incremento de Periodos con ISE al 10%

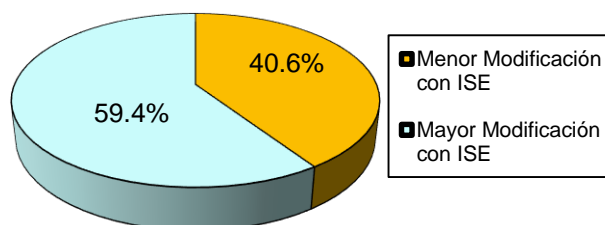


Figura 4-88. Incremento de Periodos de vibración con ISE.

A partir de los resultados presentados en la **Tabla 4-19** al **Tabla 4-26** se ilustra en resumen la *Figura 4-88*, que en el 40.60% de casos analizados se observa un incremento menor de 10% en el periodo de vibración máximo, mientras que en el 59.40% de casos analizados se observa un incremento en el periodo de vibración superior al 10% al presentarse el fenómeno de la interacción suelo-estructura, por lo tanto, los casos evaluados presentan mayor modificación de los periodos de vibración.

Para estimar la influencia de la interacción suelo-estructura en términos de distorsiones se consideró un 20%. El incremento máximo encontrado es de 35.96% en el edificio de 5 pisos que representa un valor de 0.0024, y al efectuar el 20% obtenemos un valor de 0.00048, entonces, el incremento con ISE que supere el 0.00048 determina mayor efecto de la ISE y el incremento inferior estima influencia no significativa.

Incremento de distorsiones con ISE al 20%

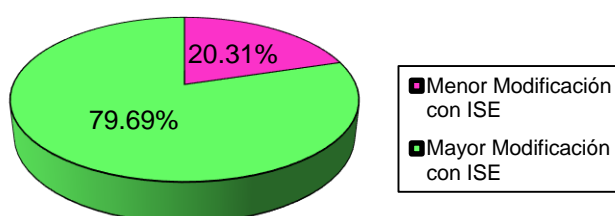


Figura 4-89. Incremento de distorsiones con ISE.

A partir de los resultados presentados en la **Tabla 4-27** al **Tabla 4-42** se ilustra en resumen la *Figura 4-89*, que en el 20.31% de casos analizados se observa un incremento menor del 20% en las distorsiones, mientras que en el 79.69% de casos analizados se observa un incremento en las distorsiones mayor al 20% al presentarse el fenómeno de la interacción suelo-estructura, por lo tanto, los casos evaluados presentan mayor modificación de las distorsiones.

Consecuentemente se afirma la hipótesis n° 02: La influencia de la interacción suelo-estructura modifica la respuesta sísmica debido a la flexibilidad de la base fundación, principalmente en términos de desplazamientos, periodos y distorsiones.

Hipótesis N° 03:

Tomando como referencia la *Figura 4-87* al *Figura 4-89* se determina que el fenómeno de la interacción suelo-estructura influye en los cuatro puntos de estudio de la ciudad de Juliaca.

Se afirma la hipótesis específica N° 03: La influencia de la interacción suelo-estructura es significativa en los puntos de estudio de la ciudad de Juliaca.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

De los cuatro puntos de estudio realizados a base del Ensayo de Penetración Estándar (SPT), se determinó las características y propiedades de los suelos tales como el número de golpes N debidamente corregido, contenido de humedad, clasificación de suelos mediante SUCS, Límites de Consistencia, densidad relativa, ángulo de fricción y la capacidad admisible a una profundidad de 3.00m hasta 3.30m, donde se concluye que, los suelos estudiados corresponden a materiales finos (Arcillas inorgánicas de baja plasticidad, arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arenas limosas y arenas arcillosas, con un porcentaje de finos no mayores al 96.85%).

La capacidad portante del suelo se determinó mediante el ensayo de SPT en los cuatro puntos de estudio de la ciudad de Juliaca. En el punto SPT-01 la capacidad de soporte encontrada es de 0.333 a 0.500 kg/cm², así mismo, en el punto de estudio SPT-02 y SPT-03 los valores son de 0.583 a 0.708 kg/cm² y en el punto SPT-04 la capacidad portante calculada es de 0.625 a 0.708 kg/cm². Las capacidades portantes obtenidas presentan una resistencia baja, sin embargo, el punto de estudio SPT-04 posee mayores valores de capacidad de carga y las capacidades críticas encontradas es el punto SPT-01 (parte baja de Cerro Colorado).

La respuesta sísmica de una estructura es afectada por tres sistemas; el suelo de apoyo, la cimentación y la estructura, por lo tanto, existe un incremento debido a la flexibilidad de la base de fundación en términos de desplazamientos, periodos de vibración y distorsiones, en donde, en edificios de planta cuadrada de 2 y 3 pisos la modificación de la respuesta sísmica no es significativa debido al mínimo incremento, sin embargo, en edificios de 4 y 5 al evidenciar el fenómeno de la ISE la modificación de la respuesta sísmica es considerable. Las edificaciones de planta rectangular de 2 pisos no generan mayor modificación de la respuesta estructural, sin embargo, en edificios de 3, 4, y 5 pisos el efecto de la flexibilidad de la base es significativo debido al mayor incremento. La mayor influencia de la interacción suelo-estructura se localizó en el SPT-01 (parte baja de Cerro Colorado).

La modificación de las cortantes mínimas al presentarse el fenómeno de la interacción suelo-estructura no es significativa en los modelos analizados, debido a que el

incremento no supera el 1.0%, se cumplió con la exigencia de la norma, donde menciona que, las cortantes dinámicas deben ser superior al 80% de las cortantes estáticas.

La modificación de los momentos de volteo debido al efecto de la interacción suelo-estructura no es significativa en los modelos analizados, debido a que el incremento no supera el 1.0% y la reducción máxima es de 2.5%, los momentos de volteo cumplen con el factor de seguridad de 1.2 exigido por la norma.

En los cuatro puntos de estudio de la ciudad de Juliaca es evidente la influencia de la interacción suelo-estructura, sin embargo, la influencia no es significativa en estructuras menores a tres pisos, de lo contrario, si éstas aumentan en número de pisos la influencia de la interacción suelo-estructura es significativa. El punto de estudio SPT-01 (parte baja del Cerro Colorado) genera mayor efecto de la ISE, debido a su baja capacidad del suelo.

5.2 Recomendaciones

Se recomienda realizar ensayos dinámicos, considerando la carga dinámica, para obtener propiedades dinámicas del suelo más reales, mediante pruebas de campo o ensayos de laboratorio, según la importancia del proyecto.

Se recomienda utilizar en el análisis y diseño estructural el modelo dinámico aplicado en esta investigación, ya que considera propiedades dinámicas del suelo de fundación y el comportamiento de la estructura es real ante acciones sísmicas.

Se recomienda aplicar la interacción suelo-estructura en el análisis y diseño para usos de vivienda mayores a tres niveles con fundaciones en suelos blandos.

BIBLIOGRAFÍA

- Abanto, F. (2012). *análisis y diseño de edificaciones de albañilería* (1st ed.). Lima - Perú: Editorial San Marcos.
- Alva, J. (2002). *Dinámica de Suelos* (1st ed.). Lima - Perú: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Angamarca, S. (2008). *Estudio de los Efectos de Interacción Suelo - Estructura en Cimentaciones Superficiales de Edificaciones. Universidad Técnica Particular de Loja*. Universidad Técnica Particular de Loja.
- Angulo, L. (2017). *Análisis sísmico de un edificio de siete pisos con sótano utilizando interacción suelo-estructura en el distrito de San Juan de Lurigancho, Lima*. Universidad César Vallejo.
- ATC-40. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Applied Technology Council* (Vol. 1). California: SEISMIC SAFETY COMMISSION. <https://doi.org/10.1193/1.1586093>
- Bolaños, A., & Monroy, O. (2004). *Espectro de Peligro Sísmico Uniforme*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Borja, M. (2012). *Metodología de la investigación científica para ingenieros* (1st ed.). Chiclayo - Perú.
- Bozzo, L., & Barbat, A. (2004). *Diseño sismorresistente de Edificios* (1st ed.). Editorial Reveté S.A.
- Bran, J. G., Gonzalez, R. A., & Ortiz, H. A. (2009). *Métodos de Ensayo para la Determinación de las Principales Propiedades Dinámicas de los Suelos de El Salvador*. Universidad de El Salvador.
- Carhuapoma, M., & Parodi, I. (2015). *Interacción Sísmica Suelo-Estructura En Edificaciones Aporticadas En El Barrio De Pueblo Nuevo De La Ciudad De Lircay*. Universidad Nacional de Huancavelica.
- Carrillo, P. (2008). *Influencia Del Suelo En La Respuesta Sísmica De Estructuras*.
- Crespo, C. (2004). *mecánica de suelos y cimentaciones* (5th ed.). Mexico: LIMUSA S.A.
- Cruz, C., & Miranda, E. (2017). Evaluation of soil-structure interaction effects on the damping ratios of buildings subjected to earthquakes. *Soil Dynamics and*


- Cutimbo, W. (2016). *Ingeniería sismorresistente* (1st ed.). Moquegua - Perú: Universidad José Carlos Mariátegui.
- Díaz, J. (2005). *Dinámica de Suelos*. Mexico: LIMUSA S.A.
- E.030, N. (2018). *Reglamento Nacional de Edificaciones (2018). Norma técnica peruana vigente E.030 Diseño Sismoresistente*.
- FEMA 356. (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. ASCE (1st ed.). Washington, D.C.: FEMA 356.
- FEMA 440. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. nehrp (1st ed.). Washington, D.C.: FEMA 440.
- Fernandez, L. (2013). Influencia de la interacción dinámica suelo-estructura en la respuesta dinámica de las estructuras. *Construcción y Tecnología En Concreto*, 1, 20–23.
- Fernández, L., & Avilés, J. (2008). Efectos De Interacción Suelo-Estructura En Edificios Con Planta Baja Blanda. *Revista de Ingeniería Sísmica*, (79), 71.
<https://doi.org/10.18867/ris.79.33>
- Fernández, R. (2015). *Capacidad Portante con Fines de Cimentación Mediante los Ensayos SPT Y Corte Directo en el Distrito de Aguas Verdes Tumbes*. Universidad Nacional de Cajamarca.
- García, L. E. (1998). *Dinámica Estructural Aplicado al Diseño Sísmico* (1st ed.). Bogota - Colombia: Universidad de los Andes.
- Hernández, R., Fernández, C., & Baptista, P. (2010). *Metodología de la investigación* (5ta Edició). México: Mc Graw Hill. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.05.034> - ISBN 978-92-75-32913-9
- Hurtado, J. (2010). *Metodología de la Investigación* (4th ed.). Bogota - Colombia.
- Leoni, A. (2013). *Parametrización de suelos*. Universidad Nacional de la Plata (1st ed.). Ecuador: Universidad Nacional de la Plata.
<https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2015.02.002>
- Ortega, J. (2015). *Diseño de estructuras de Concreto Armado* (1st ed.). Lima - Perú: Empresa Editora Macro EIRL.

- PD/ JUL 2004-2015, S. R. (2004). Plan Director de Juliaca 2004-2015 (pp. 64–65). Juliaca - Puno.
- Rochel, R. (2012). *Análisis y diseño sísmico de edificios* (2nd ed.). Colombia: Fondo Editorial Universidad EAFIT.
- Saucedo, L. (2016). *Efectos de interacción suelo estructura en suelos muy rígido, intermedio y blando en el comportamiento estructural del edificio Clínica Los Fresnos, Cajamarca*. Universidad Privada del Norte.
- SEMARNAT. (n.d.). *Manual de Mecánica de Suelos*. Mexico: Gobierno Federal de Mexico.
- Silva, D., & Ipanaque, G. (2009). *Interacción Sísmica Suelo – Estructura en Edificaciones Aporticadas*. Universidad Nacional de Piura.
- Soriano, A. (1989). Interacción suelo-estructura. Modificación del movimiento. *Física de La Tierra*, 0(1), 287. <https://doi.org/>
- Sucasaca, H., & Mamani, J. (2016). *Evaluación de los efectos de interacción suelo-estructura en el estadio universitario UNA - Puno*. Repositorio UNA. Universidad Nacional del Atiplano Puno.
- Tamez, I. (2001). *Ingeniería de Cimentaciones* (1st ed.). Mexico: TGC Geotecnia S.A.
- Tavera, H. (2001). Peligro Sísmico en América y el Caribe.pdf. *Revista de Centro de Estudios y Prevención de Desastres*, 30–35.
- Tavera, H. (2008). La sismicidad en el mundo. *Revista Del Capítulo de Ingeniería Geológica*, 5(1), 25–27.
- Vidales, A. (2013). *Estudio de atenuación sísmica en la región centro-sur del Golfo de California Tesis*. Centro de Investigación Científica y de Educación Superior de Ensenada.
- Villareal, G. (2009). *Interacción Sísmica Suelo-Estructura En Edificaciones Con Zapatas Aisladas*. II Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Sísmica y Puentes (1st ed.). Lima - Perú.


ANEXOS

ANEXO A: ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS (ENSAYOS DE SPT).

ANEXO A - 1: ENSAYO DE SPT-01



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
 FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS



ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR

ASTM D-1586

TEMA : TESIS "INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA EN EL COMPORTAMIENTO DE VIVIENDAS APORNICADAS CON ZAPATAS AISLADAS EN LA CIUDAD DE JULIACA"


SOLICITANTE : BACHILLER LILIANA, GOMEZ CATACTORA
 BACHILLER FRANKLIN HEYDRICH, ARACA LLANOS

UBICACIÓN : JR. MANUEL PRADO CON JR. MARIANO PANDIA
 SPT Nº 01 - COORD. (19 L 0378639, UTM: 8285927)

PROF. : 0.45 - 3.00 m. **NIVEL FREÁTICO :** 1.50 m.

FECHA : 11 DE OCTUBRE DEL 2018

| PROF. (m) | N° DE GOLPES | NIVEL FREÁTICO | TIPO DE SUELO | DESCRIPCIÓN | MUESTRA | | q _{ad} |
|-----------|--------------|----------------|---------------|--|-----------|----|-----------------|
| | | | | | PROF. (m) | Dr | |
| 0.30 | | | | MATERIAL DE RELLENO | | | |
| 0.60 | 43.74 | | | | | | 0.708 |
| 0.90 | 40.16 | | | CL ARCILLA INORGÁNICA DE BAJA PLASTICIDAD | | | 0.625 |
| 1.20 | 45.53 | | | | | | 0.750 |
| 1.50 | 33.00 | | | | | | 0.417 |
| 1.80 | 25.80 | | | CH ARCILLAS INORGANICAS DE ALTA PLASTICIDAD | | | 0.333 |
| 2.10 | 25.80 | | | | | | 0.333 |
| 2.40 | 33.00 | | | | | | 0.458 |
| 2.70 | 34.79 | | | | | | 0.500 |
| 3.00 | 40.16 | | | | | | 0.625 |



UNANCY - FISP
CAP INGENIERIA CIVIL
Ing. Roxana Barvantes Quiroz
CIF 106700

B.N° : 05-124545



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
 FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)

ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACIÓN (D422 - D2216 - D4318 - D427 - D2487)

TESIS : "INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EL COMPORTAMIENTO DE VIVIENDAS APORTICADAS CON ZAPATAS AISLADAS EN LA CIUDAD DE JULIACA"

SOLICITANTE : BACH. LILIANA, GOMEZ CATACORA

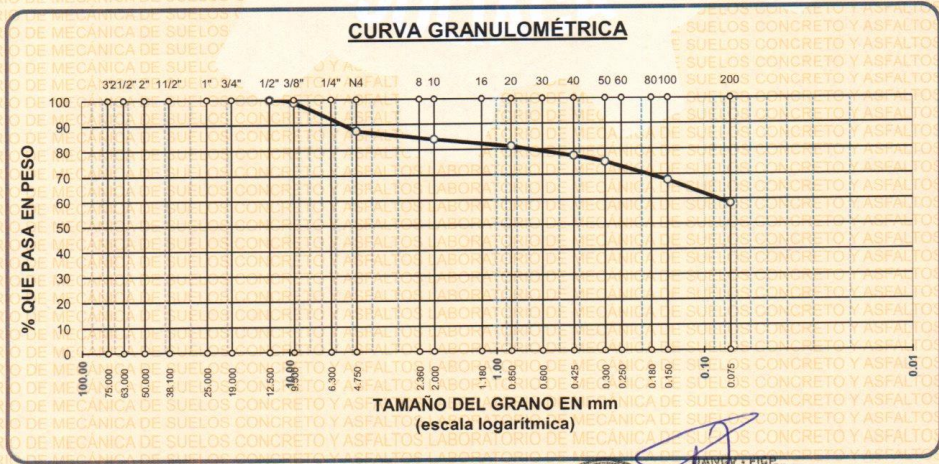
UBICACIÓN : BACH. FRANKLIN HEYDRICH, ARACA LLANOS

MUESTRA : Jr. MANUEL PRADO CON Jr. MARIANO PANDIA

PROFUNDIDAD : SPT N° 01 MUESTRA N°01 COORD. (19 L 0378639, UTM: 8285927)
 : 0.45 - 1.05 mt **NF. 1.50 mt**

FECHA : 11 DE OCTUBRE DEL 2018

| TAMICES ASTM | ABERTURA mm | PESO RETENIDO | %RETENIDO PARCIAL | %RETENIDO ACUMULADO | % QUE PASA | ESPECIF. | TAMAÑO MÁXIMO: DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA |
|------------------|-------------|---------------|-------------------|---------------------|------------|----------|--|
| 3" | 75.000 | | | | | | P.I.= 300.00 |
| 2 1/2" | 63.000 | | | | | | P.L.= 125.43 |
| 2" | 50.000 | | | | | | P.P.= 174.57 |
| 1 1/2" | 38.100 | | | | | | %w= 20.43 |
| 1" | 25.000 | | | | | | LIMITES DE CONSISTENCIA: |
| 3/4" | 19.000 | | | | | | L.L.= 35.00 |
| 1/2" | 12.500 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 100.00 | | L.P.= 19.10 |
| 3/8" | 9.500 | 3.78 | 1.26 | 1.26 | 98.74 | | I.P.= 15.89 |
| 1/4" | 6.300 | | | | | | CARACT. GRANULOMÉTRICAS: |
| No4 | 4.750 | 33.72 | 11.24 | 12.50 | 87.50 | | D10= --- Cu= --- |
| No8 | 2.360 | | | | | | D30= --- Cc= --- |
| No10 | 2.000 | 10.29 | 3.43 | 15.93 | 84.07 | | D60= 0.09 |
| No16 | 1.180 | | | | | | CLASIFICACIÓN: |
| No20 | 0.850 | 8.94 | 2.98 | 18.91 | 81.09 | | I.G. = |
| No30 | 0.600 | | | | | | SUCS : CL |
| No40 | 0.425 | 11.58 | 3.86 | 22.77 | 77.23 | | ASSTHO : |
| No 50 | 0.300 | 7.11 | 2.37 | 25.14 | 74.86 | | OBSERVACIONES: |
| No60 | 0.250 | | | | | | |
| No80 | 0.180 | | | | | | |
| No100 | 0.150 | 21.78 | 7.26 | 32.40 | 67.60 | | |
| No200 | 0.075 | 28.23 | 9.41 | 41.81 | 58.19 | | |
| BASE | | 174.57 | 58.19 | 100.00 | 0.00 | | |
| TOTAL | | 300.00 | 100.00 | | | | |
| % PERDIDA | | 58.19 | | | | | |



Ing. *[Signature]*
 CIP. 102700

BN° : 05-0124545



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
 FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS



TESIS

"INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EL COMPORTAMIENTO DE VIVIENDAS APORTICADAS CON ZAPATAS AISLADAS EN LA CIUDAD DE JULIACA"

SOLICITANTE

: BACH. LILIANA, GOMEZ CATACORA

: BACH. FRANKLIN HEYDRICH, ARACA LLANOS

UBICACIÓN

: Jr. MANUEL PRADO CON Jr. MARIANO PANDIA

MUESTRA

: SPT N° 01 MUESTRA N°01 COORD. (19 L 0378639, UTM: 8285927)

PROFUNDIDAD

: 0.45 - 1.05 mt **NF. 1.50 mt**

FECHA

: 11 DE OCTUBRE DEL 2018

**CONTENIDO DE HUMEDAD
 ASTM - D - 2216 - MTC - E 108**

| | | |
|----------------------|----|--------|
| SUELO HUMEDO + TARRO | gr | 169.11 |
| SUELO SECO + TARRO | gr | 146.92 |
| PESO DEL TARRO | gr | 38.29 |
| PESO DEL AGUA | gr | 22.19 |
| PESO DEL SUELO SECO | gr | 108.63 |
| HUMEDAD % | % | 20.43 |

**LÍMITE LÍQUIDO - LÍMITE PLÁSTICO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD
 ASTM - D424 D-4318 AASHTO - T90**

LÍMITE LÍQUIDO

| TARRO N° | | A | B |
|----------------------|----|-------|-------|
| SUELO HUMEDO + TARRO | gr | 31.31 | 33.24 |
| SUELO SECO + TARRO | gr | 27.92 | 29.61 |
| PESO DEL TARRO | gr | 18.12 | 19.26 |
| PESO DEL AGUA | gr | 3.39 | 3.63 |
| PESO DEL SUELO SECO | gr | 9.80 | 10.35 |
| HUMEDAD % | % | 34.59 | 35.07 |
| N° DE GOLPES | | 26 | 26 |

LÍMITE PLÁSTICO

| A | C |
|-------|-------|
| 12.98 | 12.97 |
| 12.16 | 12.17 |
| 7.86 | 7.99 |
| 0.82 | 0.80 |
| 4.30 | 4.18 |
| 19.07 | 19.14 |

LÍMITE LÍQUIDO % : 35.00 LÍMITE PLÁSTICO % : 19.10

ÍNDICE PLÁSTICO % : 15.89

$LL = W_n * (N/25)^{0.121}$
 Donde:
 LL = Límite Líquido
 Wn = Contenido de Humedad Promedio (%)
 N = Número de Golpes

LABORATORIO M.S.C.A. JEFATURA
 Ing. Roxana Barrientes Quiroz
 CIP. 106703

BN° : 05-0124545



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
 FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)

ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN (D422 - D2216 - D4318 - D427 - D2487)

TESIS : INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EL COMPORTAMIENTO DE VIVIENDAS APORTICADAS
 CON ZAPATAS AISLADAS EN LA CIUDAD DE JULIACA*

SOLICITANTE : BACH. LILIANA, GOMEZ CATAACORA

: BACH. FRANKLIN HEYDRICH, ARACA LLANOS

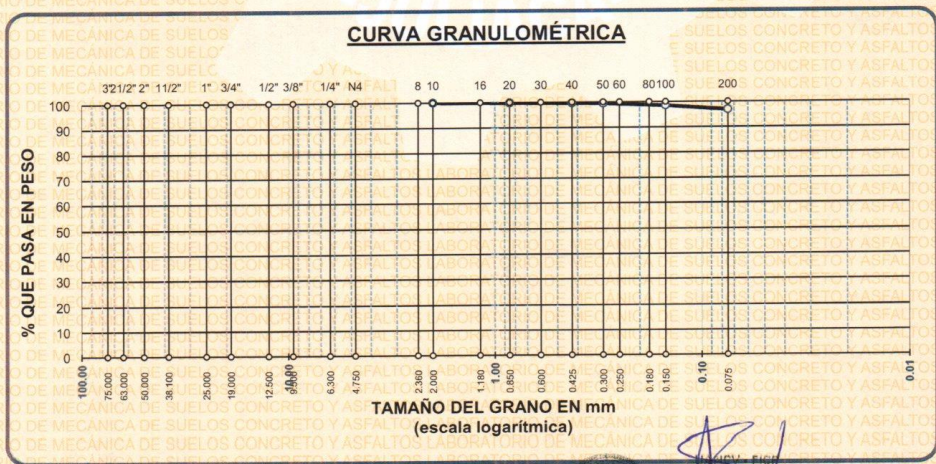
UBICACIÓN : Jr. MANUEL PRADO CON Jr. MARIANO PANDIA

MUESTRA : SPT N° 01 MUESTRA N°02 COORD. (19 L 0378639, UTM: 8285927)

PROFUNDIDAD : 1.05 - 3.00 mt NF. 1.50 mt

FECHA : 11 DE OCTUBRE DEL 2018

| TAMICES ASTM | ABERTURA mm | PESO RETENIDO | %RETENIDO PARCIAL | %RETENIDO ACUMULADO | % QUE PASA | ESPECIF. | TAMAÑO MÁXIMO: DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA |
|------------------|-------------|---------------|-------------------|---------------------|------------|----------|--|
| 3" | 75.000 | | | | | | P.I.= 200.00 |
| 2 1/2" | 63.000 | | | | | | P.L.= 6.30 |
| 2" | 50.000 | | | | | | P.P.= 193.70 |
| 1 1/2" | 38.100 | | | | | | % w = 38.47 |
| 1" | 25.000 | | | | | | LIMITES DE CONSISTENCIA: |
| 3/4" | 19.000 | | | | | | L.L.= 50.20 |
| 1/2" | 12.500 | | | | | | L.P.= 24.30 |
| 3/8" | 9.500 | | | | | | I.P.= 25.90 |
| 1/4" | 6.300 | | | | | | CARACT. GRANULOMÉTRICAS: |
| No4 | 4.750 | | | | | | D10= ---- Cu= ---- |
| No8 | 2.360 | | | | | | D30= ---- Cc= ---- |
| No10 | 2.000 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 100.00 | | D60= ---- |
| No16 | 1.180 | | | | | | CLASIFICACIÓN: |
| No20 | 0.850 | 0.29 | 0.15 | 0.15 | 99.86 | | I.G. = : |
| No30 | 0.600 | | | | | | SUCS : CH |
| No40 | 0.425 | 0.40 | 0.20 | 0.35 | 99.66 | | ASSTHO : |
| No 50 | 0.300 | 0.32 | 0.16 | 0.51 | 99.50 | | OBSERVACIONES: |
| No60 | 0.250 | | | | | | |
| No80 | 0.180 | | | | | | |
| No100 | 0.150 | 1.87 | 0.94 | 1.44 | 98.56 | | |
| No200 | 0.075 | 3.42 | 1.71 | 3.15 | 96.85 | | |
| BASE | | 193.70 | 96.85 | 100.00 | 0.00 | | |
| TOTAL | | 200.00 | 100.00 | | | | |
| % PERDIDA | | | 96.85 | | | | |



Ing. Liliana Barrantes Quiroz
 CIP: 106700

BN° : 05-0124545



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
 FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS



TESIS

"INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EL COMPORTAMIENTO DE VIVIENDAS APORTICADAS

SOLICITANTE

CON ZAPATAS AISLADAS EN LA CIUDAD DE JULIACA"
 : BACH. LILIANA, GOMEZ CATACTORA
 : BACH. FRANKLIN HEYDRICH, ARACA LLANOS

UBICACIÓN

: Jr. MANUEL PRADO CON Jr. MARIANO PANDIA

MUESTRA

: SPT N° 01 MUESTRA N°02 COORD. (19 L 0378639, UTM: 8285927)

PROFUNDIDAD

: 1.05 - 3.00 mt

FECHA

: 11 DE OCTUBRE DEL 2018

NF. 1.50 mt

**CONTENIDO DE HUMEDAD
 ASTM - D - 2216 - MTC - E 108**

| | | |
|----------------------|----|--------|
| SUELO HUMEDO + TARRO | gr | 149.68 |
| SUELO SECO + TARRO | gr | 118.42 |
| PESO DEL TARRO | gr | 37.17 |
| PESO DEL AGUA | gr | 31.26 |
| PESO DEL SUELO SECO | gr | 81.25 |
| HUMEDAD % | % | 38.47 |

**LÍMITE LIQUIDO - LÍMITE PLÁSTICO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD
 ASTM - D424 D-4318 AASHTO - T90**

LÍMITE LIQUIDO

| TARRO N° | | C | F |
|----------------------|----|-------|-------|
| SUELO HUMEDO + TARRO | gr | 30.46 | 29.13 |
| SUELO SECO + TARRO | gr | 26.10 | 25.72 |
| PESO DEL TARRO | gr | 17.30 | 18.83 |
| PESO DEL AGUA | gr | 4.36 | 3.41 |
| PESO DEL SUELO SECO | gr | 8.80 | 6.89 |
| HUMEDAD % | % | 49.55 | 49.49 |
| N° DE GOLPES | | 28 | 28 |

LÍMITE PLÁSTICO

| G | H |
|-------|-------|
| 12.97 | 11.91 |
| 12.10 | 11.04 |
| 8.50 | 7.48 |
| 0.87 | 0.87 |
| 3.60 | 3.56 |
| 24.17 | 24.44 |

LÍMITE LIQUIDO % : 50.20 LÍMITE PLÁSTICO % : 24.30

ÍNDICE PLÁSTICO % : 25.90

$LL = W_n * (N/25)^{0.121}$

Donde:

LL = Límite Líquido

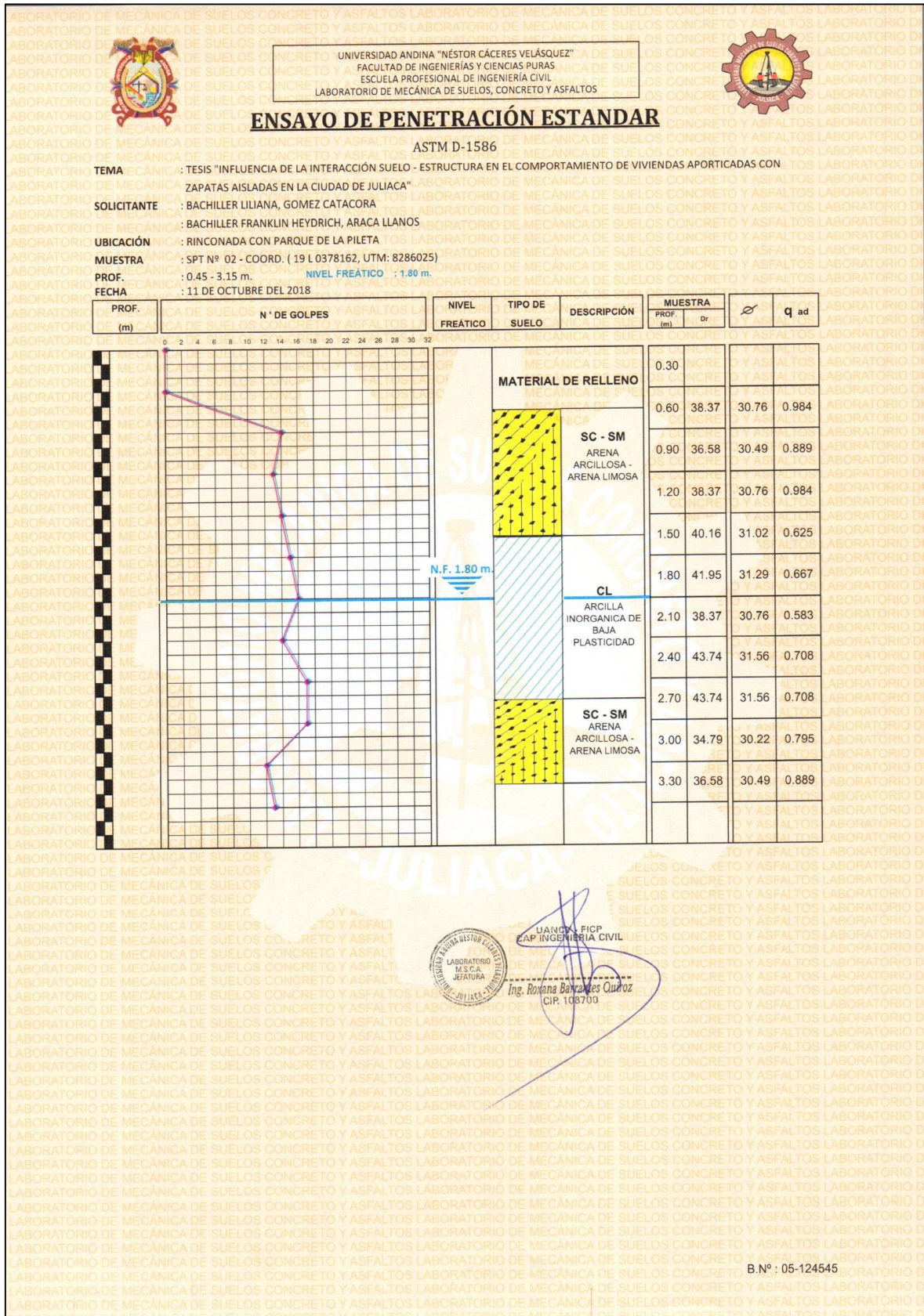
Wn = Contenido de Humedad Promedio (%)

N = Número de Golpes

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS
 LABORATORIO M.S.C.A. JEFATURA
 JULIACA - PERÚ
 UANCV - FICP
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
 Ing. Roxana Barrantes Quiroz
 CIP 108709

BN° : 05-0124545

ANEXO A - 2: ENSAYO DE SPT-02





UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
 FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)

ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACIÓN (D422 - D2216 - D4318 - D427 - D2487)

TESIS : "INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EL COMPORTAMIENTO DE VIVIENDAS APORTICADAS CON ZAPATAS AISLADAS EN LA CIUDAD DE JULIACA"

SOLICITANTE : BACH. LILIANA, GOMEZ CATACORA

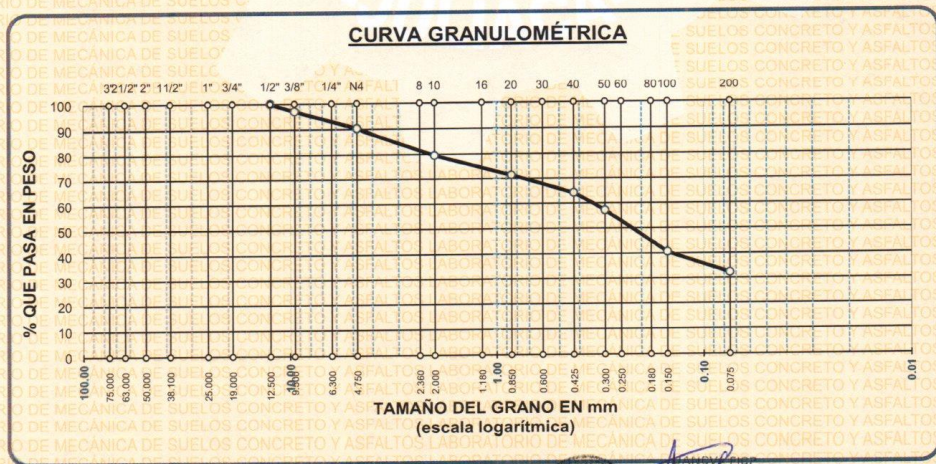
UBICACIÓN : BACH. FRANKLIN HEYDRICH, ARACA LLANOS

MUESTRA : RINCÓNADA CON PARQUE DE LA PILETA

PROFUNDIDAD : SPT N° 02 MUESTRA N°01 COORD. (19 L 0378162, UTM: 8286025) NF. 1.80 mt

FECHA : 11 DE OCTUBRE DEL 2018

| TAMICES ASTM | ABERTURA mm | PESO RETENIDO | %RETENIDO PARCIAL | %RETENIDO ACUMULADO | % QUE PASA | ESPECIF. | TAMAÑO MÁXIMO: DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA |
|--------------|-------------|---------------|-------------------|---------------------|------------|----------|--|
| 3" | 75.000 | | | | | | P.I.= 300.00 |
| 2 1/2" | 63.000 | | | | | | P.L.= 203.46 |
| 2" | 50.000 | | | | | | P.P.= 96.54 |
| 1 1/2" | 38.100 | | | | | | %w= 4.84 |
| 1" | 25.000 | | | | | | LIMITES DE CONSISTENCIA: |
| 3/4" | 19.000 | | | | | | L.L.= 20.63 |
| 1/2" | 12.500 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 100.00 | | L.P.= 16.53 |
| 3/8" | 9.500 | 8.78 | 2.93 | 2.93 | 97.07 | | I.P.= 4.10 |
| 1/4" | 6.300 | | | | | | CARACT. GRANULOMÉTRICAS: |
| No4 | 4.750 | 20.24 | 6.75 | 9.67 | 90.33 | | D10= ---- Cu= ---- |
| No8 | 2.360 | | | | | | D30= ---- Cc= ---- |
| No10 | 2.000 | 32.60 | 10.87 | 20.54 | 79.46 | | D60= 0.35 |
| No16 | 1.180 | | | | | | CLASIFICACIÓN: |
| No20 | 0.850 | 24.30 | 8.10 | 28.64 | 71.36 | | I.G. = : |
| No30 | 0.600 | | | | | | SUCS : SC - SM |
| No40 | 0.425 | 21.76 | 7.25 | 35.89 | 64.11 | | ASSTHO : : |
| No 50 | 0.300 | 21.00 | 7.00 | 42.89 | 57.11 | | OBSERVACIONES: |
| No60 | 0.250 | | | | | | |
| No80 | 0.180 | | | | | | |
| No100 | 0.150 | 49.94 | 16.65 | 59.54 | 40.46 | | |
| No200 | 0.075 | 24.84 | 8.28 | 67.82 | 32.18 | | |
| BASE | | 96.54 | 32.18 | 100.00 | 0.00 | | |
| TOTAL | | 300.00 | 100.00 | | | | |
| % PERDIDA | | | 32.18 | | | | |



LABORATORIO M.S.C.A. JEFATURA
 Ing. Roxane Barrante Quiroz
 CIP. 109160

BN° : 05-0124545



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
 FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS



TESIS : "INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EL COMPORTAMIENTO DE VIVIENDAS APORTICADAS CON ZAPATAS AISLADAS EN LA CIUDAD DE JULIACA"
SOLICITANTE : BACH. LILIANA, GOMEZ CATACTORA
 : BACH. FRANKLIN HEYDRICH, ARACA LLANOS
UBICACIÓN : RINCONADA CON PARQUE DE LA PILETA
MUESTRA : SPT N° 02 MUESTRA N°01 COORD. (19 L 0378162, UTM: 8286025)
PROFUNDIDAD : 0.45 - 1.35 mt **NF. 1.80 mt**
FECHA : 11 DE OCTUBRE DEL 2018

**CONTENIDO DE HUMEDAD
 ASTM - D - 2216 - MTC - E 108**

| | | |
|----------------------|----|--------|
| SUELO HUMEDO + TARRO | gr | 167.88 |
| SUELO SECO + TARRO | gr | 161.94 |
| PESO DEL TARRO | gr | 39.31 |
| PESO DEL AGUA | gr | 5.94 |
| PESO DEL SUELO SECO | gr | 122.63 |
| HUMEDAD % | % | 4.84 |

**LÍMITE LIQUIDO - LÍMITE PLÁSTICO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD
 ASTM - D424 D-4318 AASHTO - T90**

| LÍMITE LÍQUIDO | | | | LÍMITE PLÁSTICO | |
|----------------------------|----|--------------|----------------------------|-----------------|-------|
| TARRO N° | | G | H | D | L |
| SUELO HUMEDO + TARRO | gr | 33.41 | 36.20 | 12.57 | 11.98 |
| SUELO SECO + TARRO | gr | 31.08 | 33.64 | 12.01 | 11.36 |
| PESO DEL TARRO | gr | 19.54 | 20.95 | 8.63 | 7.60 |
| PESO DEL AGUA | gr | 2.33 | 2.56 | 0.56 | 0.62 |
| PESO DEL SUELO SECO | gr | 11.54 | 12.69 | 3.38 | 3.76 |
| HUMEDAD % | % | 20.19 | 20.17 | 16.57 | 16.49 |
| N° DE GOLPES | | 30 | 30 | | |
| LÍMITE LÍQUIDO % : | | 20.63 | LÍMITE PLÁSTICO % : | 16.53 | |
| ÍNDICE PLÁSTICO % : | | 04.10 | | | |

$LL = W_n * (N/25)^{0.121}$
 Donde:
 LL = Límite Líquido
 Wn = Contenido de Humedad Promedio (%)
 N = Número de Golpes

UANCY - FIGP
 C.A. INGENIERÍA CIVIL

 Ing. Mayana Barrantes Oñoro
 CIR. 108720

BNº : 05-0124545



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
 FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)

ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACIÓN (D422 - D2216 - D4318 - D427 - D2487)

TESIS : "INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EL COMPORTAMIENTO DE VIVIENDAS APORTICADAS CON ZAPATAS AISLADAS EN LA CIUDAD DE JULIACA"

SOLICITANTE : BACH. LILIANA, GÓMEZ CATACTORA
 : BACH. FRANKLIN HEYDRICH, ARACA LLANOS

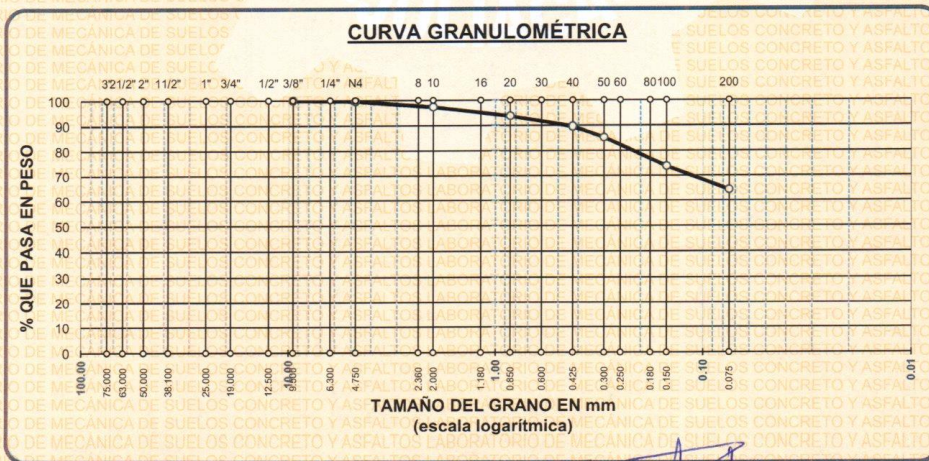
UBICACIÓN : RINCONADA CON PARQUE DE LA PILETA

MUESTRA : SPT N° 02 MUESTRA N°02 COORD. (19 L 0378162, UTM: 8286025)

PROFUNDIDAD : 1.35 - 2.55 mt NF. 1.80 mt

FECHA : 11 DE OCTUBRE DEL 2018

| TAMICES ASTM | ABERTURA mm | PESO RETENIDO | %RETENIDO PARCIAL | %RETENIDO ACUMULADO | % QUE PASA | ESPECIF. | TAMAÑO MÁXIMO: DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA |
|------------------|-------------|---------------|-------------------|---------------------|------------|----------|--|
| 3" | 75.000 | | | | | | P.I.= 300.00 |
| 2 1/2" | 63.000 | | | | | | P.L.= 107.42 |
| 2" | 50.000 | | | | | | P.P.= 192.58 |
| 1 1/2" | 38.100 | | | | | | % w = 18.20 |
| 1" | 25.000 | | | | | | LIMITES DE CONSISTENCIA: |
| 3/4" | 19.000 | | | | | | L.L.= 30.93 |
| 1/2" | 12.500 | | | | | | L.P.= 17.87 |
| 3/8" | 9.500 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 100.00 | | I.P.= 13.06 |
| 1/4" | 6.300 | | | | | | CARACT. GRANULOMÉTRICAS: |
| No4 | 4.750 | 1.00 | 0.33 | 0.33 | 99.67 | | D10= ---- Cu= ---- |
| No8 | 2.360 | | | | | | D30= ---- Cc= ---- |
| No10 | 2.000 | 6.72 | 2.24 | 2.57 | 97.43 | | D60= ---- |
| No16 | 1.180 | | | | | | CLASIFICACIÓN: |
| No20 | 0.850 | 11.12 | 3.71 | 6.28 | 93.72 | | I.G. = : |
| No30 | 0.600 | | | | | | SUCS : CL |
| No40 | 0.425 | 12.44 | 4.15 | 10.43 | 89.57 | | ASSTHO : |
| No 50 | 0.300 | 13.24 | 4.41 | 14.84 | 85.16 | | OBSERVACIONES: |
| No60 | 0.250 | | | | | | |
| No80 | 0.180 | | | | | | |
| No100 | 0.150 | 34.36 | 11.45 | 26.29 | 73.71 | | |
| No200 | 0.075 | 28.54 | 9.51 | 35.81 | 64.19 | | |
| BASE | | 192.58 | 64.19 | 100.00 | 0.00 | | |
| TOTAL | | 300.00 | 100.00 | | | | |
| % PERDIDA | | | 64.19 | | | | |



INGENIERÍA CIVIL
 Ing. Roxana Barrantes Quinz
 CIP. 108700

BN° : 05-0124545



UNIVERSIDAD ANDINA "NESTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
 FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS



TESIS : "INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EL COMPORTAMIENTO DE VIVIENDAS APORTICADAS CON ZAPATAS AISLADAS EN LA CIUDAD DE JULIACA"

SOLICITANTE : BACH. LILIANA, GOMEZ CATACORA

UBICACIÓN : BACH. FRANKLIN HEYDRICH, ARACA LLANOS

MUESTRA : RINCONADA CON PARQUE DE LA PILETA

PROFUNDIDAD : SPT N° 02 MUESTRA N°02 COORD. (19 L 0378162, UTM: 8266025)

FECHA : 1.35 - 2.55 mt NF: 1.80 mt
 : 11 DE OCTUBRE DEL 2018

**CONTENIDO DE HUMEDAD
 ASTM - D - 2216 - MTC - E 108**

| | | |
|----------------------|----|--------|
| SUELO HUMEDO + TARRO | gr | 168.58 |
| SUELO SECO + TARRO | gr | 148.85 |
| PESO DEL TARRO | gr | 40.45 |
| PESO DEL AGUA | gr | 19.73 |
| PESO DEL SUELO SECO | gr | 108.40 |
| HUMEDAD % | % | 18.20 |

**LÍMITE LÍQUIDO - LÍMITE PLÁSTICO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD
 ASTM - D424 D-4318 AASHTO - T90**

| LÍMITE LÍQUIDO | | | LÍMITE PLÁSTICO | | |
|----------------------|----|-------|-----------------|-------|-------|
| TARRO N° | | I | J | I | J |
| SUELO HUMEDO + TARRO | gr | 28.82 | 29.14 | 14.37 | 14.16 |
| SUELO SECO + TARRO | gr | 26.08 | 26.44 | 13.44 | 13.28 |
| PESO DEL TARRO | gr | 17.33 | 17.87 | 8.22 | 8.37 |
| PESO DEL AGUA | gr | 2.74 | 2.70 | 0.93 | 0.88 |
| PESO DEL SUELO SECO | gr | 8.75 | 8.57 | 5.22 | 4.91 |
| HUMEDAD % | % | 31.31 | 31.51 | 17.82 | 17.92 |
| N° DE GOLPES | | 22 | 22 | | |

LÍMITE LÍQUIDO % : 30.93 LÍMITE PLÁSTICO % : 17.87

ÍNDICE PLÁSTICO % : 13.06

$LL = W_n * (N/25)^{0.121}$
 Donde:
 LL = Límite Líquido
 Wn = Contenido de Humedad Promedio (%)
 N = Número de Golpes

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS
 U.A.P.C.V. - FICP
 CAP. INGENIERÍA CIVIL
 JEFE DE LABORATORIO
 Ing. Roxana Barrantes Quiroz
 CIP. 108700

BN° : 05-0124545



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
 FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)

ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACIÓN (D422 - D2216 - D4318 - D427 - D2487)

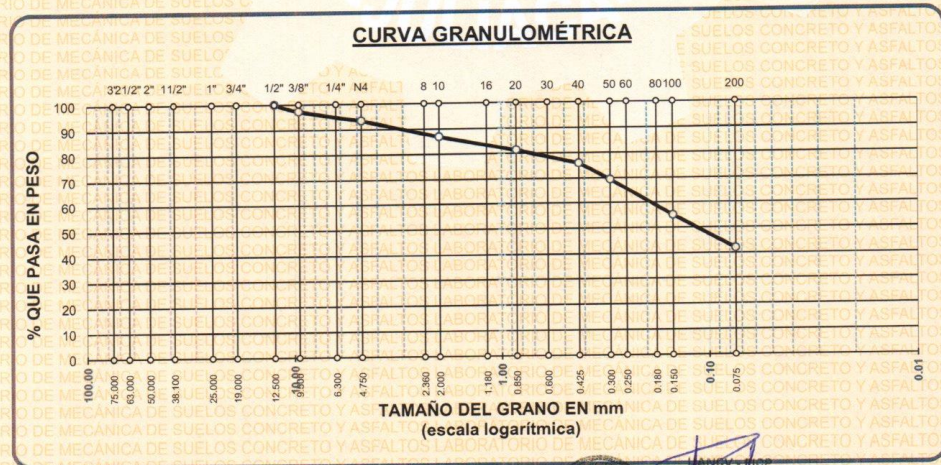
TESIS : "INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EL COMPORTAMIENTO DE VIVIENDAS APORTICADAS CON ZAPATAS AISLADAS EN LA CIUDAD DE JULIACA"

SOLICITANTE : BACH. LILIANA, GOMEZ CATACORA
 UBICACIÓN : BACH. FRANKLIN HEYDRICH, ARACA LLANOS
 RINCONADA CON PARQUE DE LA PILETA

MUESTRA : SPT N° 02 MUESTRA N°03 COORD. (19 L 0378162, UTM: 8286025)
 PROFUNDIDAD : 2.55 - 3.15 mt NF. 1.80 mt

FECHA : 11 DE OCTUBRE DEL 2018

| TAMICES ASTM | ABERTURA mm | PESO RETENIDO | %RETENIDO PARCIAL | %RETENIDO ACUMULADO | % QUE PASA | ESPECIF. | TAMAÑO MAXIMO: DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA |
|--------------|-------------|---------------|-------------------|---------------------|------------|----------|--|
| 3" | 75.000 | | | | | | P.I.= 300.00 |
| 2 1/2" | 63.000 | | | | | | P.L.= 174.18 |
| 2" | 50.000 | | | | | | P.P.= 125.82 |
| 1 1/2" | 38.100 | | | | | | % W = 20.82 |
| 1" | 25.000 | | | | | | LIMITES DE CONSISTENCIA: |
| 3/4" | 19.000 | | | | | | L.L.= 20.99 |
| 1/2" | 12.500 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 100.00 | | L.P.= 16.71 |
| 3/8" | 9.500 | 8.15 | 2.72 | 2.72 | 97.28 | | I.P.= 4.27 |
| 1/4" | 6.300 | | | | | | CARACT. GRANULOMÉTRICAS: |
| No4 | 4.750 | 11.40 | 3.80 | 6.52 | 93.48 | | D10= ---- Cu= ---- |
| No8 | 2.360 | | | | | | D30= ---- Cc= ---- |
| No10 | 2.000 | 19.91 | 6.64 | 13.15 | 86.85 | | D60= 0.20 |
| No16 | 1.180 | | | | | | CLASIFICACIÓN: |
| No20 | 0.850 | 16.72 | 5.57 | 18.73 | 81.27 | | I.G. = : |
| No30 | 0.600 | | | | | | SUCS : SC - SM |
| No40 | 0.425 | 16.07 | 5.36 | 24.08 | 75.92 | | ASSTHO : : |
| No 50 | 0.300 | 19.81 | 6.60 | 30.69 | 69.31 | | OBSERVACIONES: |
| No60 | 0.250 | | | | | | |
| No80 | 0.180 | | | | | | |
| No100 | 0.150 | 43.24 | 14.41 | 45.10 | 54.90 | | |
| No200 | 0.075 | 38.88 | 12.96 | 58.06 | 41.94 | | |
| BASE | | 125.82 | 41.94 | 100.00 | 0.00 | | |
| TOTAL | | 300.00 | 100.00 | | | | |
| % PERDIDA | | | 41.94 | | | | |



INGENIERÍA CIVIL

Ing. Liliana Barrantes Quiroz
 CIF: 108700

BN° : 05-0124545



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
 FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS



TESIS

"INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EL COMPORTAMIENTO DE VIVIENDAS APORTICADAS CON ZAPATAS AISLADAS EN LA CIUDAD DE JULIACA"

SOLICITANTE

: BACH. LILIANA, GOMEZ CATACORA

UBICACIÓN

: BACH. FRANKLIN HEYDRICH, ARACA LLANOS

MUESTRA

: RINCONADA CON PARQUE DE LA PILETA
 : SPT N° 02 MUESTRA N°03 COORD. (19 L 0378162, UTM: 8286025) NF. 1.80 mt

PROFUNDIDAD

: 2.55 - 3.15 mt

FECHA

: 11 DE OCTUBRE DEL 2018

**CONTENIDO DE HUMEDAD
 ASTM - D - 2216 - MTC - E 108**

| | | |
|----------------------|----|--------|
| SUELO HUMEDO + TARRO | gr | 196.72 |
| SUELO SECO + TARRO | gr | 169.65 |
| PESO DEL TARRO | gr | 39.65 |
| PESO DEL AGUA | gr | 27.07 |
| PESO DEL SUELO SECO | gr | 130.00 |
| HUMEDAD % | % | 20.82 |

**LÍMITE LÍQUIDO - LÍMITE PLÁSTICO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD
 ASTM - D424 D-4318 AASHTO - T90**

| LÍMITE LÍQUIDO | | | |
|----------------------|----|-------|-------|
| TARRO N° | P | S | |
| SUELO HUMEDO + TARRO | gr | 35.25 | 36.61 |
| SUELO SECO + TARRO | gr | 32.11 | 33.48 |
| PESO DEL TARRO | gr | 17.49 | 18.85 |
| PESO DEL AGUA | gr | 3.14 | 3.13 |
| PESO DEL SUELO SECO | gr | 14.62 | 14.63 |
| HUMEDAD % | % | 21.48 | 21.39 |
| N° DE GOLPES | | 21 | 21 |

| LÍMITE PLÁSTICO | |
|-----------------|-------|
| C-2 | R-2 |
| 14.25 | 14.13 |
| 13.46 | 13.29 |
| 8.69 | 8.31 |
| 0.79 | 0.84 |
| 4.77 | 4.98 |
| 16.56 | 16.87 |

LÍMITE LÍQUIDO % : 20.99 LÍMITE PLÁSTICO % : 16.71

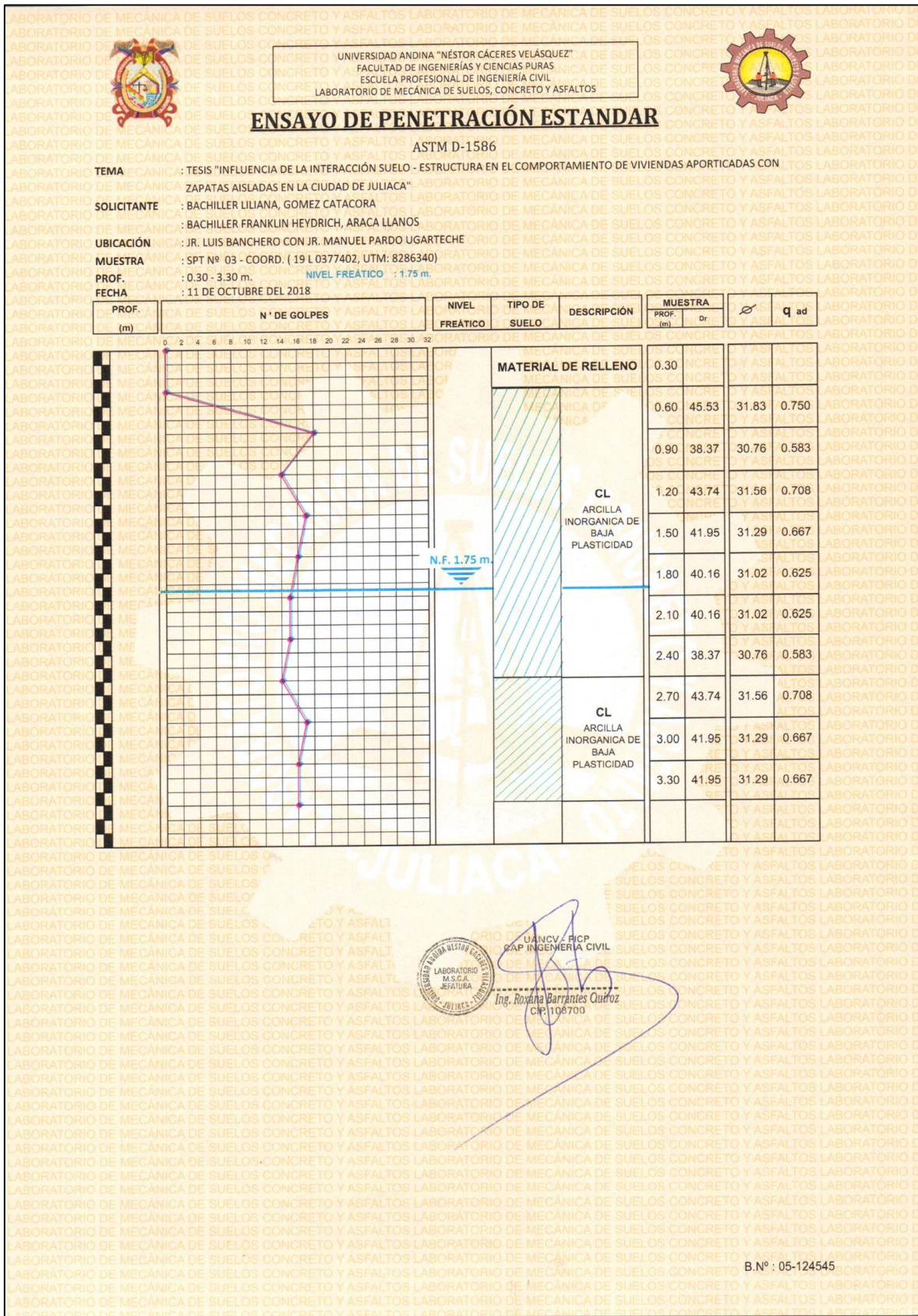
ÍNDICE PLÁSTICO % : 04.27

$LL = W_n * (N/25)^{0.121}$
 Donde:
 LL = Límite Líquido
 W_n = Contenido de Humedad Promedio (%)
 N = Número de Golpes

LABORATORIO M.S.C.A. JEFATURA
 JULIACA - PERÚ
 Roxana Barrantes Oñero
 CIP. 100700

BN# : 05-0124545

ANEXO A - 3: ENSAYO DE SPT-03





UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
 FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)

ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACIÓN (D422 - D2216 - D4318 - D427 - D2487)

TESIS : "INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EL COMPORTAMIENTO DE VIVIENDAS APORTICADAS CON ZAPATAS AISLADAS EN LA CIUDAD DE JULIACA"

SOLICITANTE : BACH. LILIANA, GOMEZ CATACORA

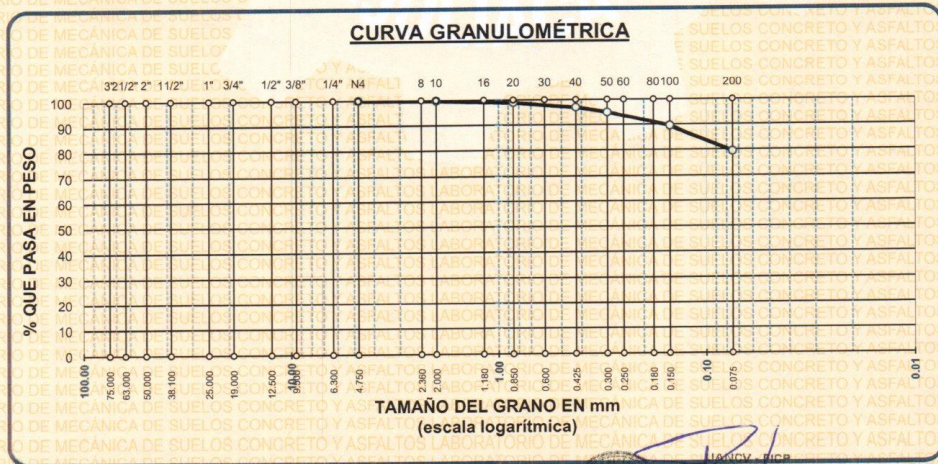
UBICACIÓN : BACH. FRANKLIN HEYDRICH, ARACA LLANOS

MUESTRA : Jr. LUIS BANCHERO CON Jr. MANUEL PARDO UGARTECHE

PROFUNDIDAD : SPT N° 03 MUESTRA N°01 COORD. (19 L 0377402, UTM: 8286340)
 : 0.30 - 2.40 mt **NF. 1.75 mt**

FECHA : 11 DE OCTUBRE DEL 2018

| TAMICES ASTM | ABERTURA mm | PESO RETENIDO | %RETENIDO PARCIAL | %RETENIDO ACUMULADO | % QUE PASA | ESPECIF. | TAMAÑO MÁXIMO: DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA |
|------------------|-------------|---------------|-------------------|---------------------|------------|----------|--|
| 3" | 75.000 | | | | | | P.I.= 200.00 |
| 2 1/2" | 63.000 | | | | | | P.L.= 41.43 |
| 2" | 50.000 | | | | | | P.P.= 158.57 |
| 1 1/2" | 38.100 | | | | | | % w = 27.82 |
| 1" | 25.000 | | | | | | LIMITES DE CONSISTENCIA: |
| 3/4" | 19.000 | | | | | | L.L.= 36.94 |
| 1/2" | 12.500 | | | | | | L.P.= 21.85 |
| 3/8" | 9.500 | | | | | | I.P.= 15.09 |
| 1/4" | 6.300 | | | | | | CARACT. GRANULOMÉTRICAS: |
| No4 | 4.750 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 100.00 | | D10= ---- Cu= ---- |
| No8 | 2.360 | | | | | | D30= ---- Cc= ---- |
| No10 | 2.000 | 0.40 | 0.20 | 0.20 | 99.80 | | D60= ---- |
| No16 | 1.180 | | | | | | CLASIFICACIÓN: |
| No20 | 0.850 | 1.80 | 0.90 | 1.10 | 98.90 | | I.G. = : |
| No30 | 0.600 | | | | | | SUCS : CL |
| No40 | 0.425 | 3.99 | 2.00 | 3.10 | 96.91 | | ASSTHO : CL |
| No50 | 0.300 | 3.97 | 1.99 | 5.08 | 94.92 | | OBSERVACIONES: |
| No60 | 0.250 | | | | | | |
| No80 | 0.180 | | | | | | |
| No100 | 0.150 | 10.90 | 5.45 | 10.53 | 89.47 | | |
| No200 | 0.075 | 20.37 | 10.19 | 20.72 | 79.29 | | |
| BASE | | 158.57 | 79.29 | 100.00 | 0.00 | | |
| TOTAL | | 200.00 | 100.00 | | | | |
| % PERDIDA | | | 79.29 | | | | |



LABORATORIO M.S.C.A. JERUTURA

Ing. Roxana Barrantes Quiroz
 CIP: 108700

BNº : 05-0124545



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
 FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS



TESIS : "INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EL COMPORTAMIENTO DE VIVIENDAS APORTICADAS CON ZAPATAS AISLADAS EN LA CIUDAD DE JULIACA"

SOLICITANTE : BACH. LILIANA, GOMEZ CATAACORA
 : BACH. FRANKLIN HEYDRICH, ARACA LLANOS

UBICACIÓN : Jr. LUIS BANCHERO CON Jr. MANUEL PARDO UGARTECHE

MUESTRA : SPT N° 03 MUESTRA N°01 COORD. (19 L 0377402, UTM: 8286340) **NF. 1.75 mt**

PROFUNDIDAD : 0.30 - 2.40 mt

FECHA : 11 DE OCTUBRE DEL 2018

**CONTENIDO DE HUMEDAD
 ASTM - D - 2216 - MTC - E 108**

| | | |
|----------------------|----|--------|
| SUELO HUMEDO + TARRO | gr | 187.43 |
| SUELO SECO + TARRO | gr | 155.33 |
| PESO DEL TARRO | gr | 39.94 |
| PESO DEL AGUA | gr | 32.10 |
| PESO DEL SUELO SECO | gr | 115.39 |
| HUMEDAD % | % | 27.82 |

**LÍMITE LÍQUIDO - LÍMITE PLÁSTICO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD
 ASTM - D424 D-4318 AASHTO - T90**

| LÍMITE LÍQUIDO | | | | LÍMITE PLÁSTICO | |
|----------------------|----|-------|-------|-----------------|-------|
| TARRO N° | | M | N | D | L |
| SUELO HUMEDO + TARRO | gr | 36.73 | 35.10 | 13.36 | 12.07 |
| SUELO SECO + TARRO | gr | 31.79 | 30.66 | 12.51 | 11.27 |
| PESO DEL TARRO | gr | 18.71 | 18.88 | 8.63 | 7.60 |
| PESO DEL AGUA | gr | 4.94 | 4.44 | 0.85 | 0.80 |
| PESO DEL SUELO SECO | gr | 13.08 | 11.78 | 3.88 | 3.67 |
| HUMEDAD % | % | 37.77 | 37.69 | 21.91 | 21.80 |
| N° DE GOLPES | | 21 | 21 | | |

LÍMITE LÍQUIDO % : 36.94 LÍMITE PLÁSTICO % : 21.85

ÍNDICE PLÁSTICO % : 15.09

$LL = W_n * (N/25)^{0.121}$
 Donde:
 LL = Límite Líquido
 Wn = Contenido de Humedad Promedio (%)
 N = Número de Golpes

LABORATORIO M.S.C.A. JEATURÁ
 JULIACA - PERÚ
 UANCV - FICP
 C.A. INGENIERÍA CIVIL
 Ing. Liliana Barrantes Quiroz
 CIP. 108709

BN° : 05-0124545



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
 FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)

ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACIÓN (D422 - D2216 - D4318 - D427 - D2487)

TESIS : "INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EL COMPORTAMIENTO DE VIVIENDAS APORTICADAS CON ZAPATAS AISLADAS EN LA CIUDAD DE JULIACA"

SOLICITANTE : BACH. LILIANA, GOMEZ CATACORA

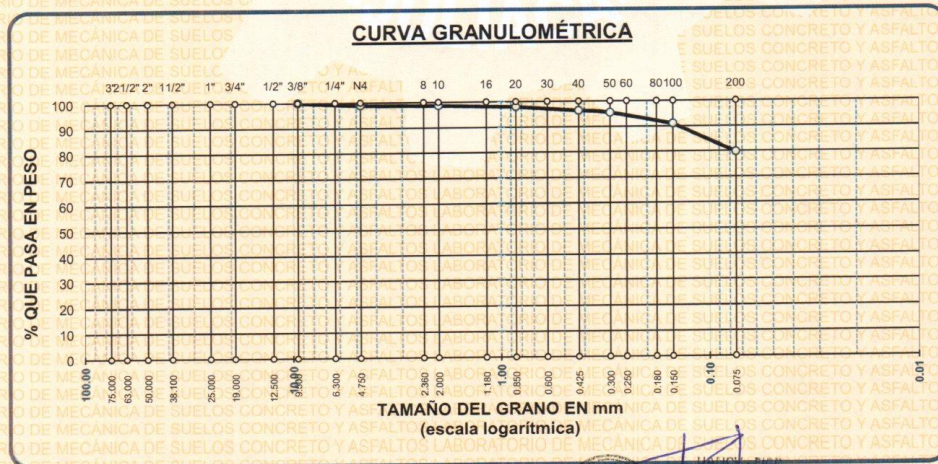
UBICACIÓN : BACH. FRANKLIN HEYDRICH, ARACA LLANOS

MUESTRA : Jr. LUIS BANCHERO CON Jr. MANUEL PARDO UGARTECHE

PROFUNDIDAD : SPT N° 03 MUESTRA N°02 COORD. (19 L 0377402, UTM: 8286340) NF. 1.75 mt

FECHA : 11 DE OCTUBRE DEL 2018

| TAMICES ASTM | ABERTURA mm | PESO RETENIDO | %RETENIDO PARCIAL | %RETENIDO ACUMULADO | % QUE PASA | ESPECIF. | TAMAÑO MÁXIMO: DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA |
|------------------|-------------|---------------|-------------------|---------------------|------------|----------|--|
| 3" | 75.000 | | | | | | P.I.= 200.00 |
| 2 1/2" | 63.000 | | | | | | P.L.= 40.66 |
| 2" | 50.000 | | | | | | P.P.= 159.34 |
| 1 1/2" | 38.100 | | | | | | % w = 36.83 |
| 1" | 25.000 | | | | | | LIMITES DE CONSISTENCIA: |
| 3/4" | 19.000 | | | | | | L.L.= 32.14 |
| 1/2" | 12.500 | | | | | | L.P.= 20.82 |
| 3/8" | 9.500 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 100.00 | | I.P.= 11.33 |
| 1/4" | 6.300 | | | | | | CARACT. GRANULOMÉTRICAS: |
| No4 | 4.750 | 2.22 | 1.11 | 1.11 | 98.89 | | D10= ---- Cu= ---- |
| No8 | 2.360 | | | | | | D30= ---- Cc= ---- |
| No10 | 2.000 | 0.38 | 0.19 | 1.30 | 98.70 | | D60= ---- |
| No16 | 1.180 | | | | | | CLASIFICACIÓN: |
| No20 | 0.850 | 1.52 | 0.76 | 2.06 | 97.94 | | I.G. = : |
| No30 | 0.600 | | | | | | SUCS : CL |
| No40 | 0.425 | 3.23 | 1.62 | 3.68 | 96.33 | | ASSTHO : CL |
| No 50 | 0.300 | 1.75 | 0.88 | 4.55 | 95.45 | | OBSERVACIONES: |
| No60 | 0.250 | | | | | | |
| No80 | 0.180 | | | | | | |
| No100 | 0.150 | 8.92 | 4.46 | 9.01 | 90.99 | | |
| No200 | 0.075 | 22.64 | 11.32 | 20.33 | 79.67 | | |
| BASE | | 159.34 | 79.67 | 100.00 | 0.00 | | |
| TOTAL | | 200.00 | 100.00 | | | | |
| % PERDIDA | | | 79.67 | | | | |



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS

Ing. Roxana Barrantes Quiroz
 CIP. 106700

BNº : 05-0124545



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
 FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS



TESIS

"INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EL COMPORTAMIENTO DE VIVIENDAS APORTICADAS CON ZAPATAS AISLADAS EN LA CIUDAD DE JULIACA"

SOLICITANTE

: BACH. LILIANA, GOMEZ CATACTORA

UBICACIÓN

: Jr. LUIS BANCHERO CON Jr. MANUEL PARDO UGARTECHE

MUESTRA

: SPT N° 03 MUESTRA N°02 COORD. (19 L 0377402, UTM: 8286340)

PROFUNDIDAD

: 2.40 - 3.30 mt

FECHA

: 11 DE OCTUBRE DEL 2018

**CONTENIDO DE HUMEDAD
 ASTM - D - 2216 - MTC - E 108**

| | | |
|----------------------|----|--------|
| SUELO HUMEDO + TARRO | gr | 190.94 |
| SUELO SECO + TARRO | gr | 149.67 |
| PESO DEL TARRO | gr | 37.62 |
| PESO DEL AGUA | gr | 41.27 |
| PESO DEL SUELO SECO | gr | 112.05 |
| HUMEDAD % | % | 36.83 |

**LÍMITE LÍQUIDO - LÍMITE PLÁSTICO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD
 ASTM - D424 D-4318 AASHTO - T90**

LÍMITE LÍQUIDO

| TARRO N° | | L | LL |
|----------------------|----|-------|-------|
| SUELO HUMEDO + TARRO | gr | 33.16 | 34.90 |
| SUELO SECO + TARRO | gr | 29.60 | 31.04 |
| PESO DEL TARRO | gr | 18.41 | 18.93 |
| PESO DEL AGUA | gr | 3.56 | 3.86 |
| PESO DEL SUELO SECO | gr | 11.19 | 12.11 |
| HUMEDAD % | % | 31.81 | 31.87 |
| N° DE GOLPES | | 27 | 27 |

LÍMITE PLÁSTICO

| 16 | P |
|-------|-------|
| 10.15 | 13.09 |
| 9.47 | 12.39 |
| 6.22 | 9.01 |
| 0.68 | 0.70 |
| 3.25 | 3.38 |
| 20.92 | 20.71 |

LÍMITE LÍQUIDO % : 32.14 LÍMITE PLÁSTICO % : 20.82

ÍNDICE PLÁSTICO % : 11.33

$LL = W_n * (N/25)^{0.121}$

Donde:

LL = Límite Líquido

Wn = Contenido de Humedad Promedio (%)

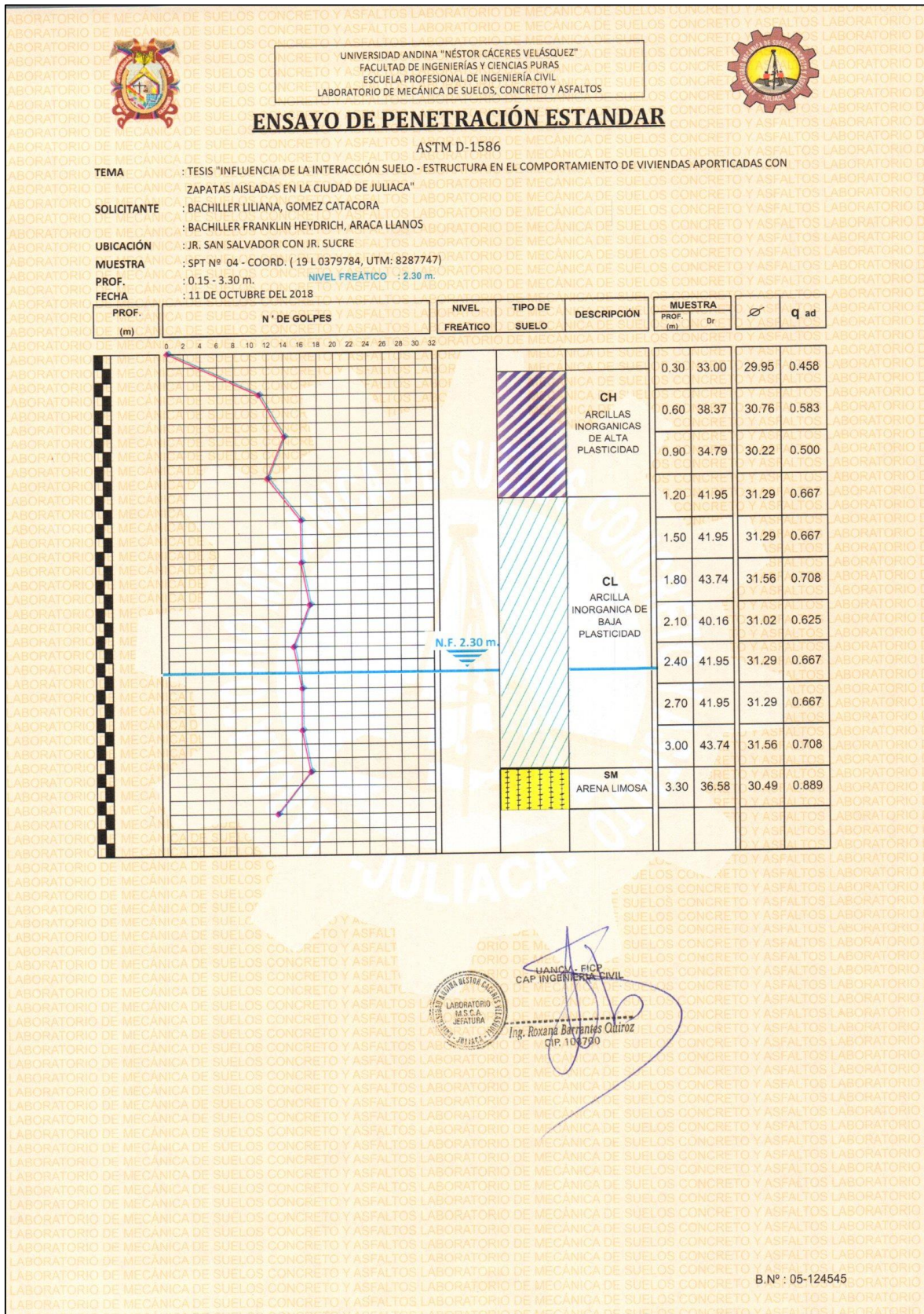
N = Número de Golpes



JANCY - FIGP
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
 Ing. Roxana Barrantes Quiroz
 CIF. 108700

BN° : 05-0124545

ANEXO A - 4: ENSAYO DE SPT-04





UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
 FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)

ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACIÓN (D422 - D2216 - D4318 - D427 - D2487)

TESIS : "INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EL COMPORTAMIENTO DE VIVIENDAS APORTICADAS CON ZAPATAS AISLADAS EN LA CIUDAD DE JULIACA"

SOLICITANTE : BACH. LILIANA, GOMEZ CATACORA

UBICACIÓN : BACH. FRANKLIN HEYDRICH, ARACA LLANOS

MUESTRA : Jr. SAN SALVADOR CON JR. SUCRE

PROFUNDIDAD : SPT N° 04 MUESTRA N°01 COORD. (19 L 0379784, UTM: 8287747)
NF. 2.30 mt

FECHA : 11 DE OCTUBRE DEL 2018

| TAMICES ASTM | ABERTURA mm | PESO RETENIDO | %RETENIDO PARCIAL | %RETENIDO ACUMULADO | % QUE PASA | ESPECIF. |
|------------------|-------------|---------------|-------------------|---------------------|------------|----------|
| 3" | 75.000 | | | | | |
| 2 1/2" | 63.000 | | | | | |
| 2" | 50.000 | | | | | |
| 1 1/2" | 38.100 | | | | | |
| 1" | 25.000 | | | | | |
| 3/4" | 19.000 | | | | | |
| 1/2" | 12.500 | | | | | |
| 3/8" | 9.500 | | | | | |
| 1/4" | 6.300 | | | | | |
| No4 | 4.750 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 100.00 | |
| No8 | 2.360 | | | | | |
| No10 | 2.000 | 0.78 | 0.39 | 0.39 | 99.61 | |
| No16 | 1.180 | | | | | |
| No20 | 0.850 | 0.90 | 0.45 | 0.84 | 99.16 | |
| No30 | 0.600 | | | | | |
| No40 | 0.425 | 1.36 | 0.68 | 1.52 | 98.48 | |
| No 50 | 0.300 | 1.32 | 0.66 | 2.18 | 97.82 | |
| No60 | 0.250 | | | | | |
| No80 | 0.180 | | | | | |
| No100 | 0.150 | 4.48 | 2.24 | 4.42 | 95.58 | |
| No200 | 0.075 | 8.60 | 4.30 | 8.72 | 91.28 | |
| BASE | | 182.56 | 91.28 | 100.00 | 0.00 | |
| TOTAL | | 200.00 | 100.00 | | | |
| % PERDIDA | | | 91.28 | | | |

TAMAÑO MÁXIMO:
 DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA
 P.I.= 200.00
 P.L.= 17.44
 P.P.= 182.56
 % w = 26.36

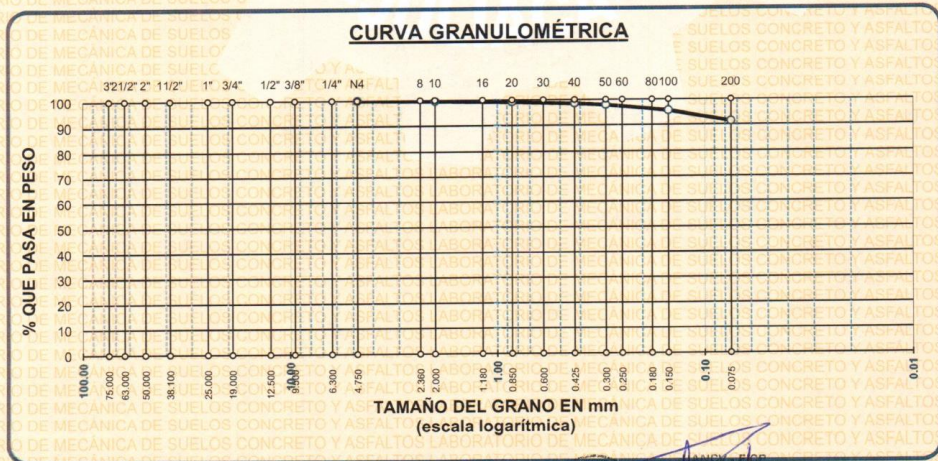
LIMITES DE CONSISTENCIA:
 L.L.= 59.20
 L.P.= 24.23
 I.P.= 34.97

CARACT. GRANULOMÉTRICAS:
 D10= ---- Cu= ----
 D30= ---- Cc= ----
 D60= ----

CLASIFICACIÓN:
 I.G. = :

SUCS : CH
ASSTHO : RETO Y ASFALTOS

OBSERVACIONES:



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS
 JEFATURA
 Inga. Roxana Barrantes Quiroz
 CIP: 108700

BNº : 05-0124545



UNIVERSIDAD ANDINA "NESTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
 FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS



TESIS

"INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EL COMPORTAMIENTO DE VIVIENDAS APORTICADAS

SOLICITANTE

CON ZAPATAS AISLADAS EN LA CIUDAD DE JULIACA

: BACH. LILIANA, GOMEZ CATACTORA

: BACH. FRANKLIN HEYDRICH, ARACA LLANOS

UBICACIÓN

: Jr. SAN SALVADOR CON Jr. SUCRE

MUESTRA

: SPT N° 04 MUESTRA N°01 COORD. (19 L 0379784, UTM: 8287747)

PROFUNDIDAD

: 0.15 - 1.05 mt

NF. 2.30 mt

FECHA

: 11 DE OCTUBRE DEL 2018

**CONTENIDO DE HUMEDAD
 ASTM - D - 2216 - MTC - E 108**

| | | |
|----------------------|----|--------|
| SUELO HUMEDO + TARRO | gr | 165.88 |
| SUELO SECO + TARRO | gr | 139.57 |
| PESO DEL TARRO | gr | 39.77 |
| PESO DEL AGUA | gr | 26.31 |
| PESO DEL SUELO SECO | gr | 99.80 |
| HUMEDAD % | % | 26.36 |

**LÍMITE LIQUIDO - LÍMITE PLÁSTICO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD
 ASTM - D424 D-4318 AASHTO - T90**

LÍMITE LIQUIDO

| TARRO N° | | R | N |
|----------------------|----|-------|-------|
| SUELO HUMEDO + TARRO | gr | 33.35 | 34.62 |
| SUELO SECO + TARRO | gr | 27.70 | 28.85 |
| PESO DEL TARRO | gr | 18.10 | 19.16 |
| PESO DEL AGUA | gr | 5.65 | 5.77 |
| PESO DEL SUELO SECO | gr | 9.60 | 9.69 |
| HUMEDAD % | % | 58.85 | 59.55 |
| N° DE GOLPES | | 25 | 25 |

LÍMITE PLÁSTICO

| H | G |
|-------|-------|
| 11.69 | 13.16 |
| 10.87 | 12.25 |
| 7.48 | 8.50 |
| 0.82 | 0.91 |
| 3.39 | 3.75 |
| 24.19 | 24.27 |

LÍMITE LIQUIDO % : 59.20 LÍMITE PLÁSTICO % : 24.23

ÍNDICE PLÁSTICO % : 34.97

$LL = W_n * (N/25)^{0.121}$
 Donde:
 LL = Límite Líquido
 Wn = Contenido de Humedad Promedio (%)
 N = Número de Golpes



Ing. Roxana Barrantes Quiroz
 C.I.P. 108700

BN° : 05-0124545



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
 FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)

ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACIÓN (D422 - D2216 - D4318 - D427 - D2487)

TESIS : "INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EL COMPORTAMIENTO DE VIVIENDAS APORTICADAS CON ZAPATAS AISLADAS EN LA CIUDAD DE JULIACA"

SOLICITANTE : BACH. LILIANA, GOMEZ CATACORA

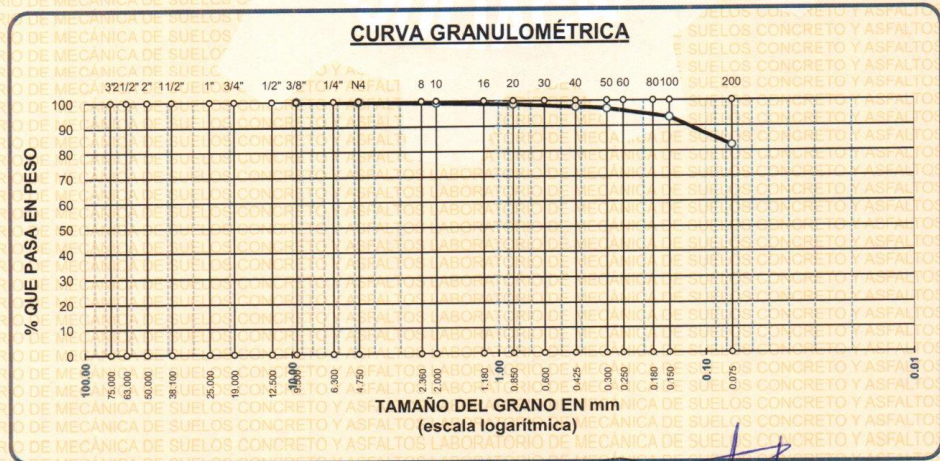
UBICACIÓN : BACH. FRANKLIN HEYDRICH, ARACA LLANOS

MUESTRA : Jr. SAN SALVADOR CON Jr. SUCRE

PROFUNDIDAD : SPT N° 04 MUESTRA N°02 COORD. (19 L 0379784, UTM: 8287747)
 : 1.05 - 3.00 mt NF. 2.30 mt

FECHA : 11 DE OCTUBRE DEL 2018

| TAMICES ASTM | ABERTURA mm | PESO RETENIDO | %RETENIDO PARCIAL | %RETENIDO ACUMULADO | % QUE PASA | ESPECIF. | TAMAÑO MÁXIMO: DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA |
|------------------|-------------|---------------|-------------------|---------------------|------------|----------|--|
| 3" | 75.000 | | | | | | P.I.= 400.00 |
| 2 1/2" | 63.000 | | | | | | P.L.= 71.12 |
| 2" | 50.000 | | | | | | P.P.= 328.88 |
| 1 1/2" | 38.100 | | | | | | % W = 33.70 |
| 1" | 25.000 | | | | | | LIMITES DE CONSISTENCIA: |
| 3/4" | 19.000 | | | | | | L.L.= 36.77 |
| 1/2" | 12.500 | | | | | | L.P.= 21.16 |
| 3/8" | 9.500 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 100.00 | | I.P.= 15.61 |
| 1/4" | 6.300 | | | | | | CARACT. GRANULOMÉTRICAS: |
| No4 | 4.750 | 1.20 | 0.30 | 0.30 | 99.70 | | D10= ---- Cu= ---- |
| No8 | 2.360 | | | | | | D30= ---- Cc= ---- |
| No10 | 2.000 | 2.07 | 0.52 | 0.82 | 99.18 | | D60= ---- |
| No16 | 1.180 | | | | | | CLASIFICACIÓN: |
| No20 | 0.850 | 2.45 | 0.61 | 1.43 | 98.57 | | I.G. = : |
| No30 | 0.600 | | | | | | SUCS : CL |
| No40 | 0.425 | 4.27 | 1.07 | 2.50 | 97.50 | | ASSTHO : ET |
| No50 | 0.300 | 2.87 | 0.72 | 3.22 | 96.79 | | OBSERVACIONES: |
| No60 | 0.250 | | | | | | |
| No80 | 0.180 | | | | | | |
| No100 | 0.150 | 13.59 | 3.40 | 6.61 | 93.39 | | |
| No200 | 0.075 | 44.67 | 11.17 | 17.78 | 82.22 | | |
| BASE | | 328.88 | 82.22 | 100.00 | 0.00 | | |
| TOTAL | | 400.00 | 100.00 | | | | |
| % PERDIDA | | | | | | | |



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Ing. Roxana Barrantes Quiroga
 CIP: 108700
 BN° : 05-0124545



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
 FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS



TESIS : "INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EL COMPORTAMIENTO DE VIVIENDAS APORTICADAS CON ZAPATAS AISLADAS EN LA CIUDAD DE JULIACA"

SOLICITANTE : BACH. LILIANA, GOMEZ CATACORA
 : BACH. FRANKLIN HEYDRICH, ARACA LLANOS

UBICACIÓN MUESTRA : Jr. SAN SALVADOR CON Jr. SUCRE

PROFUNDIDAD : SPT N° 04 MUESTRA N°02 COORD. (19 L. 0379784, UTM: 8287747)

FECHA : 1.05 - 3.00 mt **NF. 2.30 mt**
 : 11 DE OCTUBRE DEL 2018

**CONTENIDO DE HUMEDAD
 ASTM - D - 2216 - MTC - E 108**

| | | |
|----------------------|----|--------|
| SUELO HUMEDO + TARRO | gr | 197.69 |
| SUELO SECO + TARRO | gr | 157.95 |
| PESO DEL TARRO | gr | 40.04 |
| PESO DEL AGUA | gr | 39.74 |
| PESO DEL SUELO SECO | gr | 117.91 |
| HUMEDAD % | % | 33.70 |

**LÍMITE LÍQUIDO - LÍMITE PLÁSTICO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD
 ASTM - D424 D-4318 AASHTO - T90**

| LÍMITE LÍQUIDO | | | LÍMITE PLÁSTICO | |
|-------------------------|--------------|--------------------------|-----------------|-------|
| TARRO N° | A | F | K | Q |
| SUELO HUMEDO + TARRO | 37.09 | 35.45 | 11.91 | 11.85 |
| SUELO SECO + TARRO | 31.98 | 30.99 | 11.35 | 11.28 |
| PESO DEL TARRO | 18.12 | 18.83 | 8.72 | 8.57 |
| PESO DEL AGUA | 5.11 | 4.46 | 0.56 | 0.57 |
| PESO DEL SUELO SECO | 13.86 | 12.16 | 2.63 | 2.71 |
| HUMEDAD % | 36.87 | 36.68 | 21.29 | 21.03 |
| N° DE GOLPES | 25 | 25 | | |
| LÍMITE LÍQUIDO % | 36.77 | LÍMITE PLÁSTICO % | 21.16 | |

ÍNDICE PLÁSTICO % : 15.61

$LL = W_n * (N/25)^{0.121}$
 Donde:
 LL = Límite Líquido
 Wn = Contenido de Humedad Promedio (%)
 N = Número de Golpes



INGENIERÍA CIVIL
 Inga. Roxana Barrantes Quiroz
 CIP 108700

BN : 05-0124545



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
 FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)

ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACIÓN (D422 - D2216 - D4318 - D427 - D2487)

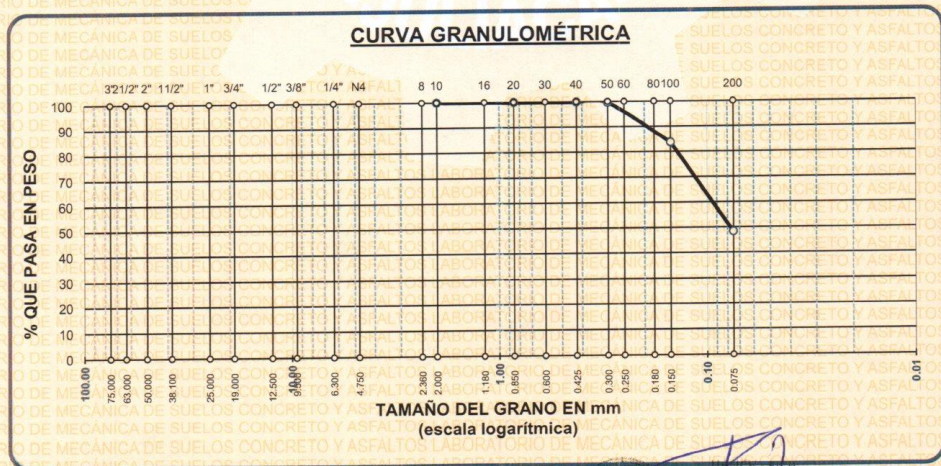
TESIS : "INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EL COMPORTAMIENTO DE VIVIENDAS APORTICADAS CON ZAPATAS AISLADAS EN LA CIUDAD DE JULIACA"

SOLICITANTE : BACH. LILIANA, GOMEZ CATACORA

UBICACIÓN MUESTRA PROFUNDIDAD : BACH. FRANKLIN HEYDRICH, ARACA LLANOS
 : Jr. SAN SALVADOR CON Jr. SUCRE
 : SPT N° 04 MUESTRA N°03 COORD. (19 L 0379784, UTM: 8287747)
 : 3.00 - 3.30 mt **NF. 2.30 mt**

FECHA : 11 DE OCTUBRE DEL 2018

| TAMICES ASTM | ABERTURA mm | PESO RETENIDO | %RETENIDO PARCIAL | %RETENIDO ACUMULADO | % QUE PASA PASA | ESPECIF. | TAMAÑO MÁXIMO: DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA |
|------------------|-------------|---------------|-------------------|---------------------|-----------------|----------|--|
| 3" | 75.000 | | | | | | P.I.= 120.00 |
| 2 1/2" | 63.000 | | | | | | P.L.= 62.04 |
| 2" | 50.000 | | | | | | P.P.= 57.96 |
| 1 1/2" | 38.100 | | | | | | % w = 27.33 |
| 1" | 25.000 | | | | | | LIMITES DE CONSISTENCIA: |
| 3/4" | 19.000 | | | | | | L.L.= 25.94 |
| 1/2" | 12.500 | | | | | | L.P.= NP |
| 3/8" | 9.500 | | | | | | I.P.= NP |
| 1/4" | 6.300 | | | | | | CARACT. GRANULOMÉTRICAS: |
| No4 | 4.750 | | | | | | D10= --- Cu= --- |
| No8 | 2.360 | | | | | | D30= --- Cc= --- |
| No10 | 2.000 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 100.00 | | D60= 0.10 |
| No16 | 1.180 | | | | | | CLASIFICACIÓN: |
| No20 | 0.850 | 0.15 | 0.13 | 0.13 | 99.88 | | I.G. = : |
| No30 | 0.600 | | | | | | SUCS : SM |
| No40 | 0.425 | 0.09 | 0.08 | 0.20 | 99.80 | | ASSTHO : |
| No50 | 0.300 | 0.27 | 0.23 | 0.43 | 99.58 | | OBSERVACIONES: |
| No60 | 0.250 | | | | | | |
| No80 | 0.180 | | | | | | |
| No100 | 0.150 | 19.14 | 15.95 | 16.38 | 83.63 | | |
| No200 | 0.075 | 42.39 | 35.33 | 51.70 | 48.30 | | |
| BASE | | 57.96 | 48.30 | 100.00 | 0.00 | | |
| TOTAL | | 120.00 | 100.00 | | | | |
| % PERDIDA | | 48.30 | | | | | |



LABORATORIO M.S.C.A. JEFATURA
 Ing. Roxana Barrantes Quiroz
 CIP. 108700

BN° : 05-0124545



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
 FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTOS



TESIS : "INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EL COMPORTAMIENTO DE VIVIENDAS APORTIGADAS CON ZAPATAS AISLADAS EN LA CIUDAD DE JULIACA"
SOLICITANTE : BACH. LILIANA, GOMEZ CATACORA
UBICACIÓN : BACH. FRANKLIN HEYDRICH, ARACA LLANOS
MUESTRA : Jr. SAN SALVADOR CON Jr. SUCRE
PROFUNDIDAD : SPT N° 04 MUESTRA N°03 COORD. (19 L 0379784, UTM: 8287747)
FECHA : 3.00 - 3.30 mt **NF. 2.30 mt**
 : 11 DE OCTUBRE DEL 2018

**CONTENIDO DE HUMEDAD
 ASTM - D - 2216 - MTC - E 108**

| | | |
|----------------------|----|--------|
| SUELO HUMEDO + TARRO | gr | 138.32 |
| SUELO SECO + TARRO | gr | 116.60 |
| PESO DEL TARRO | gr | 37.14 |
| PESO DEL AGUA | gr | 21.72 |
| PESO DEL SUELO SECO | gr | 79.46 |
| HUMEDAD % | % | 27.33 |

**LÍMITE LIQUIDO - LÍMITE PLÁSTICO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD
 ASTM - D424 D-4318 AASHTO - T90**

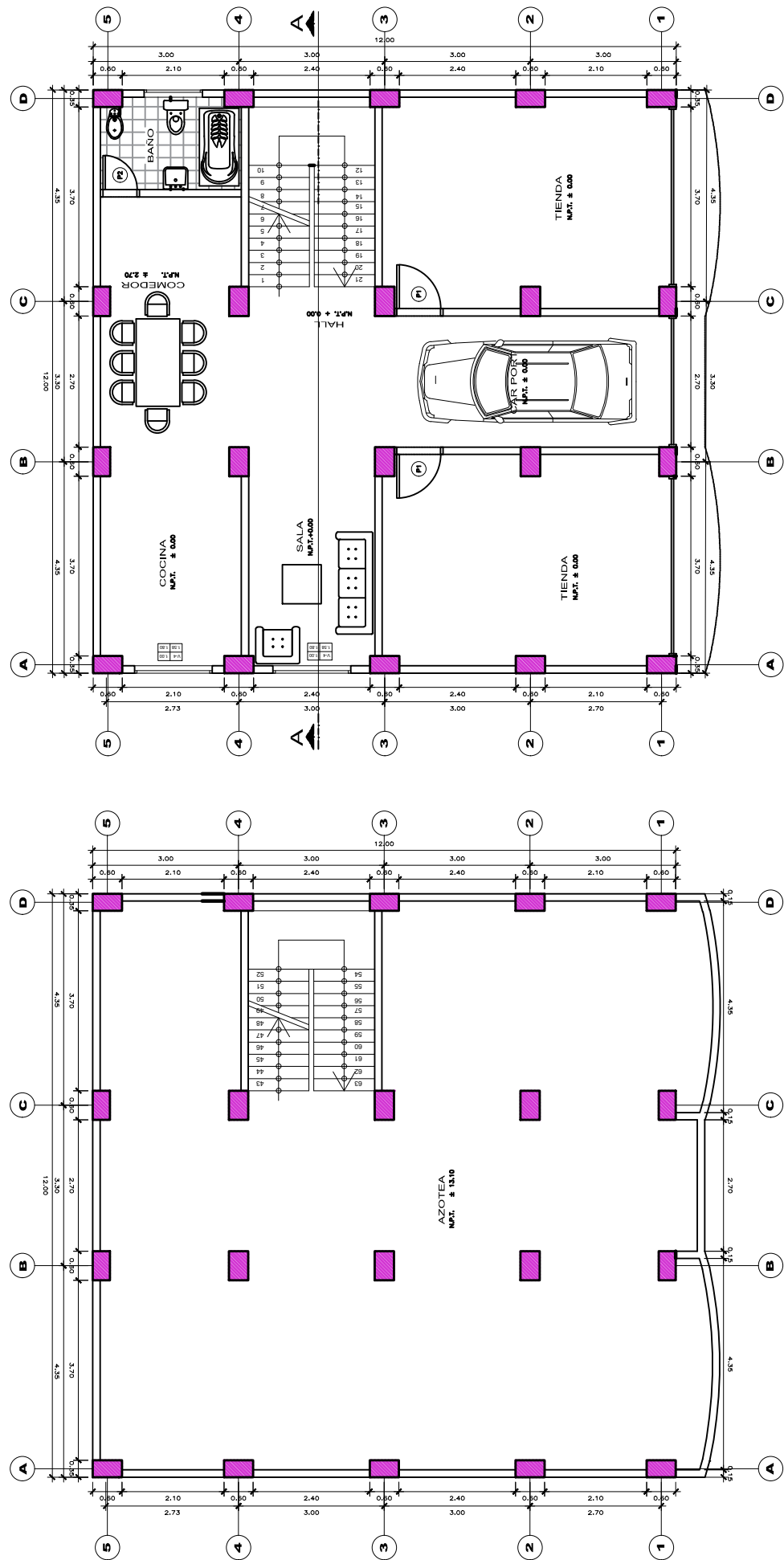
| LÍMITE LÍQUIDO | | | | LÍMITE PLÁSTICO | | | |
|--------------------------|----------|--------------|----------------------------|-----------------|--|--|--|
| TARRO N° | | 2 | 14 | | | | |
| SUELO HUMEDO + TARRO | gr | 45.52 | 44.03 | | | | |
| SUELO SECO + TARRO | gr | 42.22 | 41.08 | | | | |
| PESO DEL TARRO | gr | 30.34 | 30.50 | | | | |
| PESO DEL AGUA | gr | 3.30 | 2.95 | | | | |
| PESO DEL SUELO SECO | gr | 11.88 | 10.58 | | | | |
| HUMEDAD % | % | 27.78 | 27.88 | | | | |
| N° DE GOLPES | | 14 | 14 | | | | |
| LÍMITE LÍQUIDO % | : | 25.94 | LÍMITE PLÁSTICO % : | NP | | | |
| ÍNDICE PLÁSTICO % | : | NP | | | | | |

$LL = W_n * (N/25)^{0.121}$
 Donde:
 LL = Límite Líquido
 W_n = Contenido de Humedad Promedio (%)
 N = Número de Golpes

LABORATORIO M.S.C.A. JULIACA
 Ing. Rocío Barrantes Quiroz
 CIP: 166708

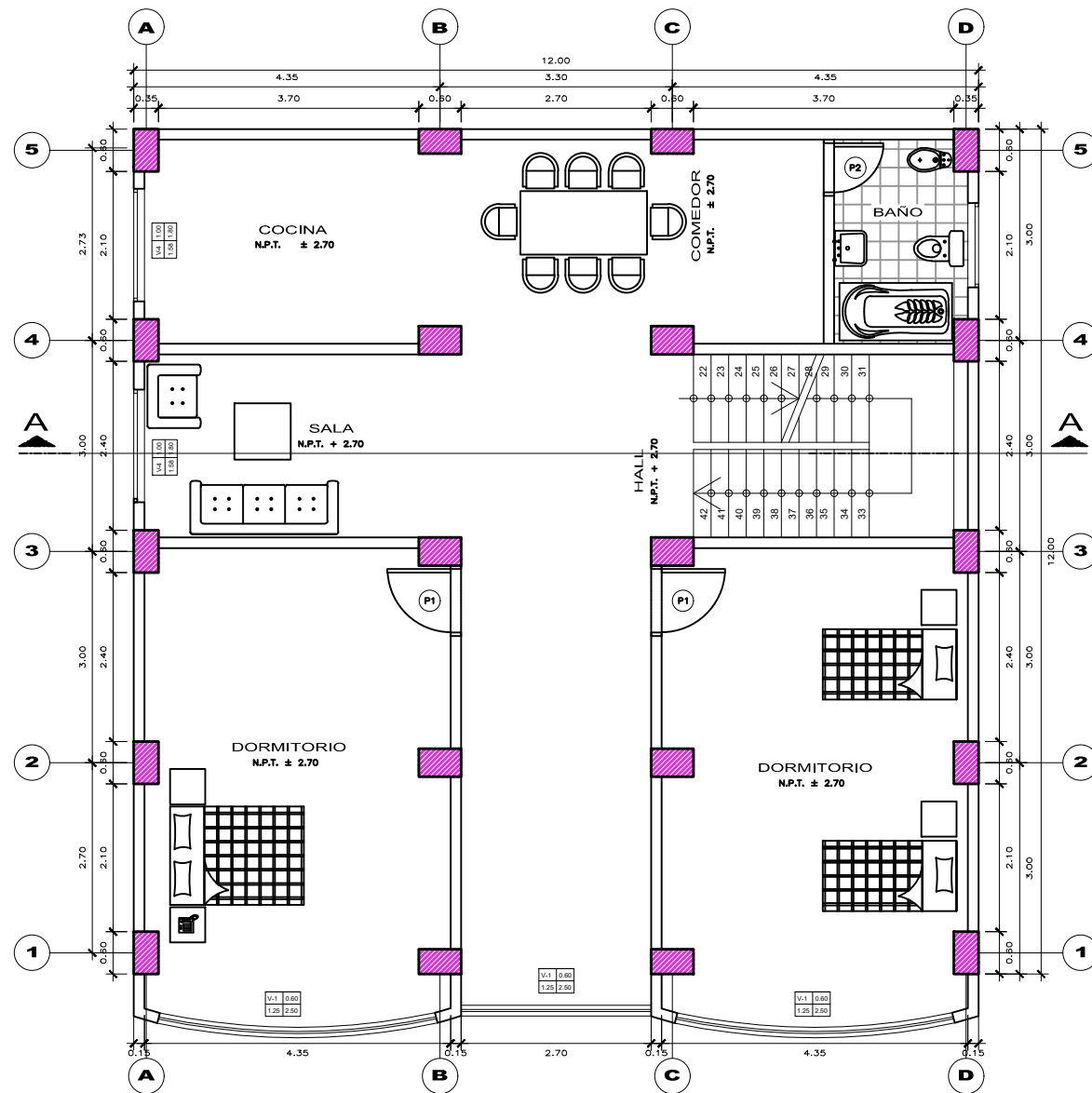
BN° : 05-0124545

**ANEXO B: PLANOS DE ARQUITECTURA Y CIMENTACIONES DE LOS
MODELOS ESTRUCTURALES.**



PLANTA 1° PISO
ESC. 1 / 125

PLANTA TIPICA DE AZOTEA
ESC. 1 / 125

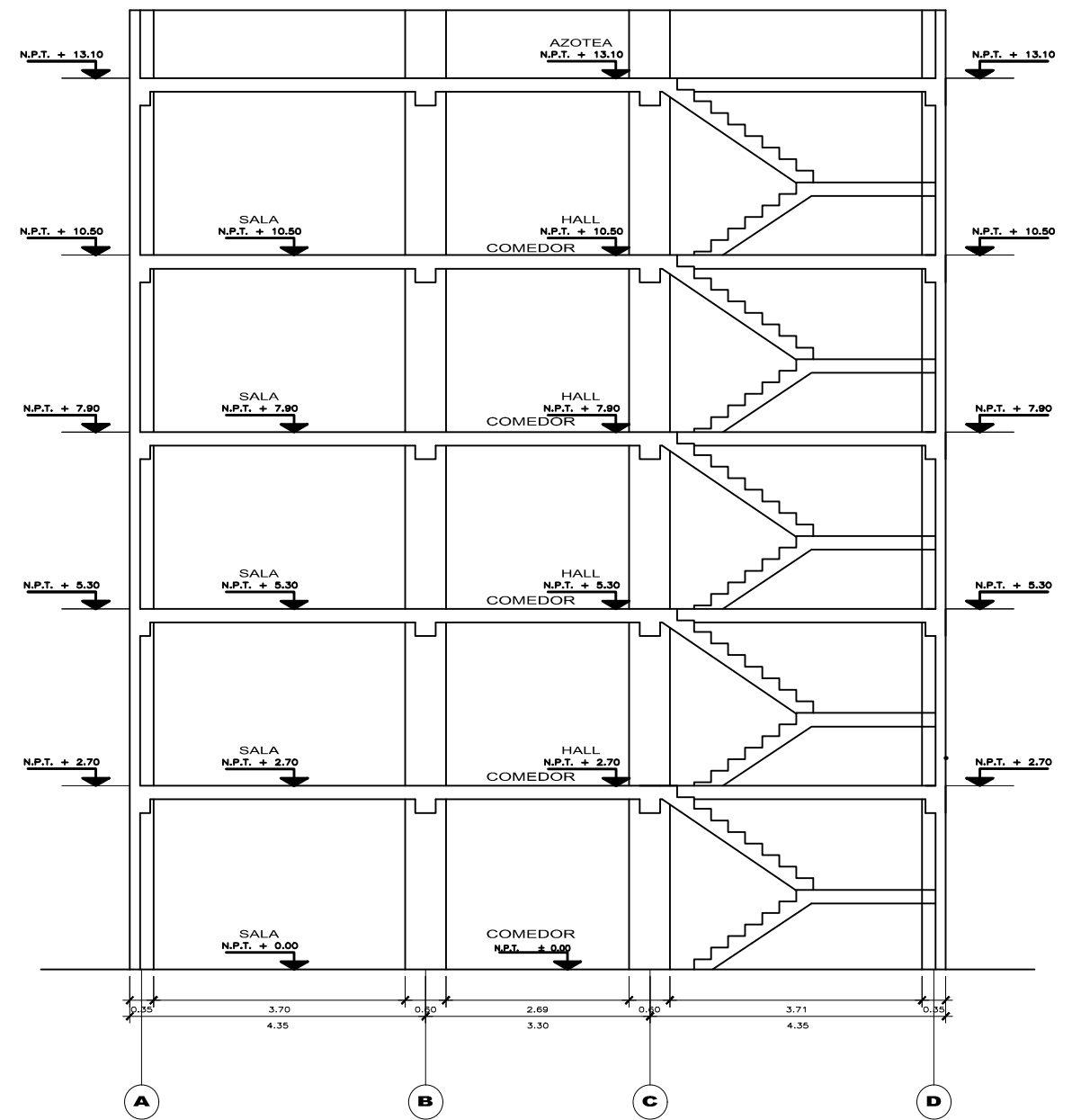


PLANTA 2° a 5° PISO
ESC. 1 / 100

| | | | |
|--|--|--|-----------------|
| PROPIETARIO: Srta. JENNY CONSUELO ACOSTA RIVERA | | DPTO.: PUNO | LAMINA: A-01 |
| ESPECIALIDAD: ARQUITECTURA | | PROV.: SAN ROMÁN | 4 DE 4 |
| DESCRIPCION: ARQUITECTURA PLANTA, CORTES ELEVACION | | DISEÑO: LILIANA GÓMEZ | |
| PROYECTO: VIVIENDA UNIFAMILIAR | | FECHA: OCTUBRE-2018 | |
| UBICACION: SPT-01 (CERRO COLORADO) SPT-02 (RINCONADA) SPT-03 (BARRIO CHÓFERES) SPT-04 (AV. SUCRE) | | ESCALA: 1 : 100 | |
| DISTRITO: JULIACA | | PROFESIONAL: FRANKLIN H. ARACA LLANOS LILIANA GÓMEZ CÁTICOTA | |

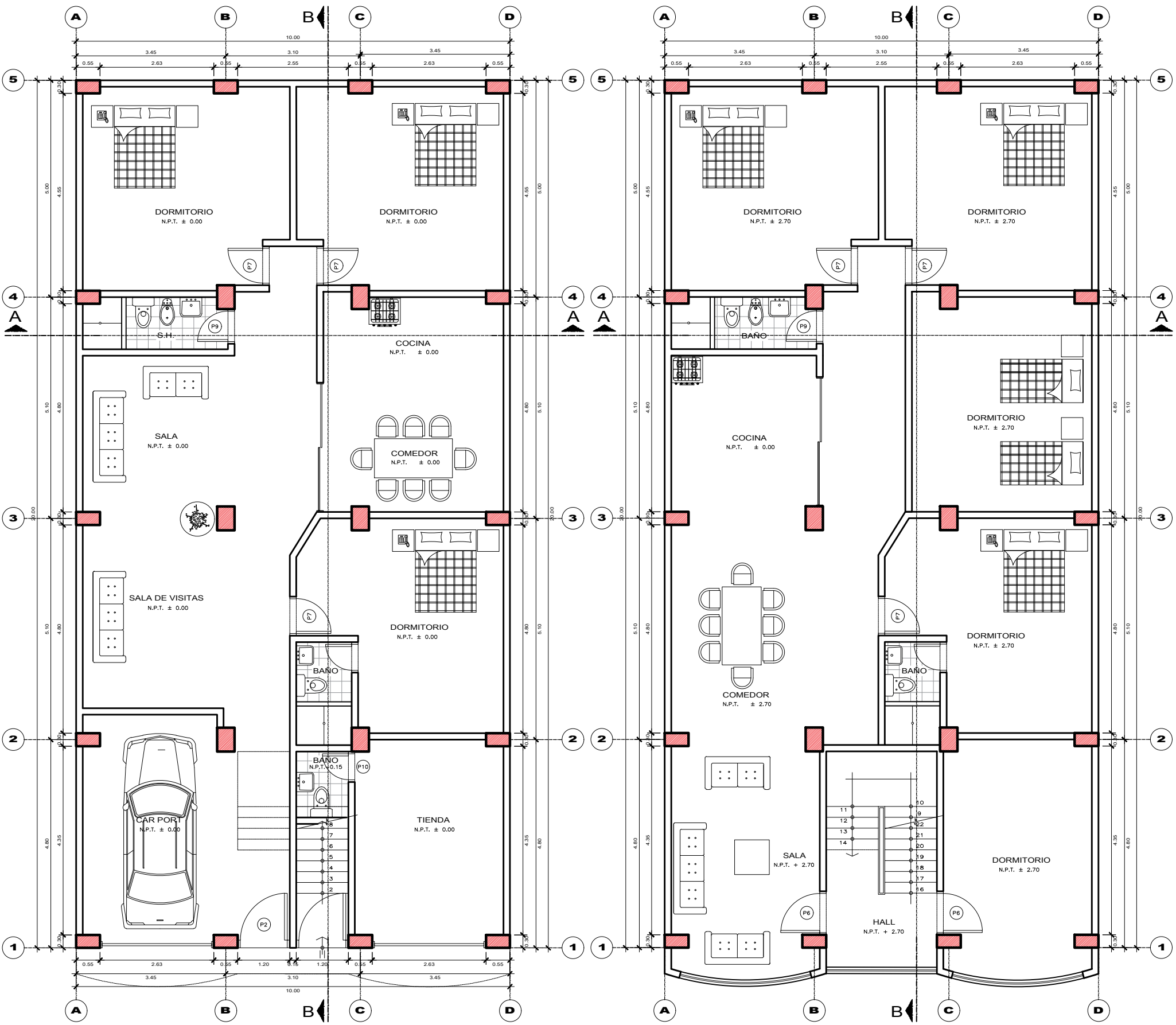


ELEVACION PRINCIPAL
ESC. 1 / 100



CORTE A - A
ESC. 1 / 100

| | | | | |
|--|---|--------------------------|---------------------|-----------------|
| PROPIETARIO: Srta. JENNY CONSUELO ACOSTA RIVERA | | DPTO.: PUNO | PROV.: SAN ROMÁN | LAMINA: A-02 |
| DISEÑO: | | DISEÑO: | | 4 DE 4 |
| ESPECIALIDAD: ARQUITECTURA | UBICACION: SPT-01 (CERRO COLORADO) SPT-02 (RINCONADA) SPT-03 (BARRIO CHÓFERES) SPT-04 (P. SUCRE) | DIBUJO: LILIANA GÓMEZ | ESCALA: 1 : 100 | |
| DESCRIPCION: ARQUITECTURA PLANTA, CORTES ELEVACION | DISTRITO: JULIACA | FECHA: OCTUBRE-2018 | | |
| PROYECTO: VIVIENDA UNIFAMILIAR | PROFESIONAL: FRANKLIN H. ARACA LLANOS LILIANA GÓMEZ CATACOTA | | | |



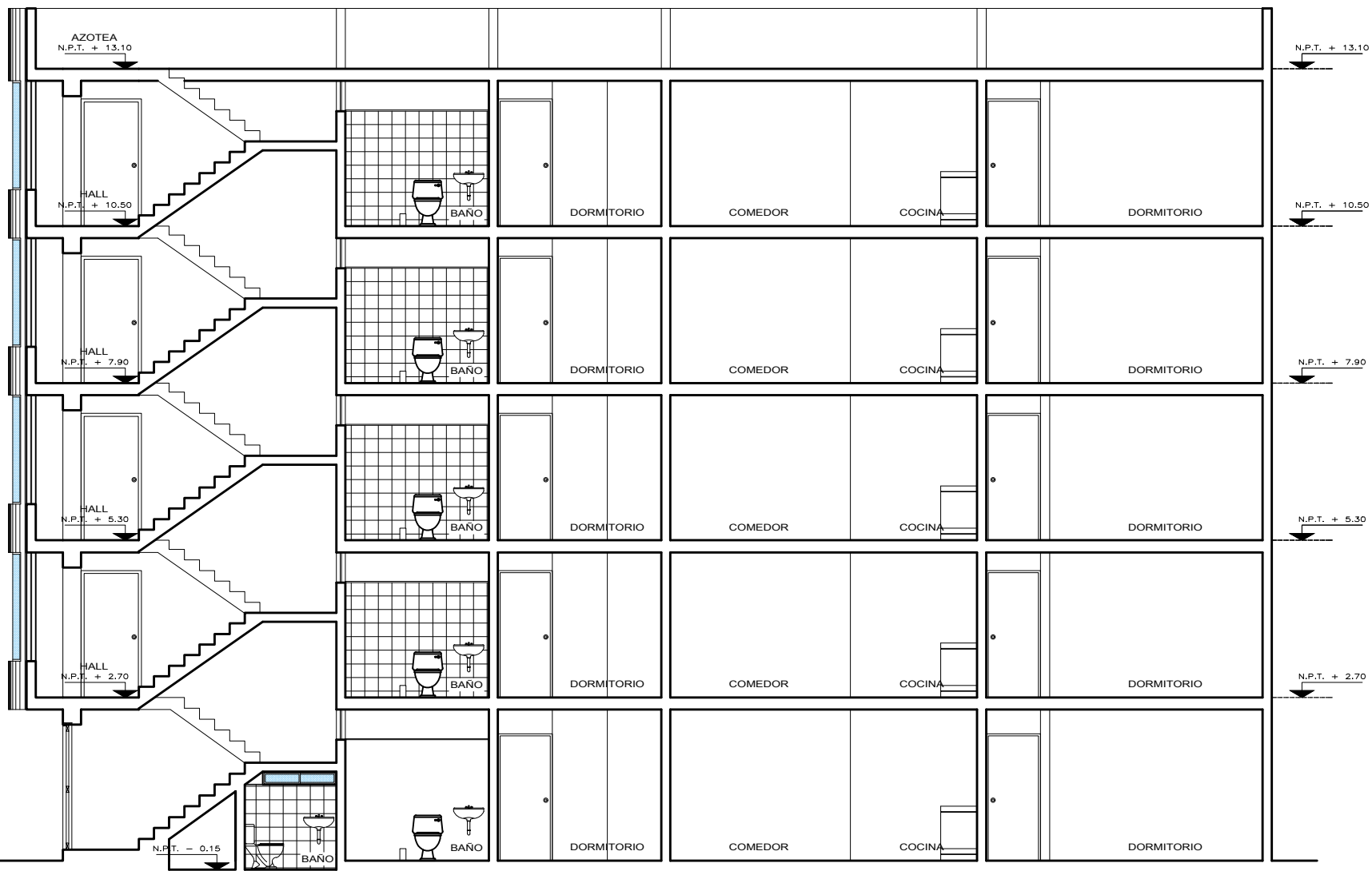
PLANTA 1° PISO
ESC. 1 / 100

PLANTA 2° a 5° PISO
ESC. 1 / 100

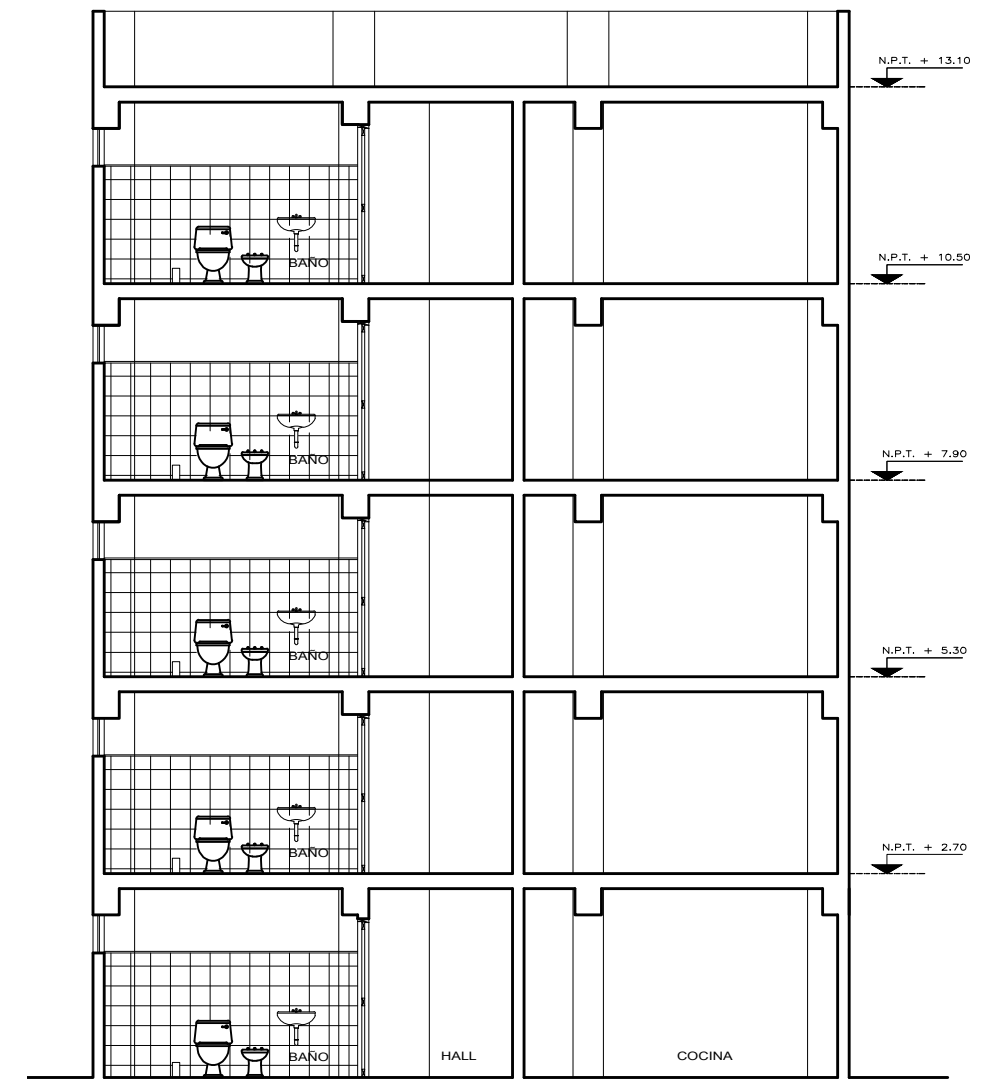


ELEVACION PRINCIPAL
ESC. 1 / 100

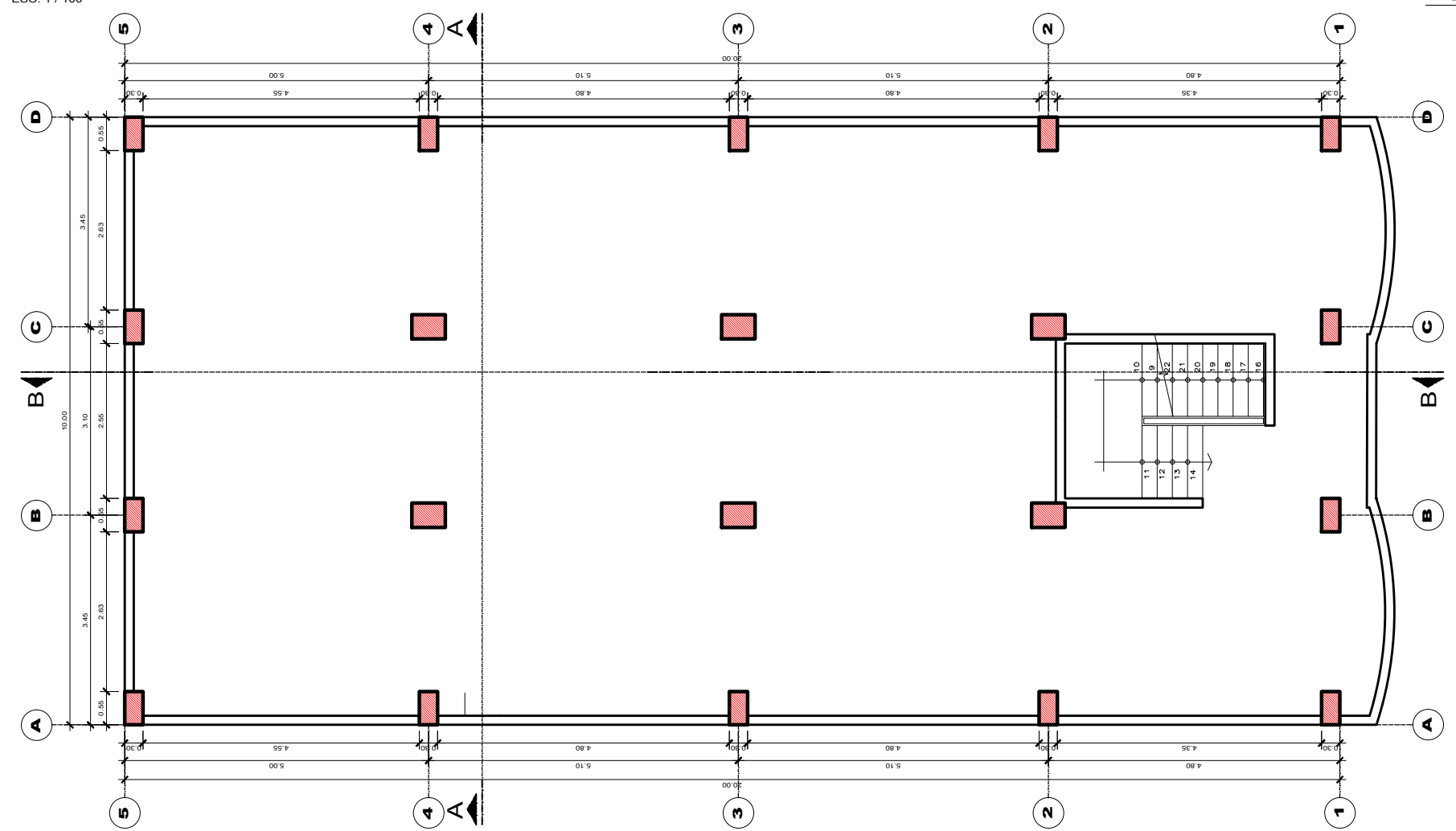
| | | | |
|---|--|---------------------------|------------------------|
| PROPIETARIO: Srta. JENNY CONSUELO ACOSTA RIVERA | | DPTO.: PUNO | LAMINA: A-01 |
| | | PROV.: SAN ROMAN | 1 DE 2 |
| ESPECIALIDAD: ARQUITECTURA | UBICACION: SPT-01 SPT-02 SPT-03 SPT-04 | DIBUJO: FRANKLIN ARACA | |
| DESCRIPCION: PLANTA 1° A 5° - ELEVACION | DISTRITO: JULIACA | ESCALA: 1 : 100 | |
| PROYECTO: VIVIENDA UNIFAMILIAR | PROFESIONAL: BACH. FRANKLIN H. ARACA LLANOS BACH. LILIANA GÓMEZ CATACORA | FECHA: OCTUBRE 2018 | |



CORTE B - B
ESC. 1 / 100

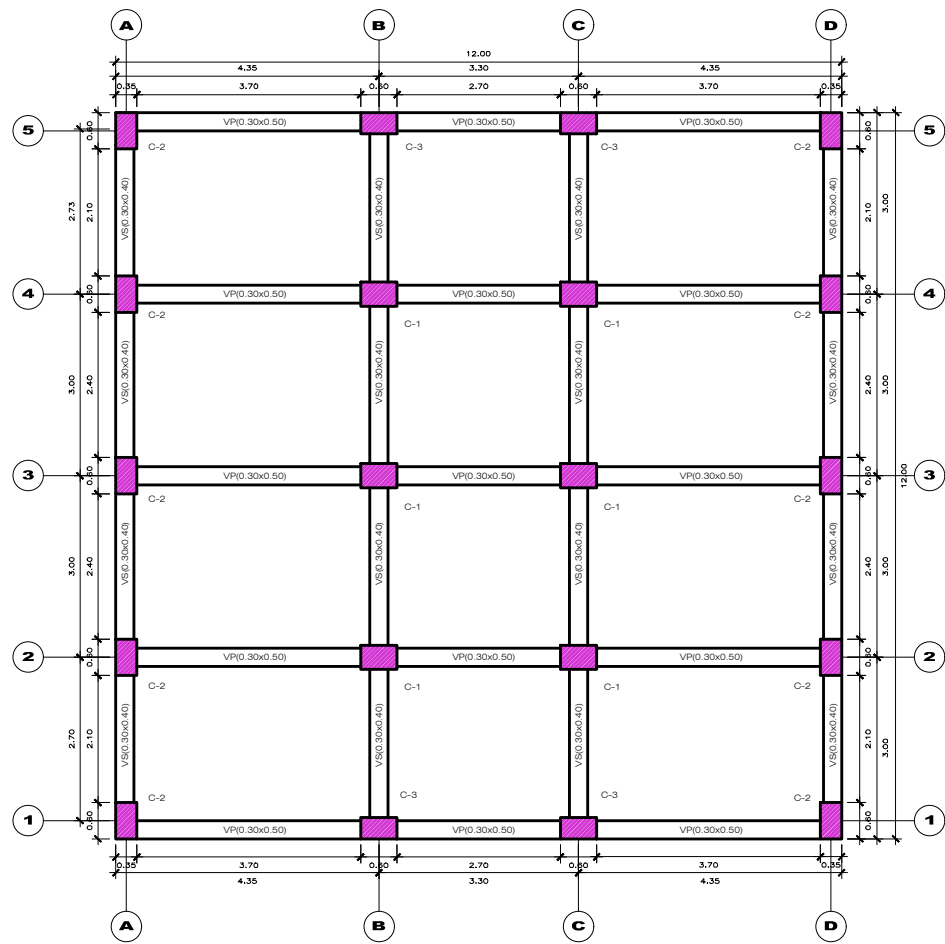


CORTE A - A
ESC. 1 / 100

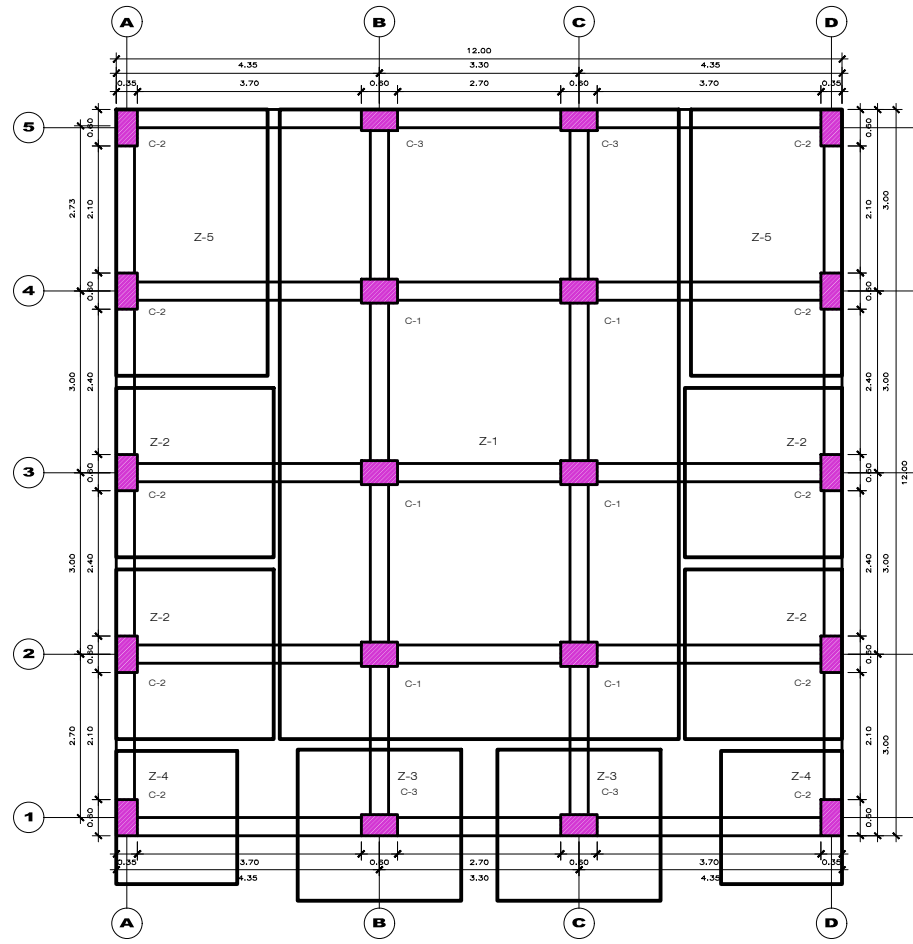


PLANTA TIPICA AZOTEA
ESC. 1 / 100

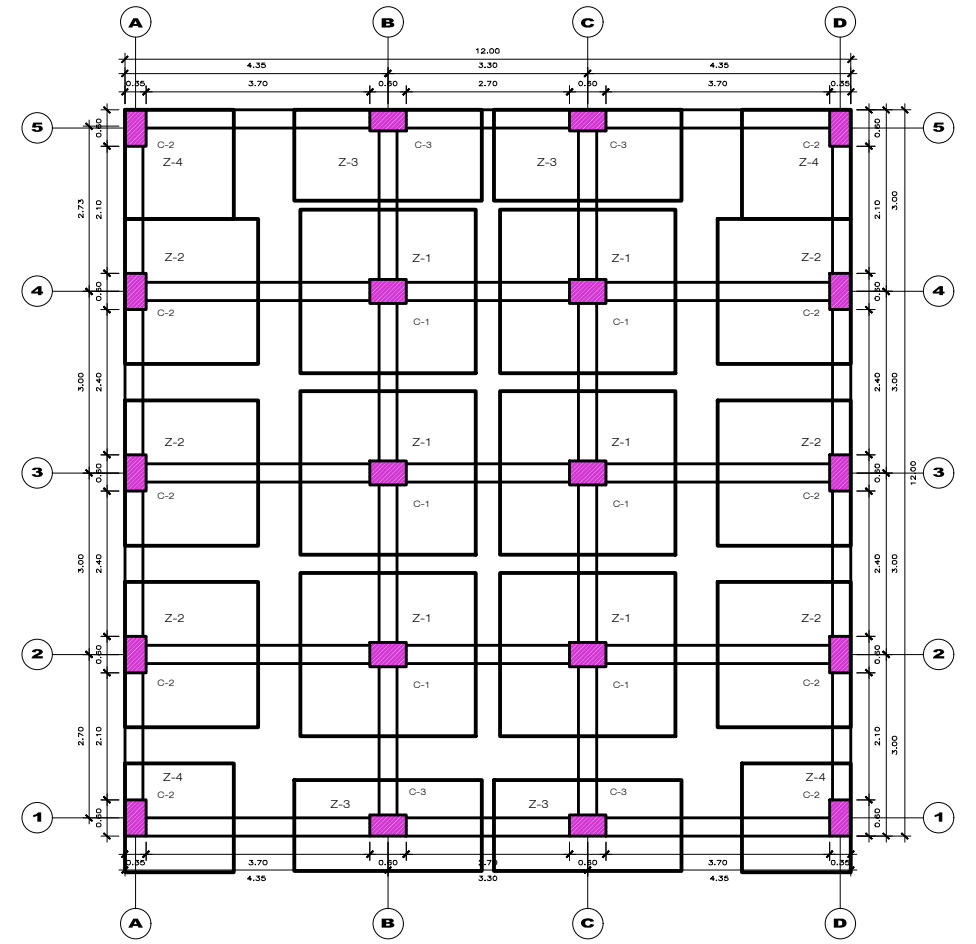
| | | | |
|---|--|---|------------------------|
| PROPIETARIO: Srta. JENNY CONSUELO ACOSTA RIVERA | | DPTO.: PUNO | LAMINA: A-02 |
| ESPECIALIDAD: ARQUITECTURA | | PROV.: SAN ROMAN | 1 DE 2 |
| DESCRIPCION: PLANTA 1' A 5' - ELEVACION | | DISEÑO: FRANKLIN ARACA | |
| PROYECTO: VIVIENDA UNIFAMILIAR | | ESCALA: 1 : 100 | |
| UBICACION: SPT-01 SPT-02 SPT-03 SPT-04 | | FECHA: OCTUBRE 2018 | |
| DISTRITO: JULIACA | | PROFESIONAL: BACH. FRANKLIN H. ARACA LLANOS BACH. LILIANA GÓMEZ CATACTORA | |



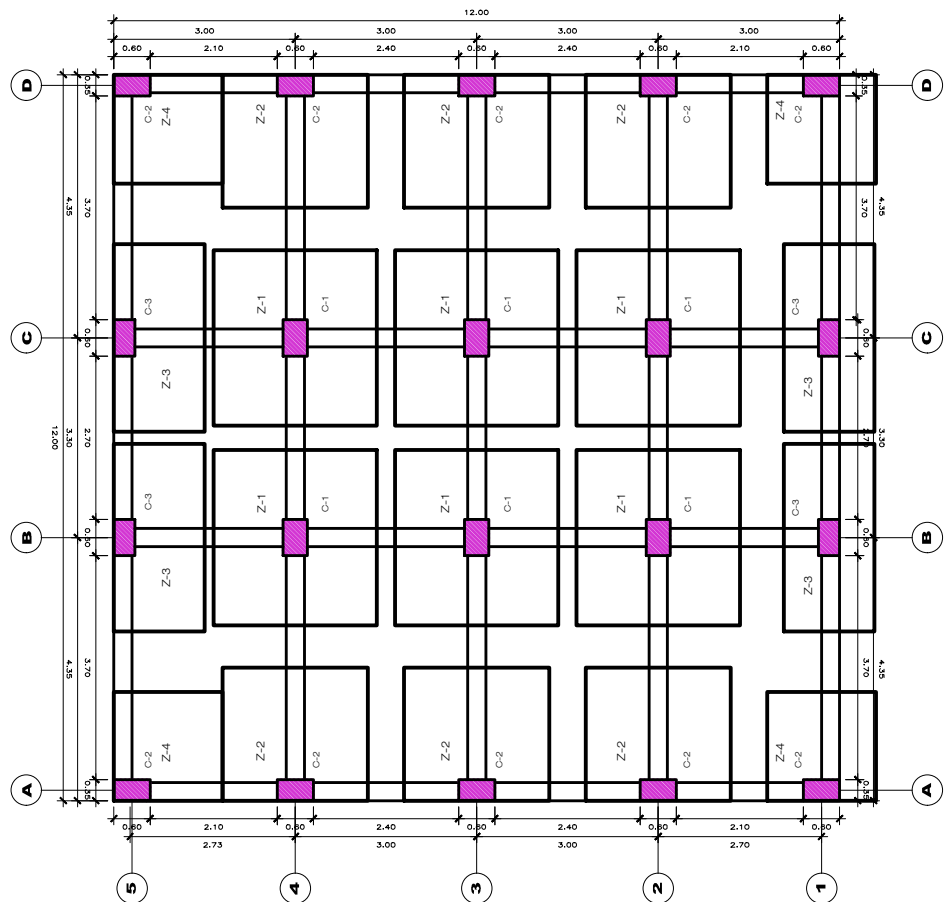
VIGAS Y COLUMNAS 5TO PISO
ESC. 1 / 125



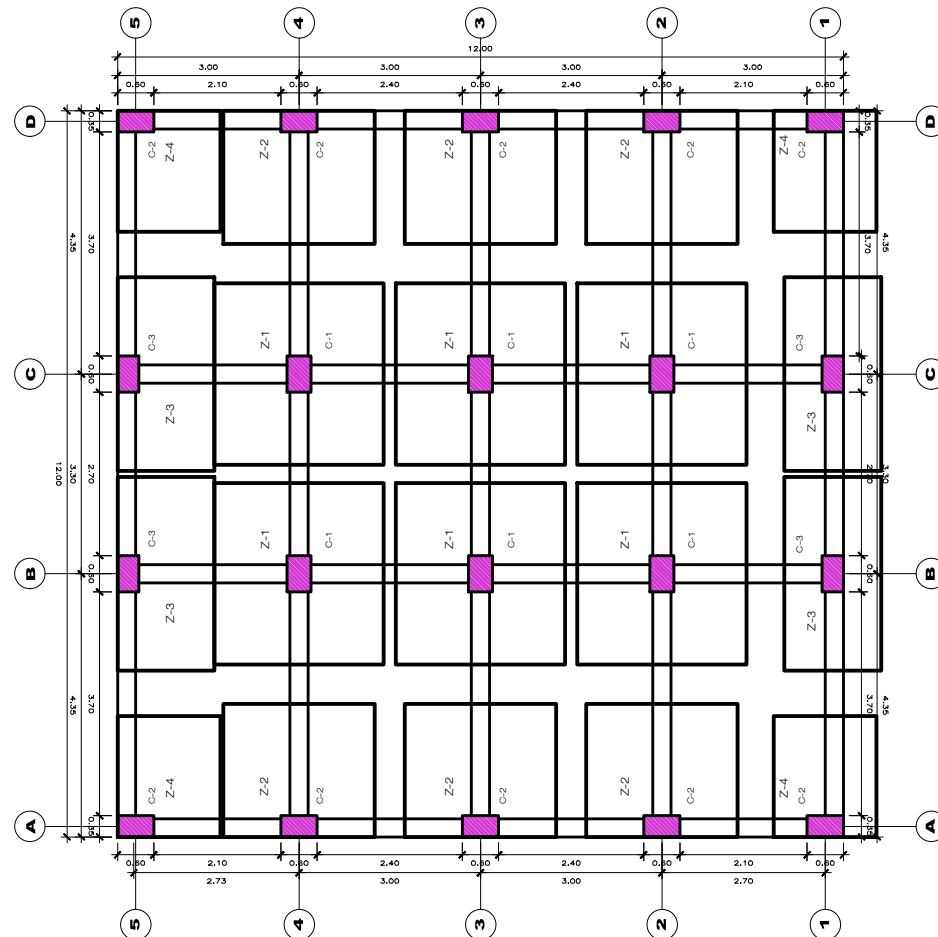
CIMENTACIONES 5TO PISO (SPT-01)
ESC. 1 / 125



CIMENTACIONES 5TO PISO (SPT-02)
ESC. 1 / 125

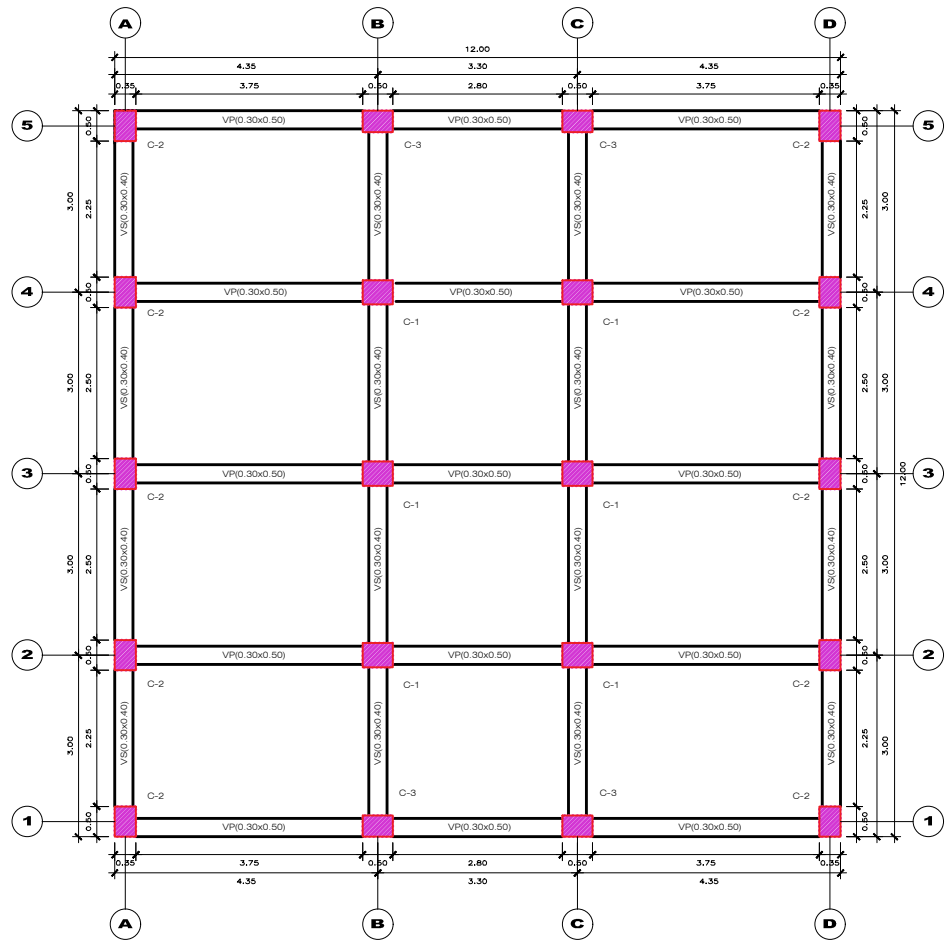


CIMENTACIONES 5TO PISO (SPT-03)
ESC. 1 / 125

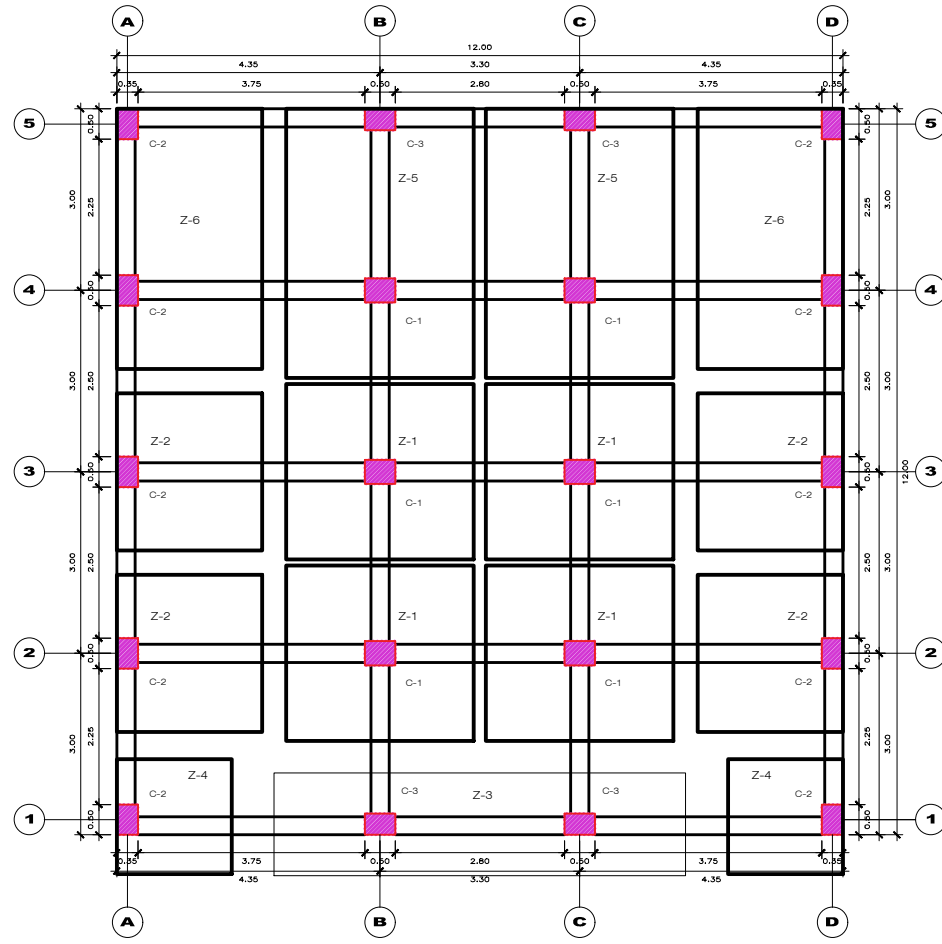


CIMENTACIONES 5TO PISO (SPT-04)
ESC. 1 / 125

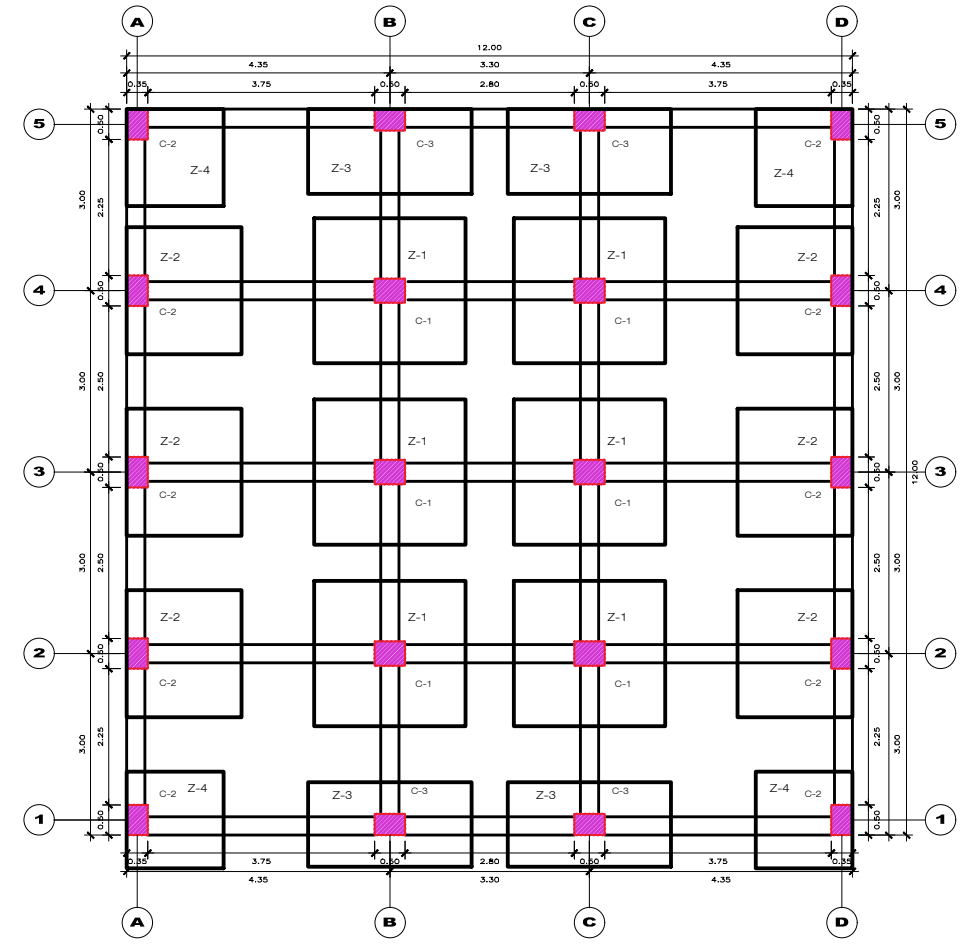
| | | | |
|--|--|---|-------------------------------|
| PROPIETARIO: Srta. JENNY CONSUELO ACOSTA RIVERA | | DPTO.: PUNO | LAMINA: E-01 |
| ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS | | PROV.: SAN ROMAN | 1 DE 4 |
| DESCRIPCION: PREDIMENSIONAMIENTO Y CIMENTACIONES 5 PISO | | DISEÑO: LILIANA GÓMEZ | ESCALA: 1 : 100 |
| PROYECTO: VIVIENDA UNIFAMILIAR | | UBICACION: SPT-01 (CERRO COLORADO) SPT-02 (RINCÓN) SPT-03 (BARRIO CHÓFERES) SPT-04 (Jr. SUCRE) | FECHA: OCTUBRE-2018 |
| PROFESIONAL: FRANKLIN H. ARACA LLANOS LILIANA GÓMEZ CATACOTA | |  | |



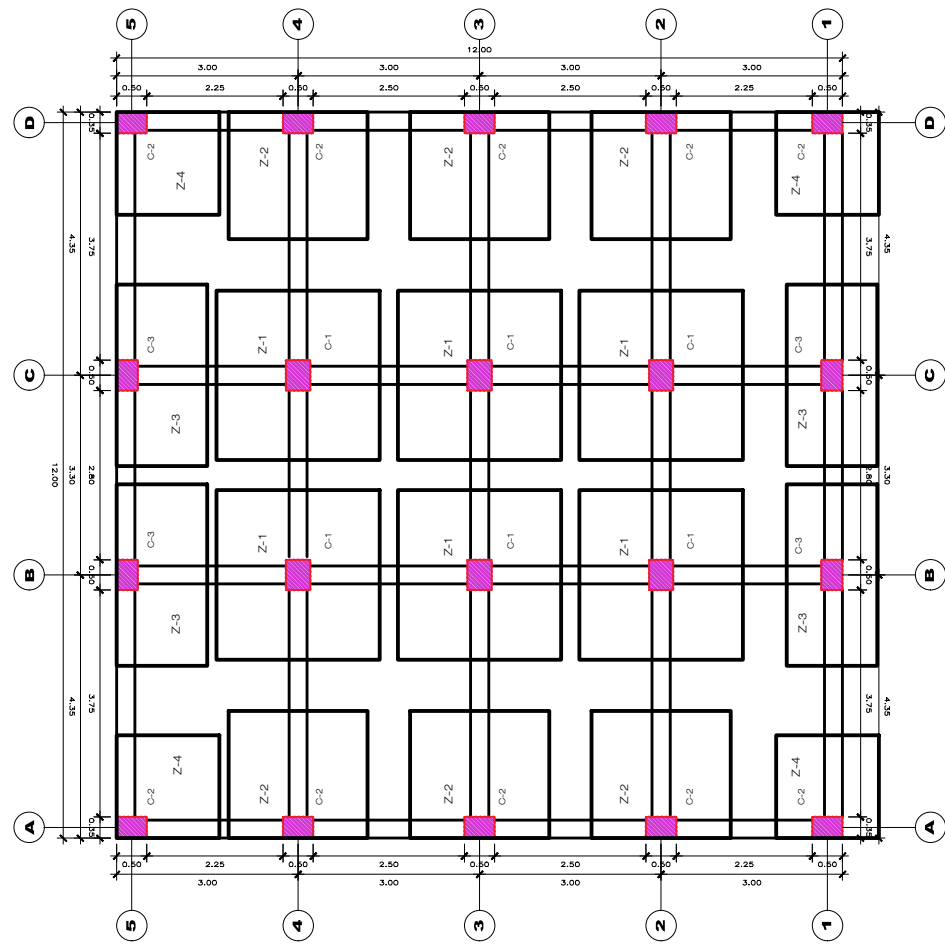
VIGAS Y COLUMNAS 4TO PISO
ESC. 1 / 125



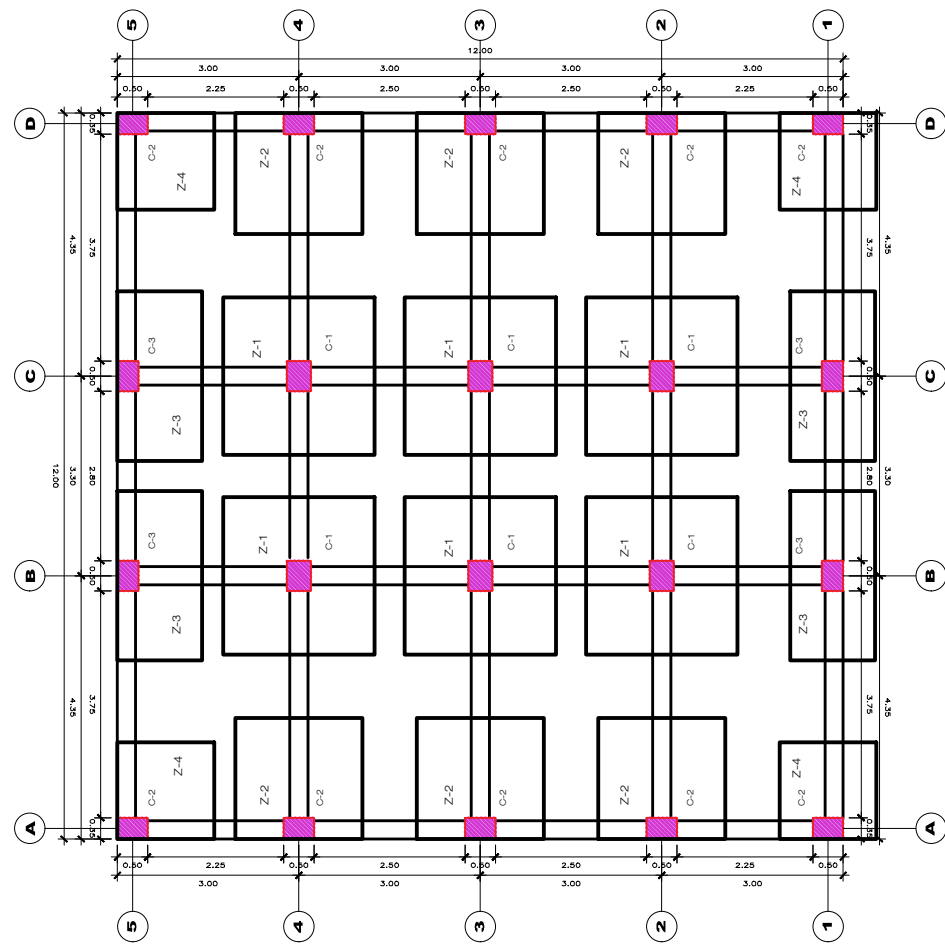
CIMENTACIONES 4TO PISO (SPT-01)
ESC. 1 / 125



CIMENTACIONES 4TO PISO (SPT-02)
ESC. 1 / 125

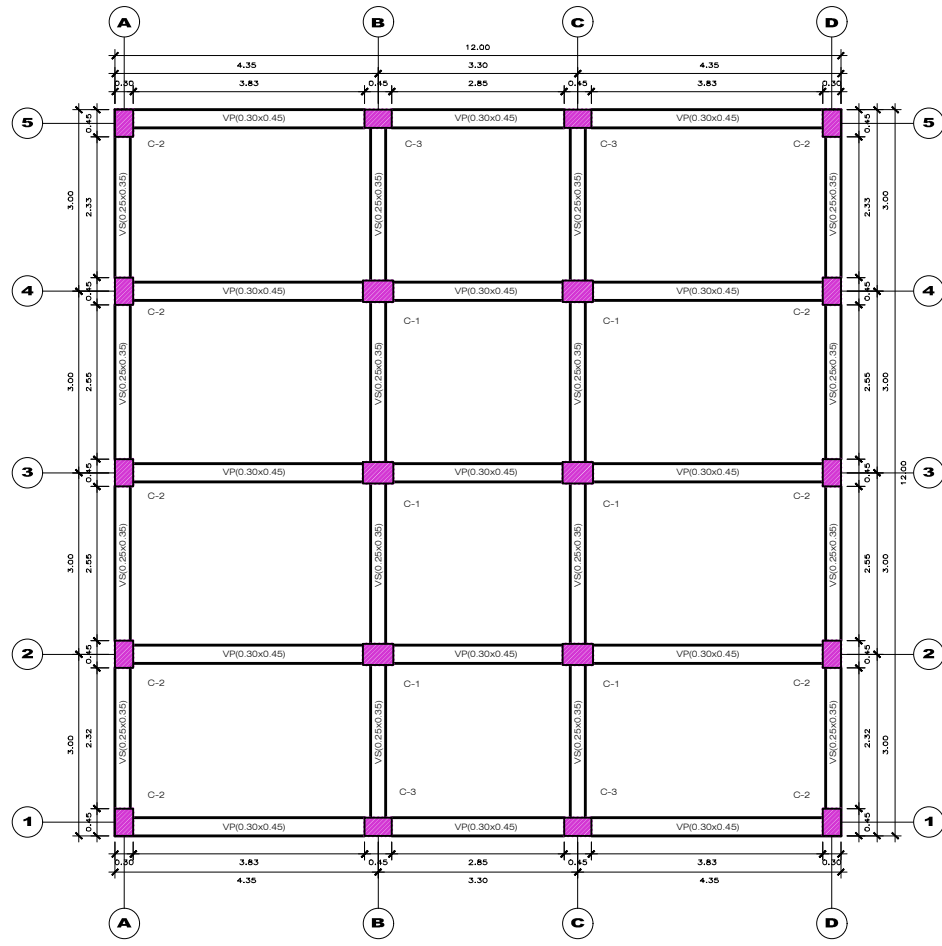


CIMENTACIONES 4TO PISO (SPT-03)
ESC. 1 / 125

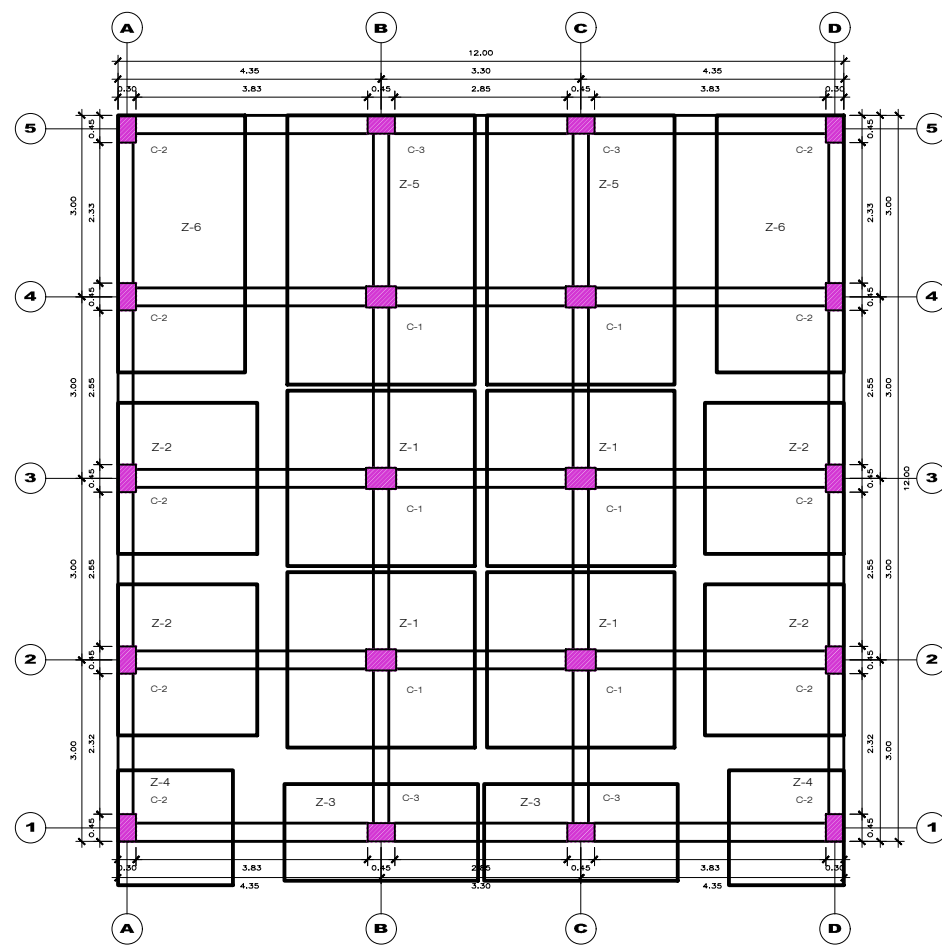


CIMENTACIONES 4TO PISO (SPT-04)
ESC. 1 / 125

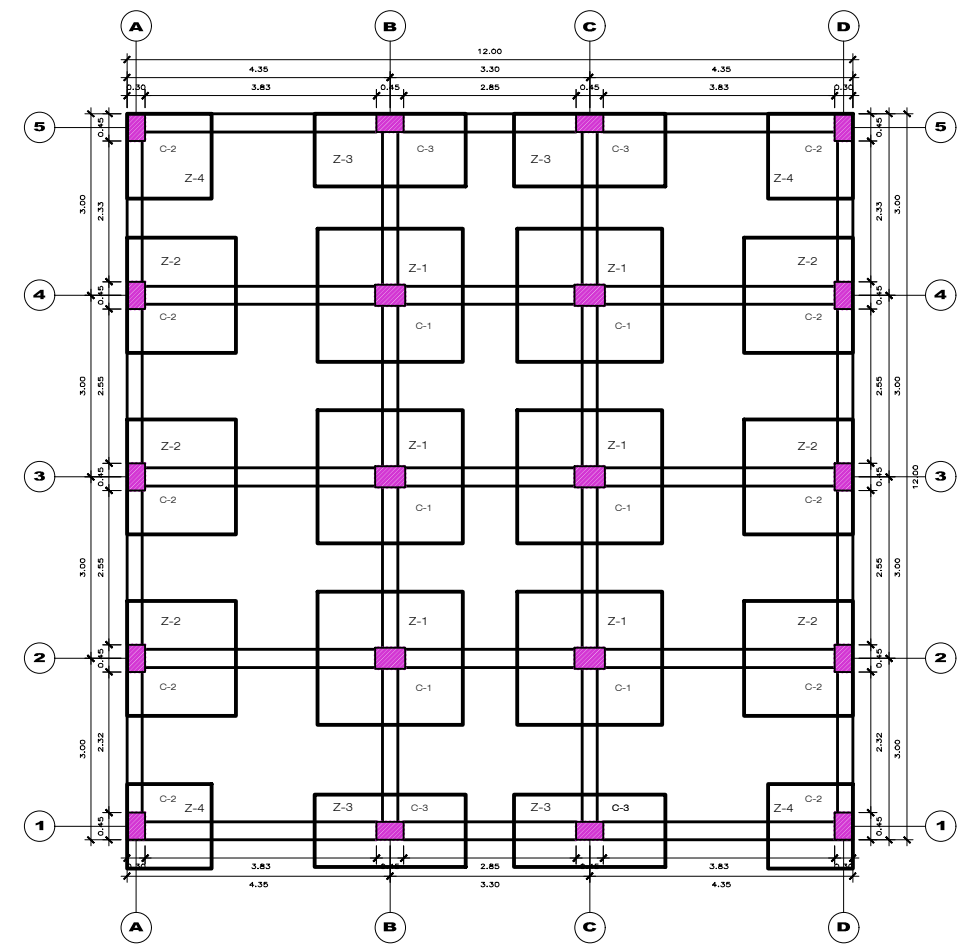
| | | | |
|---|--|--|------------------------|
| PROPIETARIO: Srta. JENNY CONSUELO ACOSTA RIVERA | | DPTO.: PUNO | LAMINA: E-02 |
| ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS | | PROV.: SAN ROMÁN | 2 DE 4 |
| DESCRIPCION: PREDIMENSIONAMIENTO Y CIMENTACIONES 4 PISO | | DISEÑO: LILIANA GÓMEZ | DIBUJO: LILIANA GÓMEZ |
| PROYECTO: VIVIENDA UNIFAMILIAR | | UBICACIONES: SPT-01 (CERRO COLORADO) SPT-02 (RINCONADA) SPT-03 (BARRIO CHÓFERES) SPT-04 (Jr. SUCRE) | ESCALA: 1 : 100 |
| PROFESIONAL: FRANKLIN P. ARACA LLANOS LILIANA GÓMEZ CATACOTA | | DISTRITO: JULIACA | FECHA: OCTUBRE-2018 |



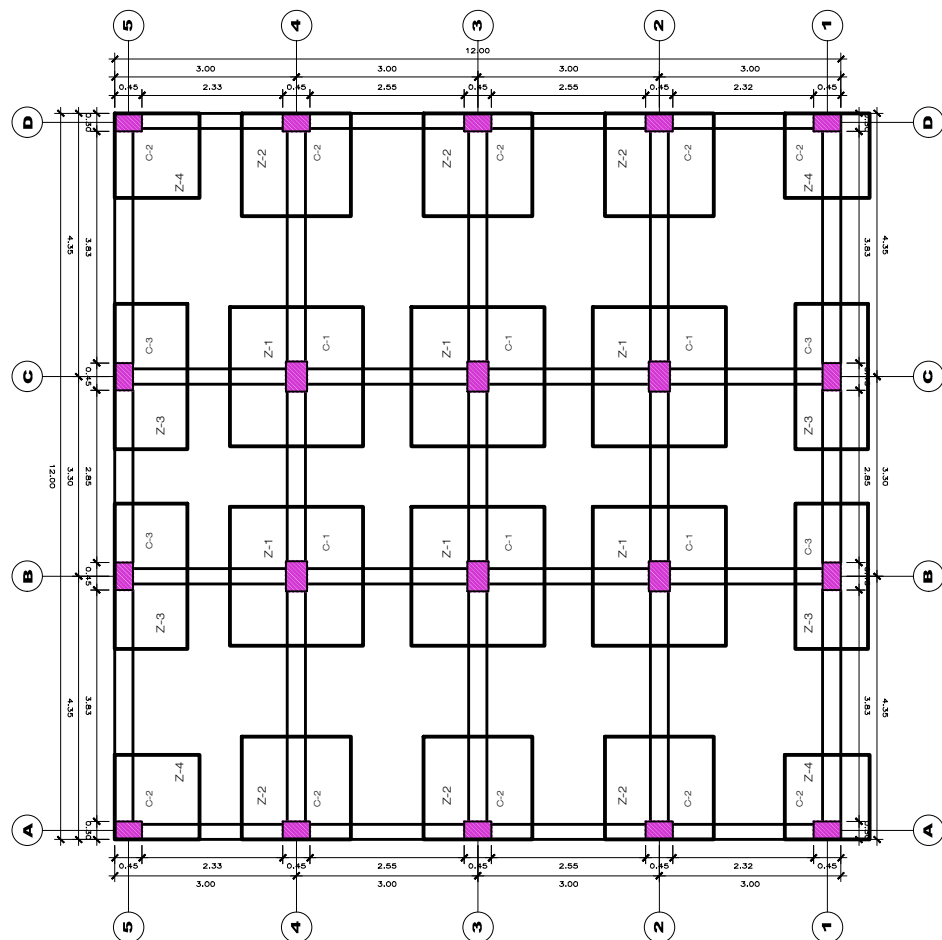
VIGAS Y COLUMNAS 3er PISO
ESC. 1 / 125



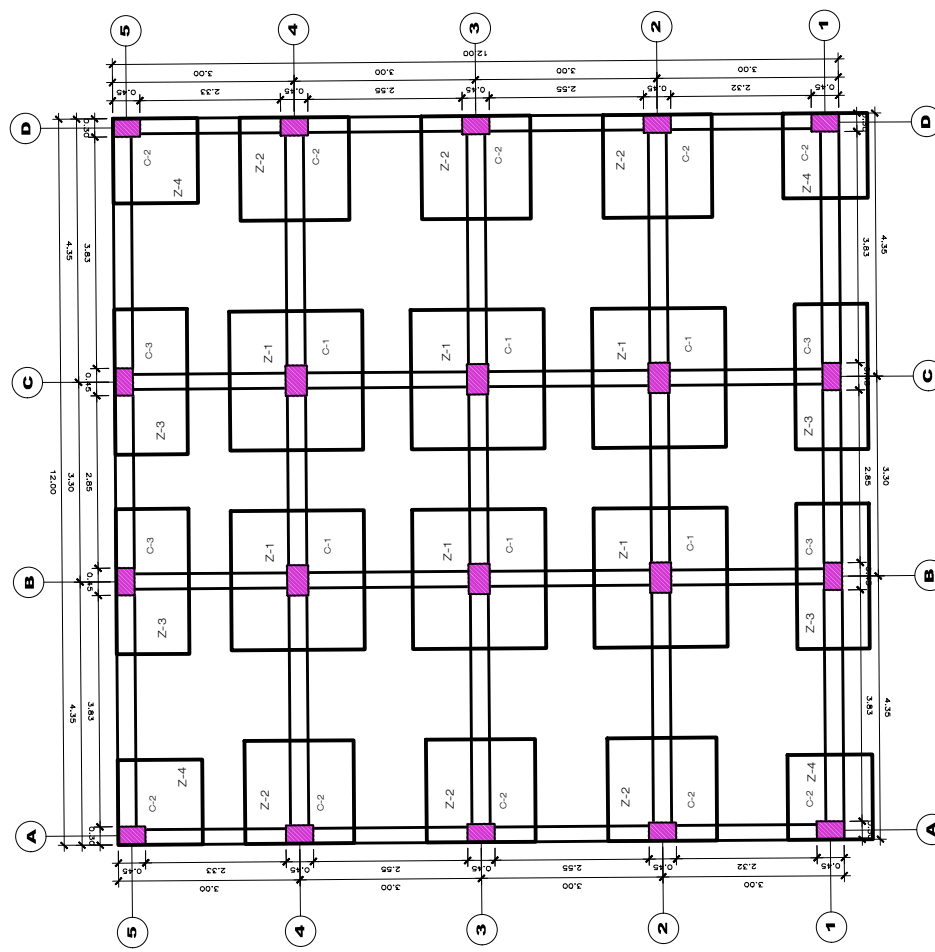
CIMENTACIONES 3er PISO (SPT-01)
ESC. 1 / 125



CIMENTACIONES 3er PISO (SPT-02)
ESC. 1 / 125

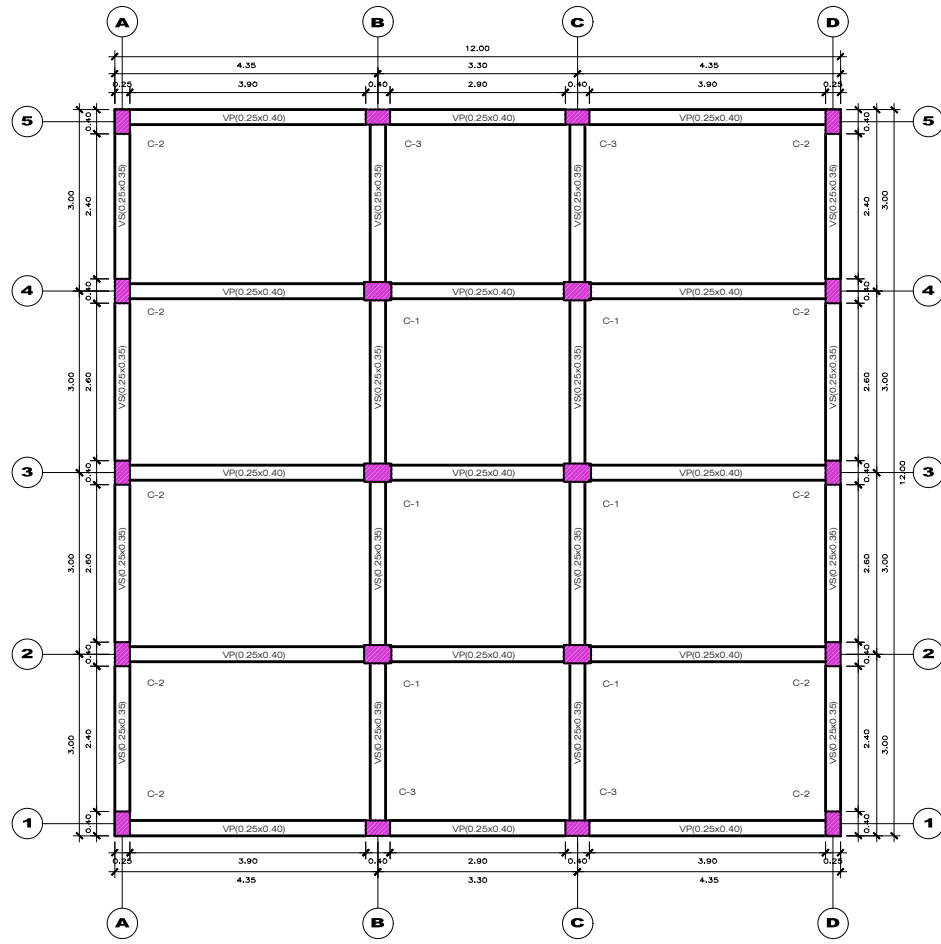


CIMENTACIONES 3er PISO (SPT-03)
ESC. 1 / 125

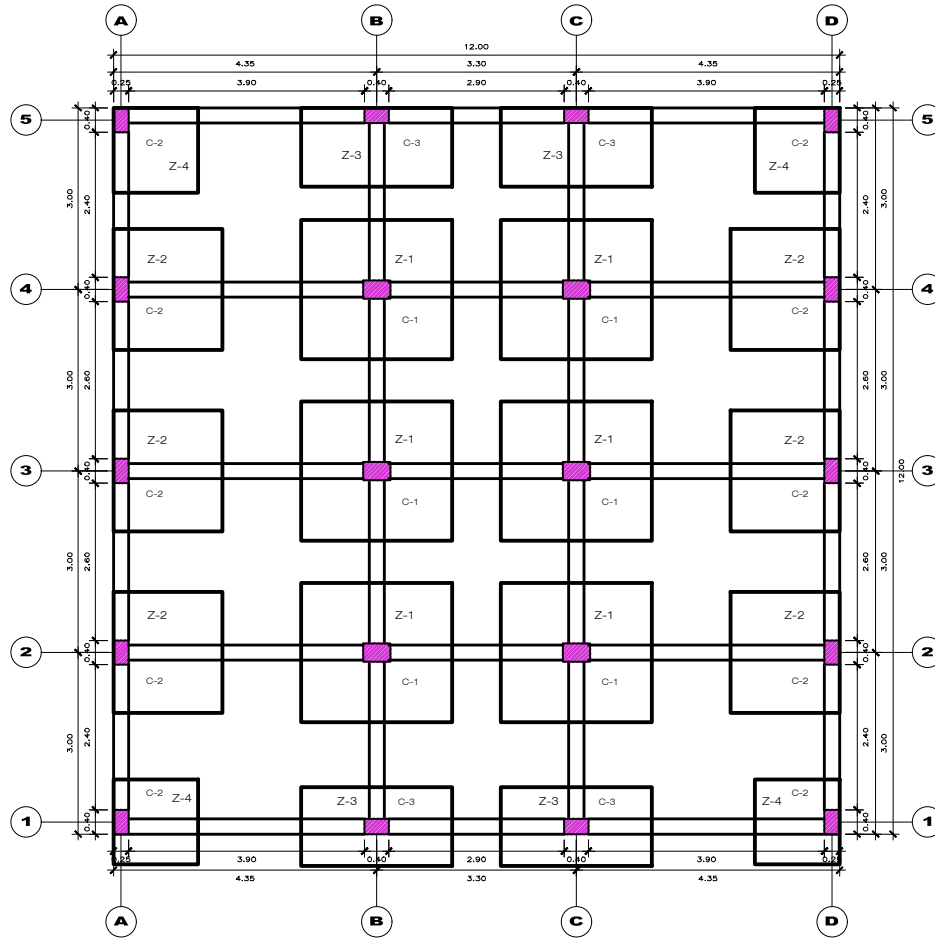


CIMENTACIONES 3er PISO (SPT-04)
ESC. 1 / 125

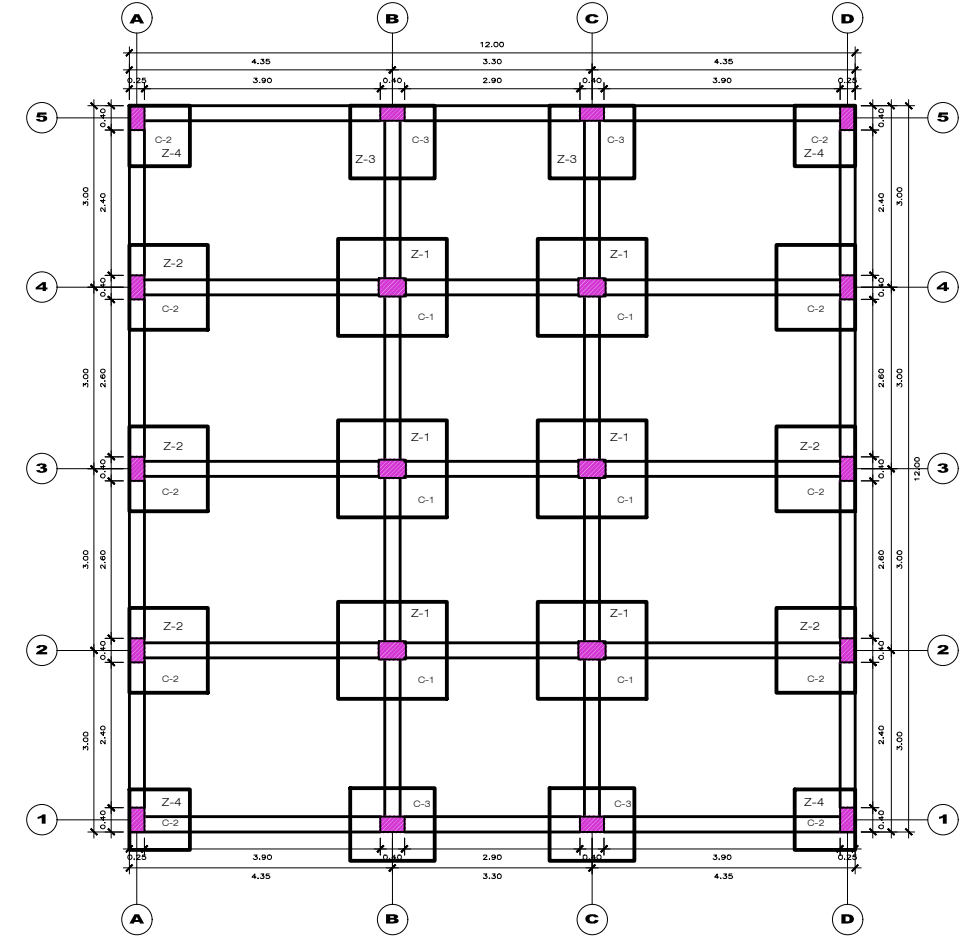
| | | | |
|--|--|--------------------------|--|
| PROPIETARIO: Srta. JENNY CONSUELO ACOSTA RIVERA | | DPTO.: PUNO | LAMINA: E-03 |
| ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS | | PROV.: SAN ROMÁN | 3 DE 4 |
| DESCRIPCION: PREDIMENSIONAMIENTO Y CIMENTACIONES 3 PISO | | DISEÑO: LILIANA GÓMEZ | ESCALA: 1 : 100 |
| PROYECTO: VIVIENDA UNIFAMILIAR | | FECHA: OCTUBRE-2018 | UBICACION: SPT-01 (CERRO COLORADO) SPT-02 (RINCÓNADA) SPT-03 (BARRIO CHÓFERES) SPT-04 (JR. SUCRE) |
| PROFESIONAL: FRANKLIN H. ARACA LLANOS LILIANA GÓMEZ CATACOTA | | | |



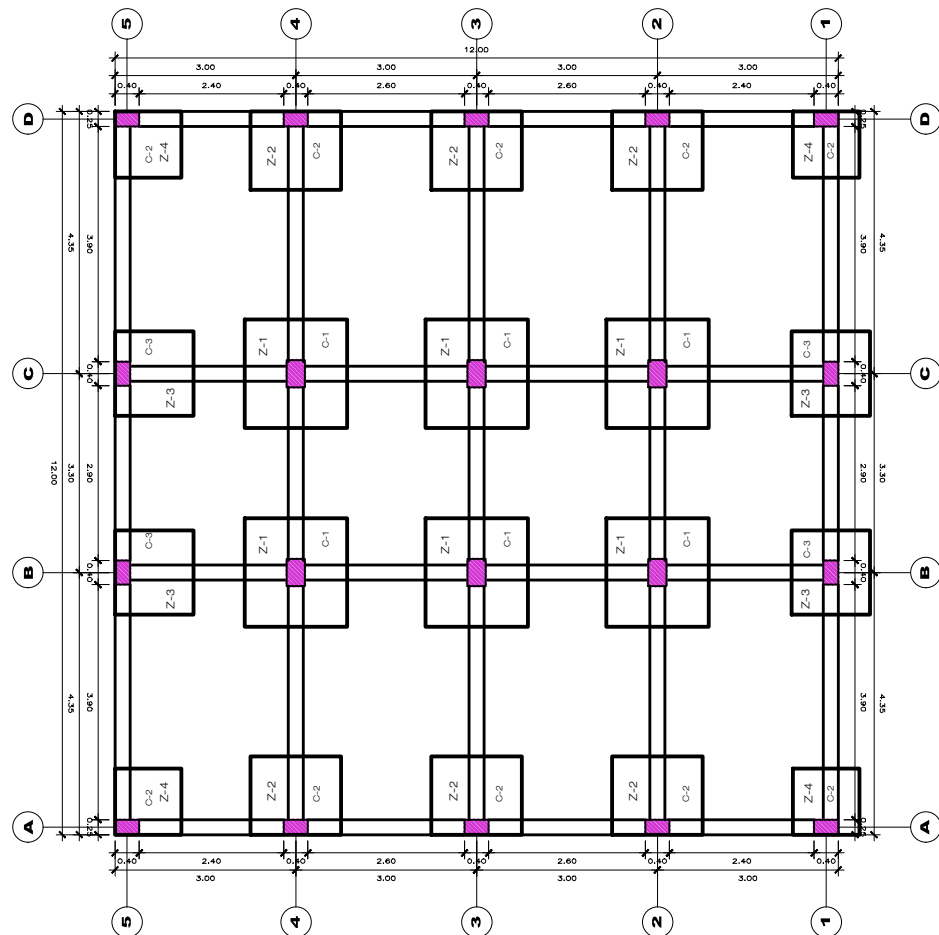
VIGAS Y COLUMNAS 2do PISO
ESC. 1/125



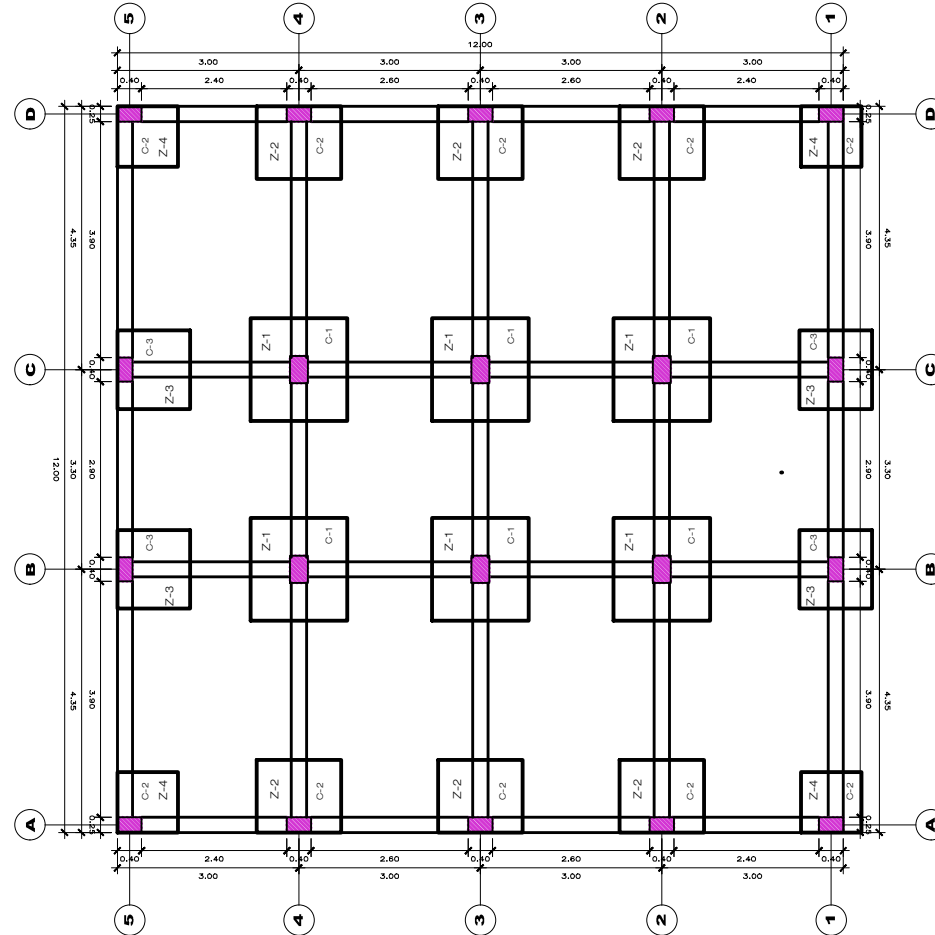
CIMENTACIONES 2do PISO (SPT-01)
ESC. 1/125



CIMENTACIONES 2do PISO (SPT-02)
ESC. 1/125

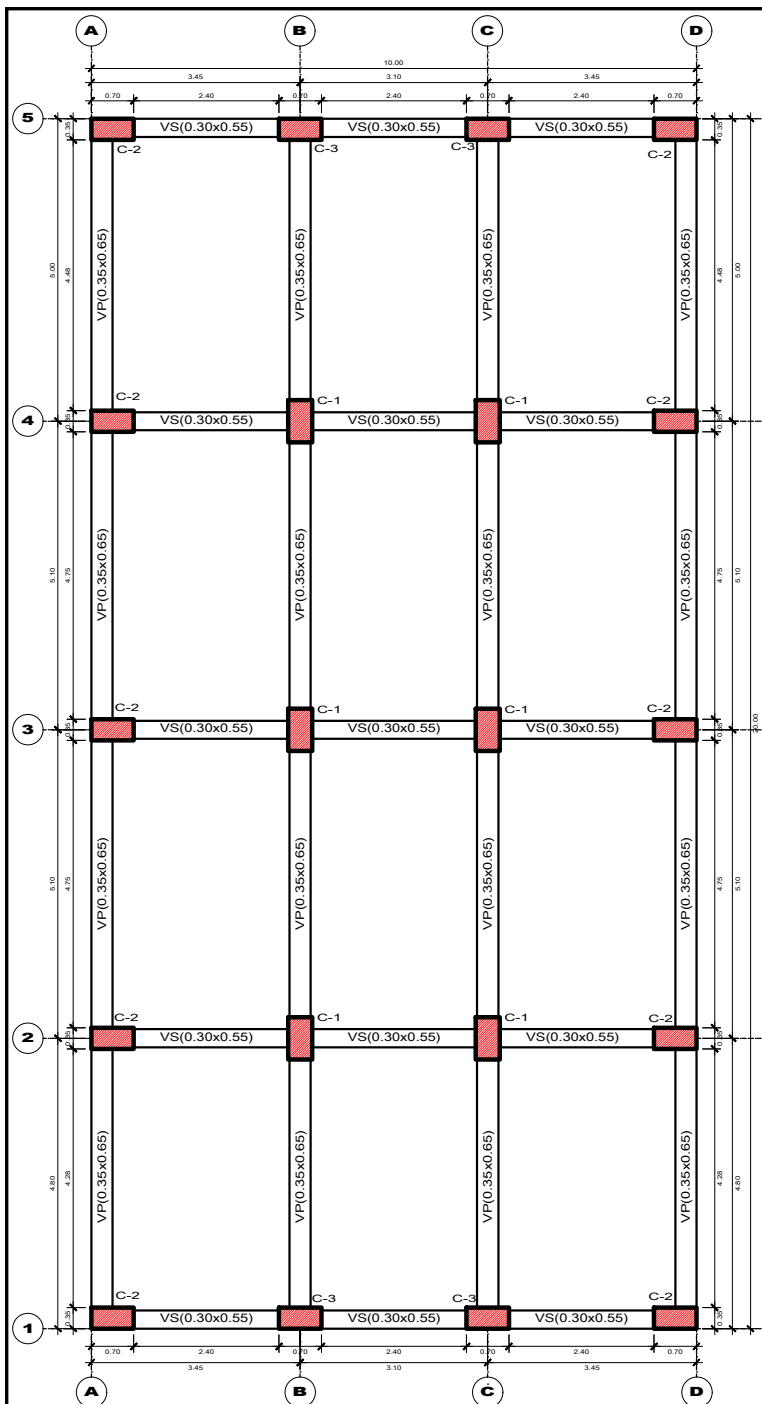


CIMENTACIONES 2do PISO (SPT-03)
ESC. 1/125

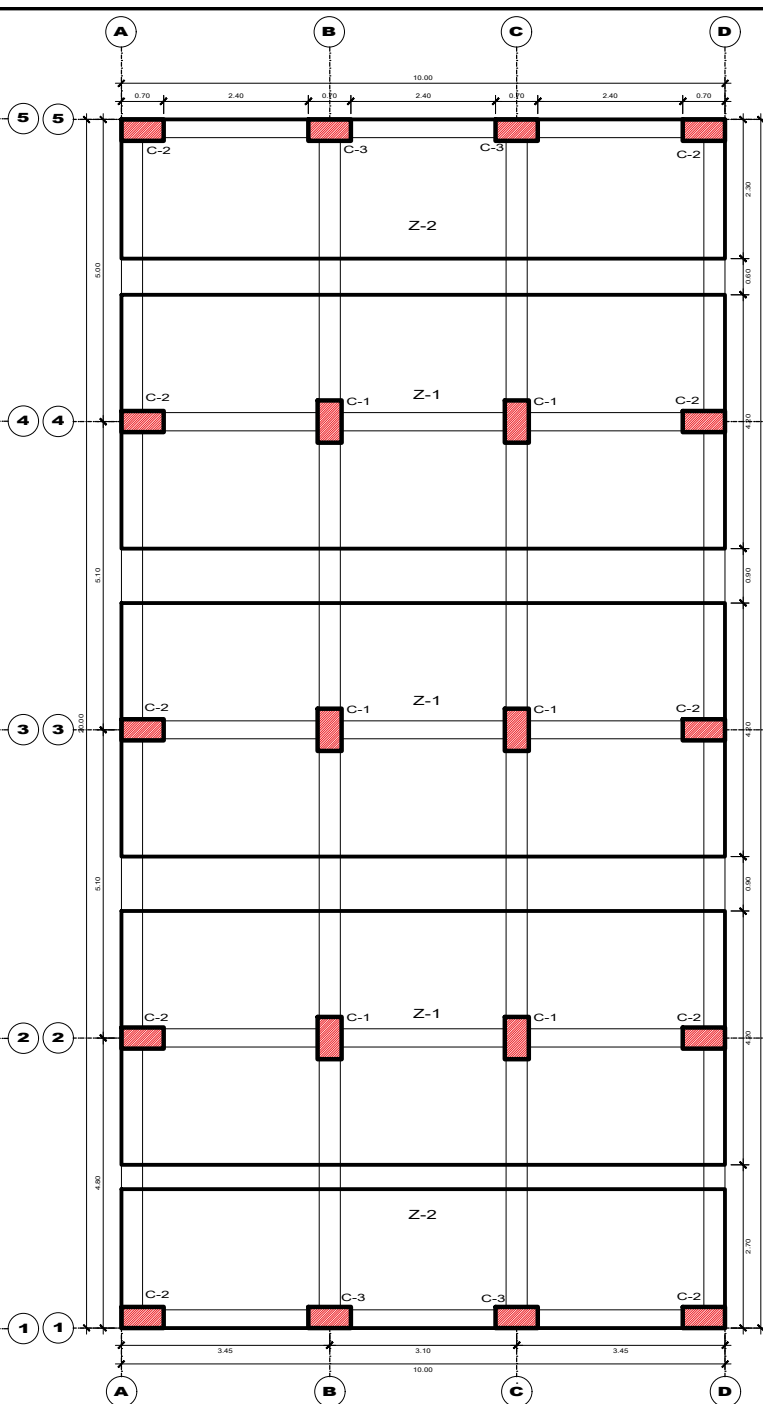


CIMENTACIONES 2do PISO (SPT-04)
ESC. 1/125

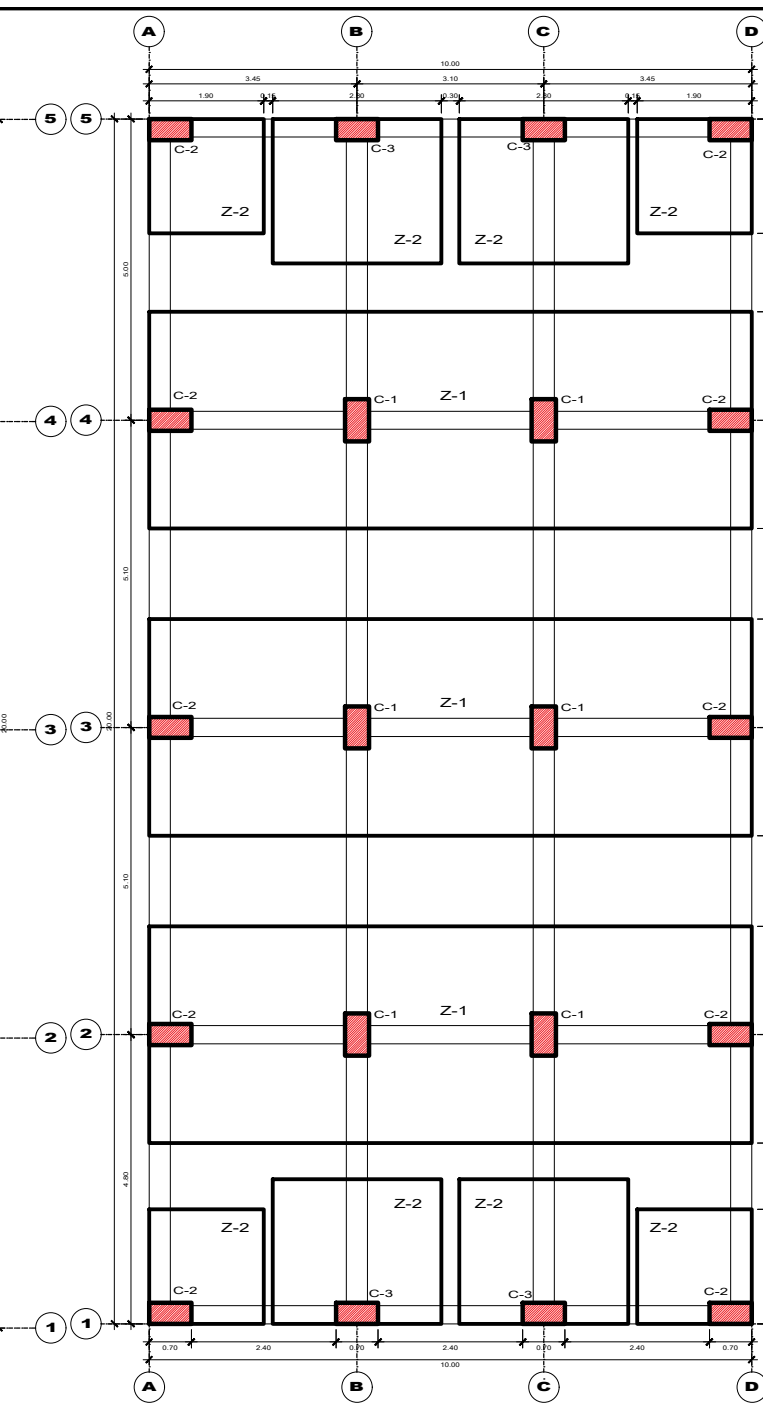
| | | |
|---|--|--------------------------|
| PROPIETARIO: Srta. JENNY CONSUELO ACOSTA RIVERA | DPTO.: PUNO | LAMINA: E-04 |
| ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS | PROV.: SAN ROMÁN | 4 DE 4 |
| DESCRIPCION: PREDIMENSIONAMIENTO Y CIMENTACIONES 2 PISO | UBICACION: SPT-01 (CERRO COLORADO) SPT-02 (RINCONADA) SPT-03 (BARRIO CHOFERES) SPT-04 (JR. SUCRE) | DISEÑO: LILIANA GÓMEZ |
| PROYECTO: VIVIENDA UNIFAMILIAR | DISTRITO: JULIACA | ESCALA: 1 : 100 |
| | PROFESIONAL: FRANKLIN H. ARAUCA LLANOS LILIANA GÓMEZ CATACOTA | FECHA: OCTUBRE-2018 |



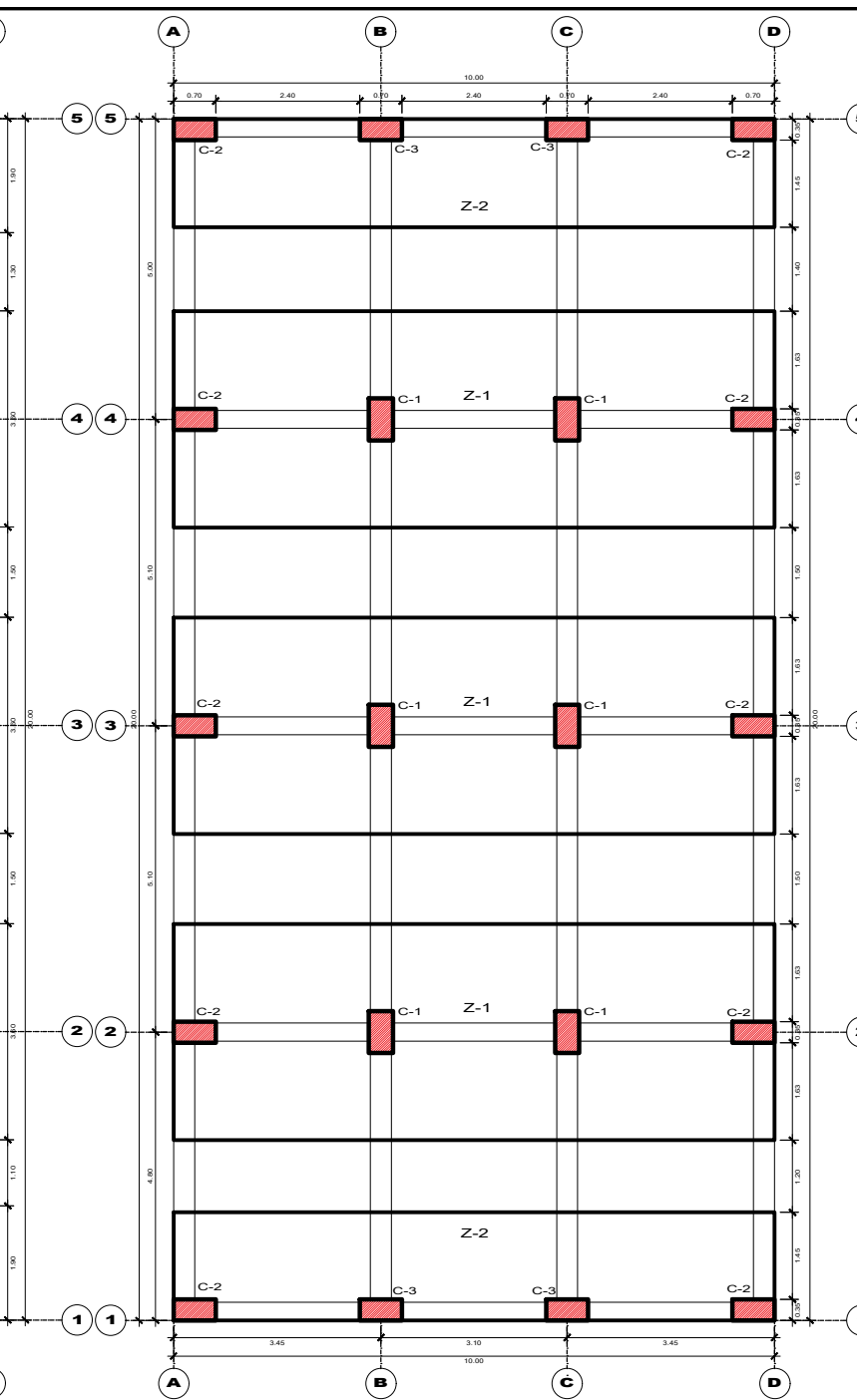
PREDIMENSIONAMIENTO 5 PISOS



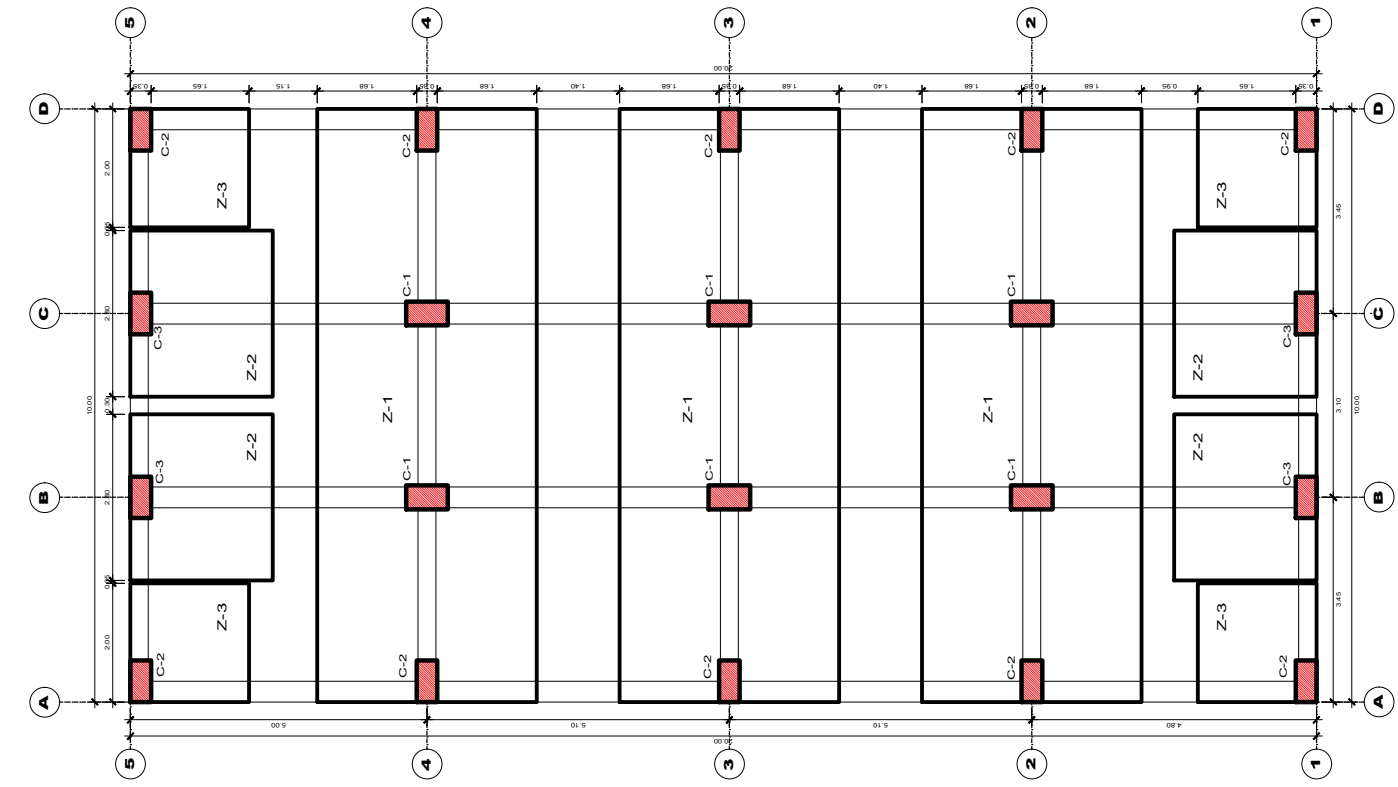
CIMENTACION 5 PISOS (SPT.1)



CIMENTACION 5 PISOS (SPT.2)

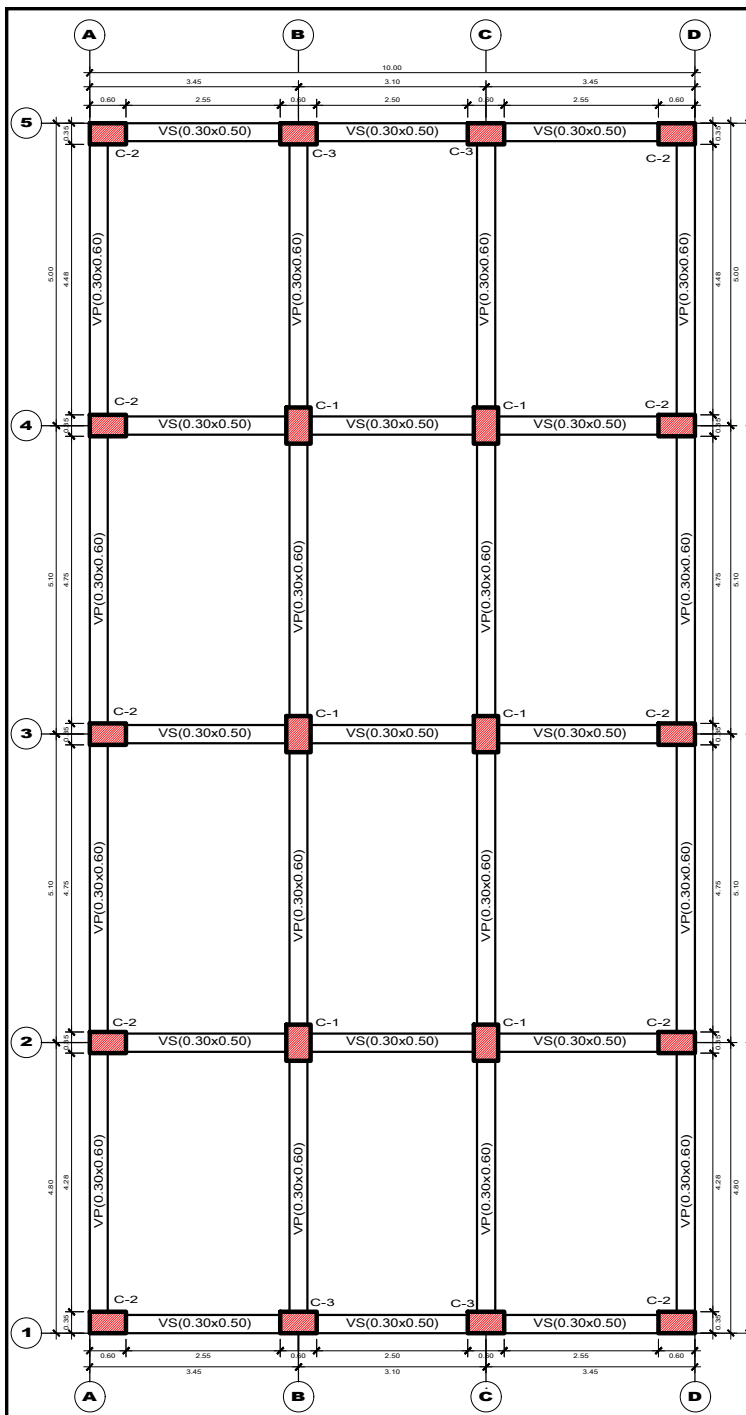


CIMENTACION 5 PISOS (SPT.3)

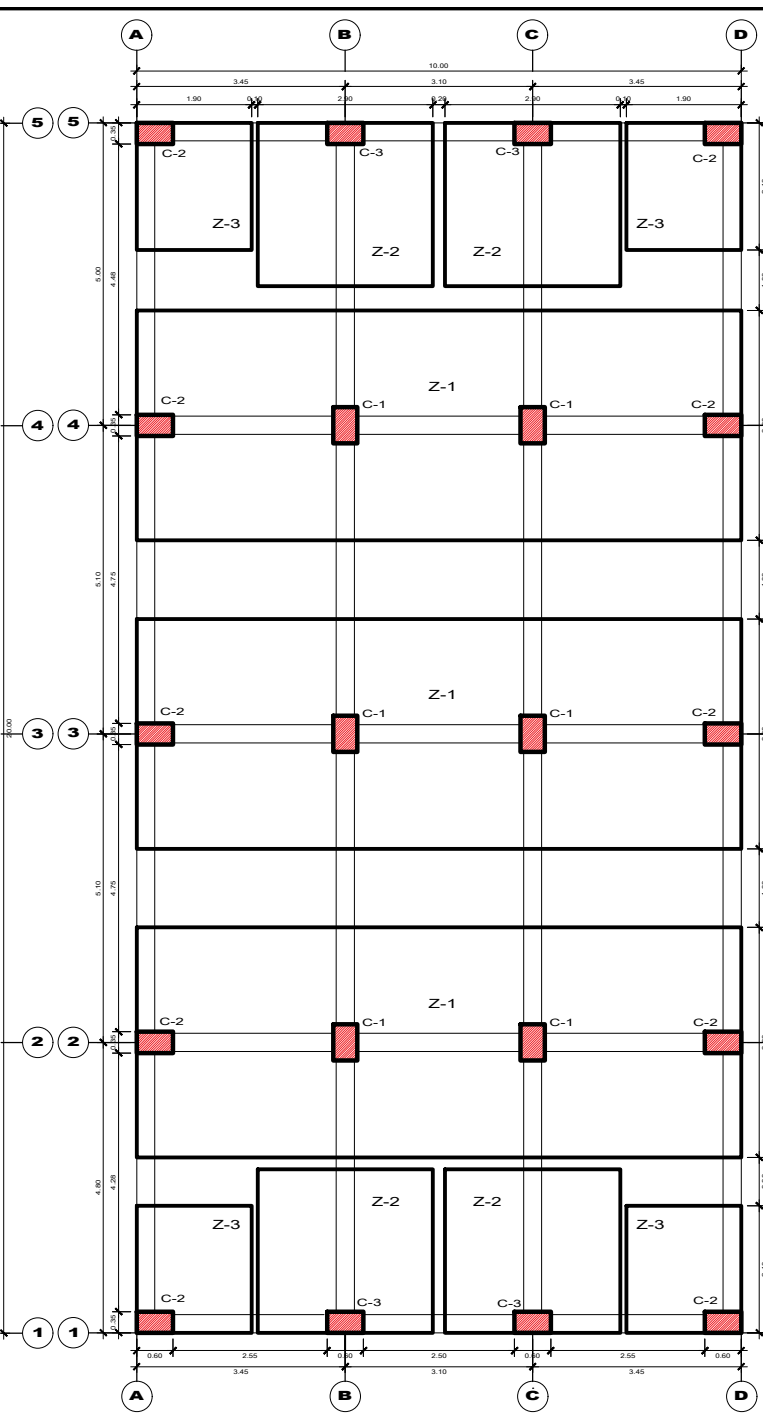


CIMENTACION 5 PISOS (SPT.4)

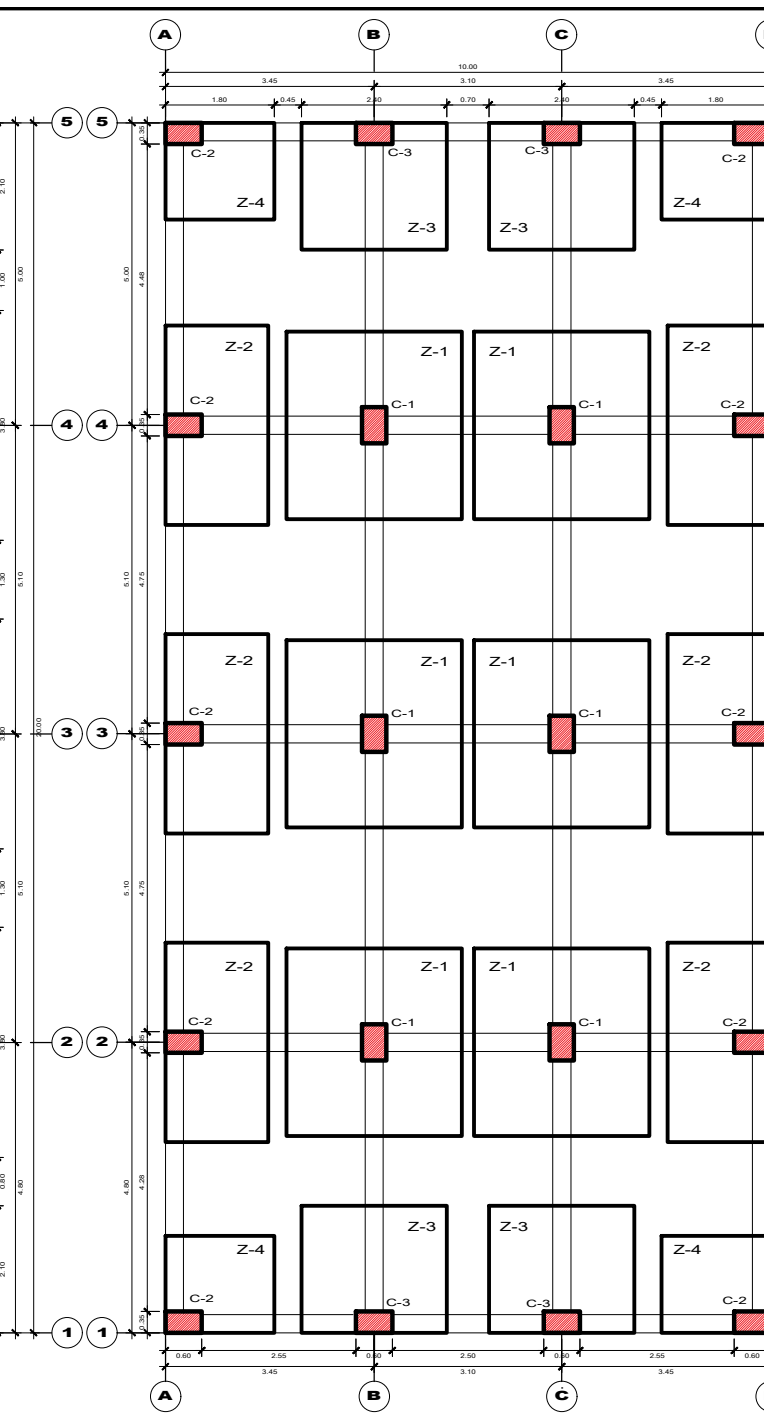
| | | | |
|---|--|--|------------------------|
| PROPIETARIO: Srta. JENNY CONSUELO ACOSTA RIVERA | | DPTO.: PUNO | LAMINA: E-01 |
| ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS | | PROV.: SAN ROMAN | 1 DE 4 |
| DESCRIPCION: PREDIMENSIONAMIENTO Y CIMENTACIONES 5 PISOS | | DISERO: FRANKLIN ARACA | |
| PROYECTO: VIVIENDA UNIFAMILIAR | | ESCALA: 1 : 100 | |
| UBICACION: SPT-01 SPT-02 SPT-03 SPT-04 | | FECHA: OCTUBRE 2018 | |
| DISTRITO: JULIACA | | PROFESIONAL: BACH. FRANKLIN H. ARACA LLANOS BACH. LILIANA GÓMEZ CATACORA | |



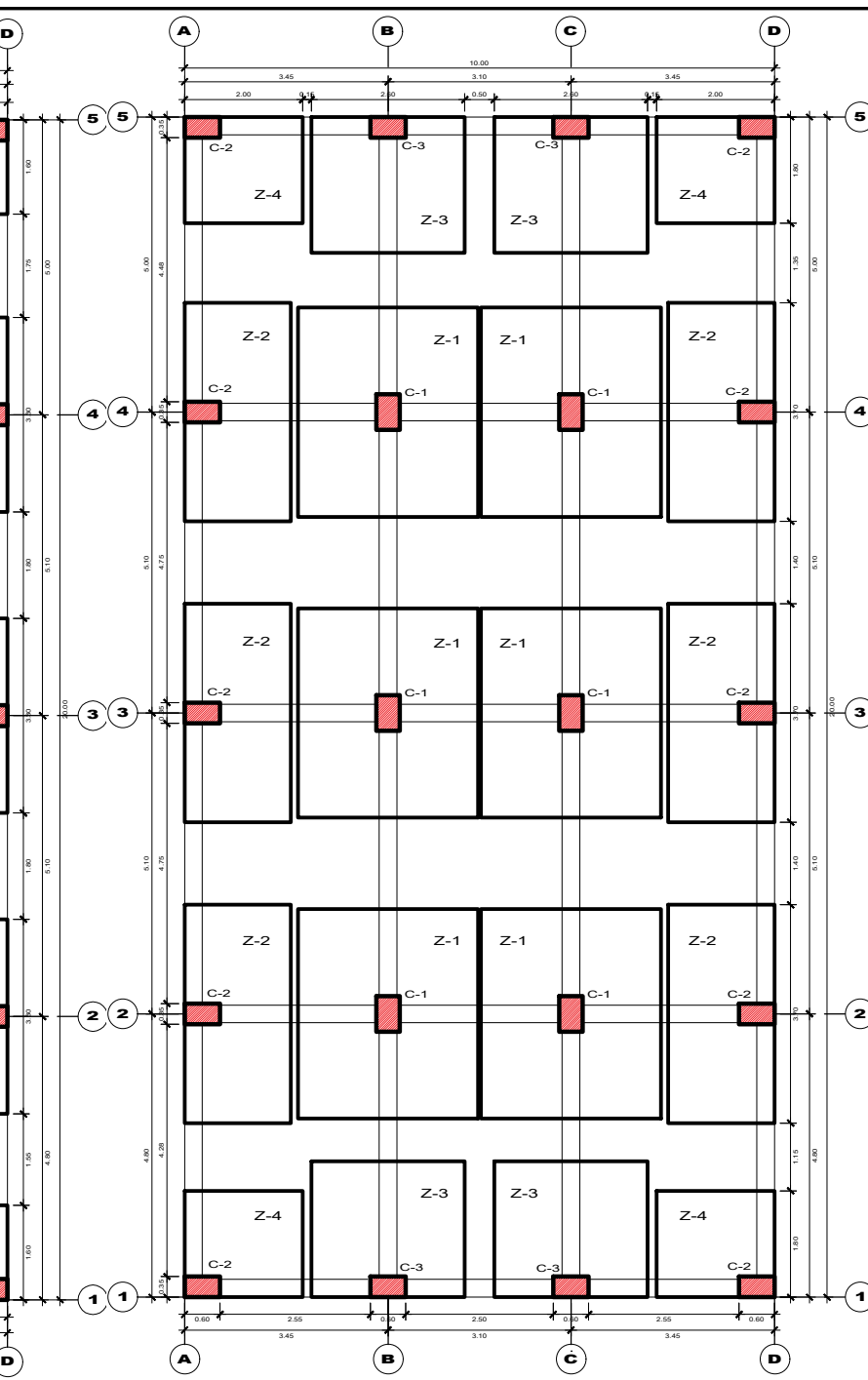
PREDIMENSIONAMIENTO 4 PISOS



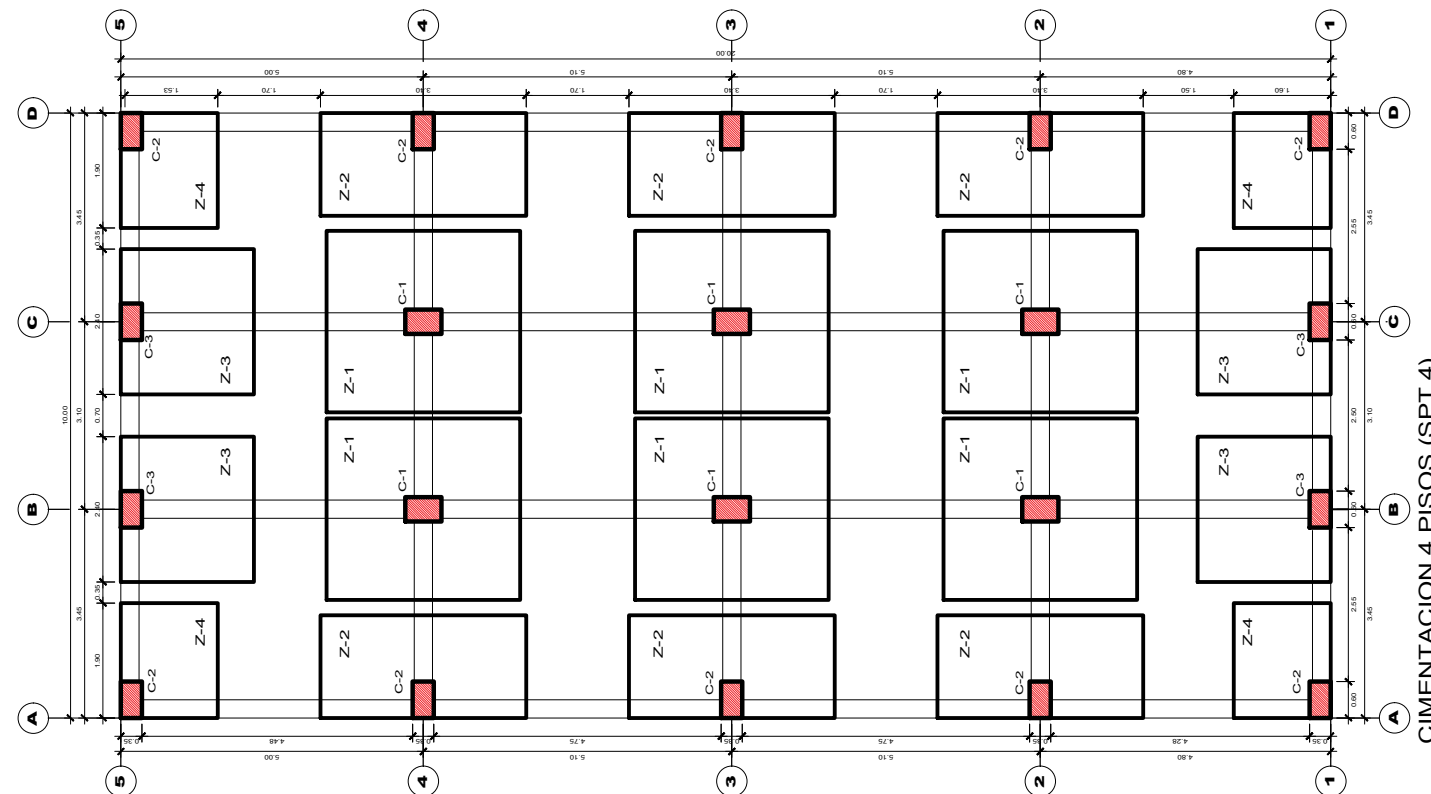
CIMENTACION 4 PISOS (SPT.1)



CIMENTACION 4 PISOS (SPT.2)

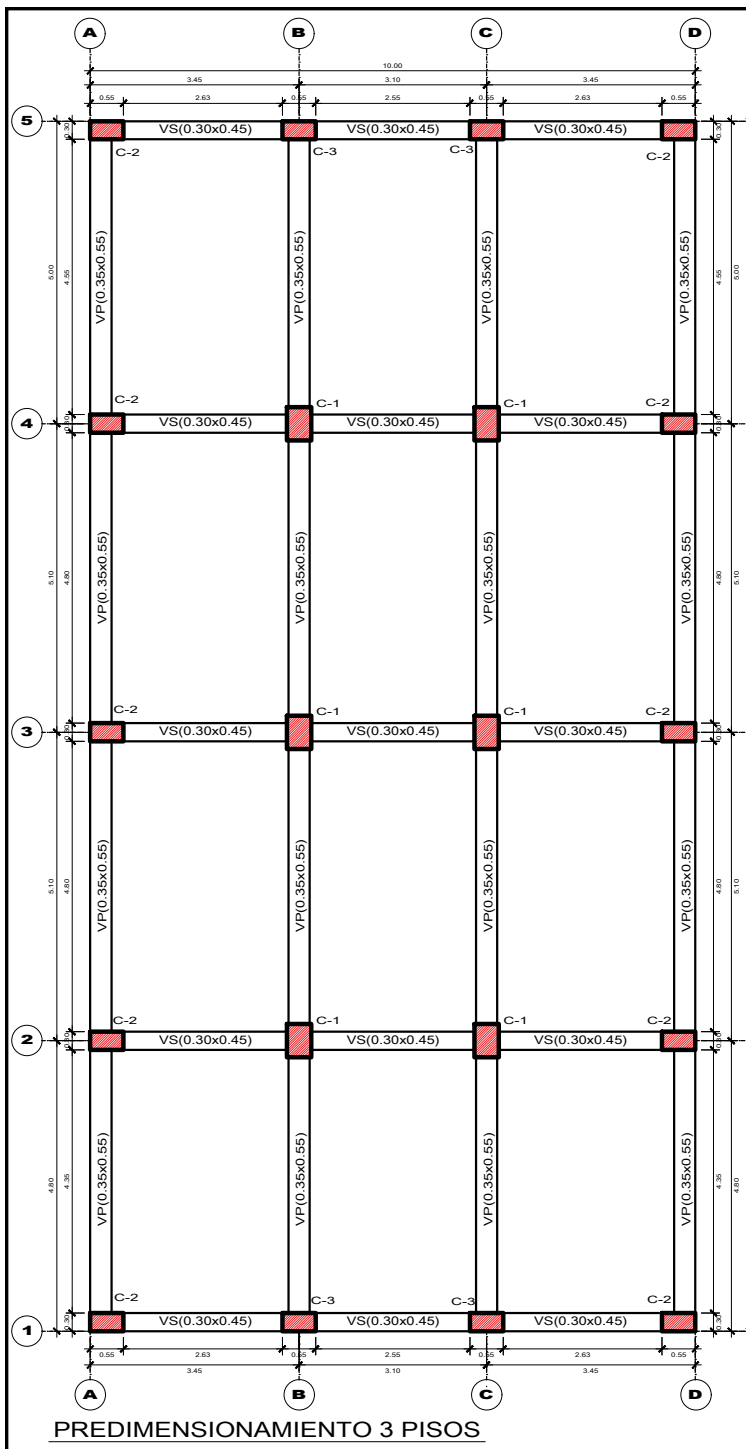


CIMENTACION 4 PISOS (SPT.3)

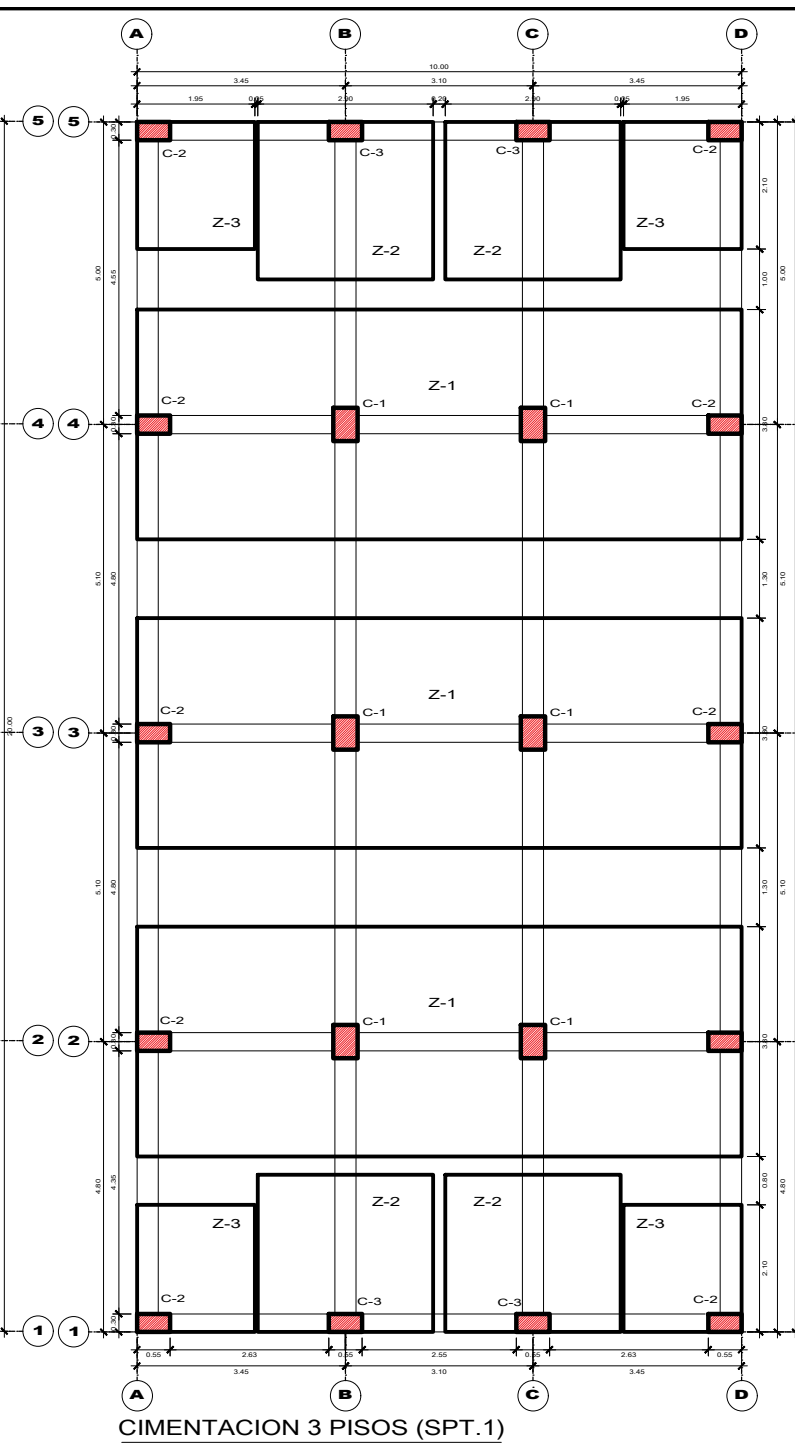


CIMENTACION 4 PISOS (SPT.4)

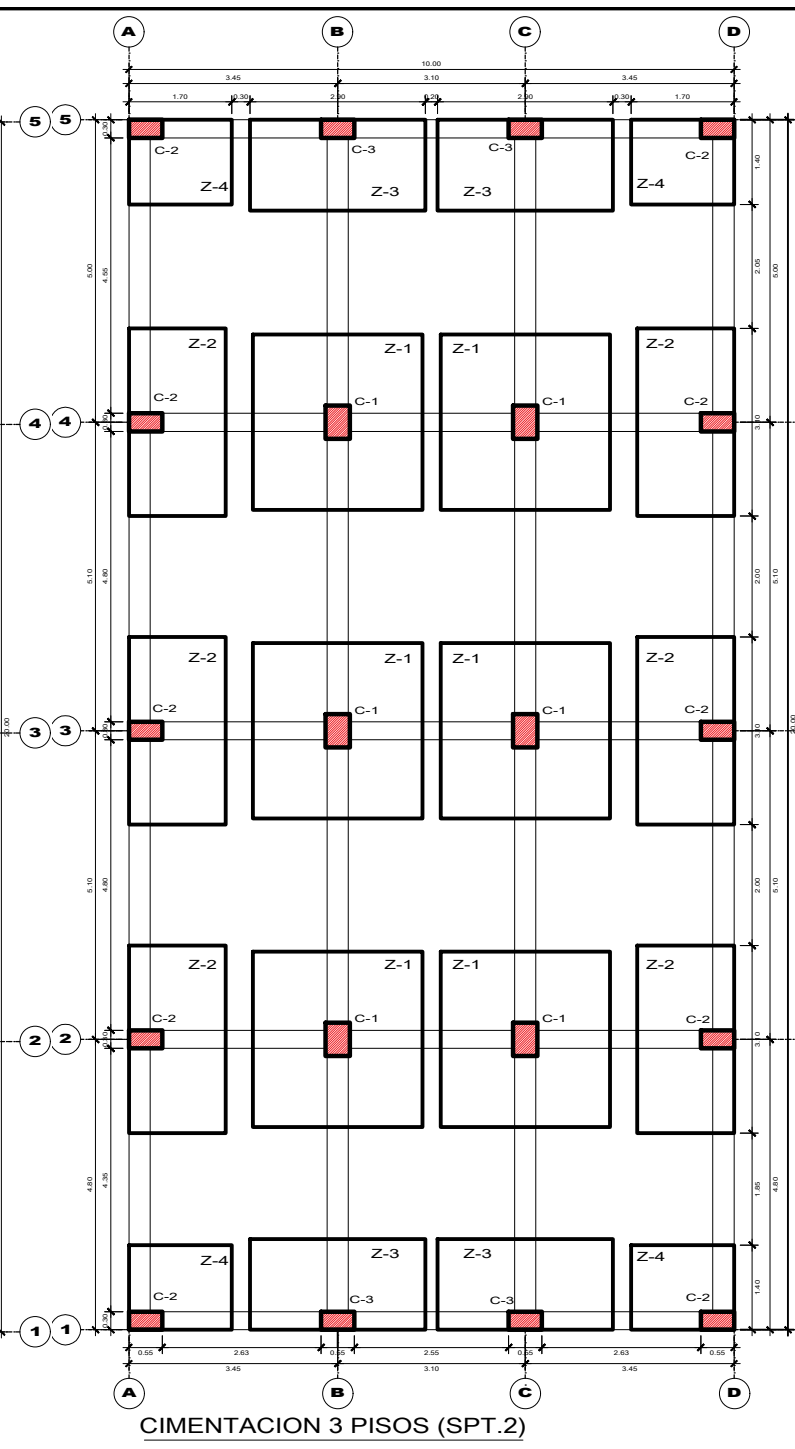
| | | | |
|--|--|--|------------------------|
| PROPIETARIO: Srta. JENNY CONSUELO ACOSTA RIVERA | | DPTO.: PUNO | LAMINA: E-02 |
| ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS | | PROV.: SAN ROMAN | 2 DE 4 |
| DESCRIPCION: PREDIMENSIONAMIENTO Y CIMENTACIONES 4 PISOS | | DISERNO: FRANKLIN ARACA | |
| PROYECTO: VIVIENDA UNIFAMILIAR | | ESCALA: 1 : 125 | |
| UBICACION: SPT-01 SPT-02 SPT-03 SPT-04 | | FECHA: OCTUBRE 2018 | |
| DISTRITO: JULIACA | | PROFESIONAL: BACH. FRANKLIN H. ARACA LLANOS BACH. LILIANA GÓMEZ CATACORÁ | |



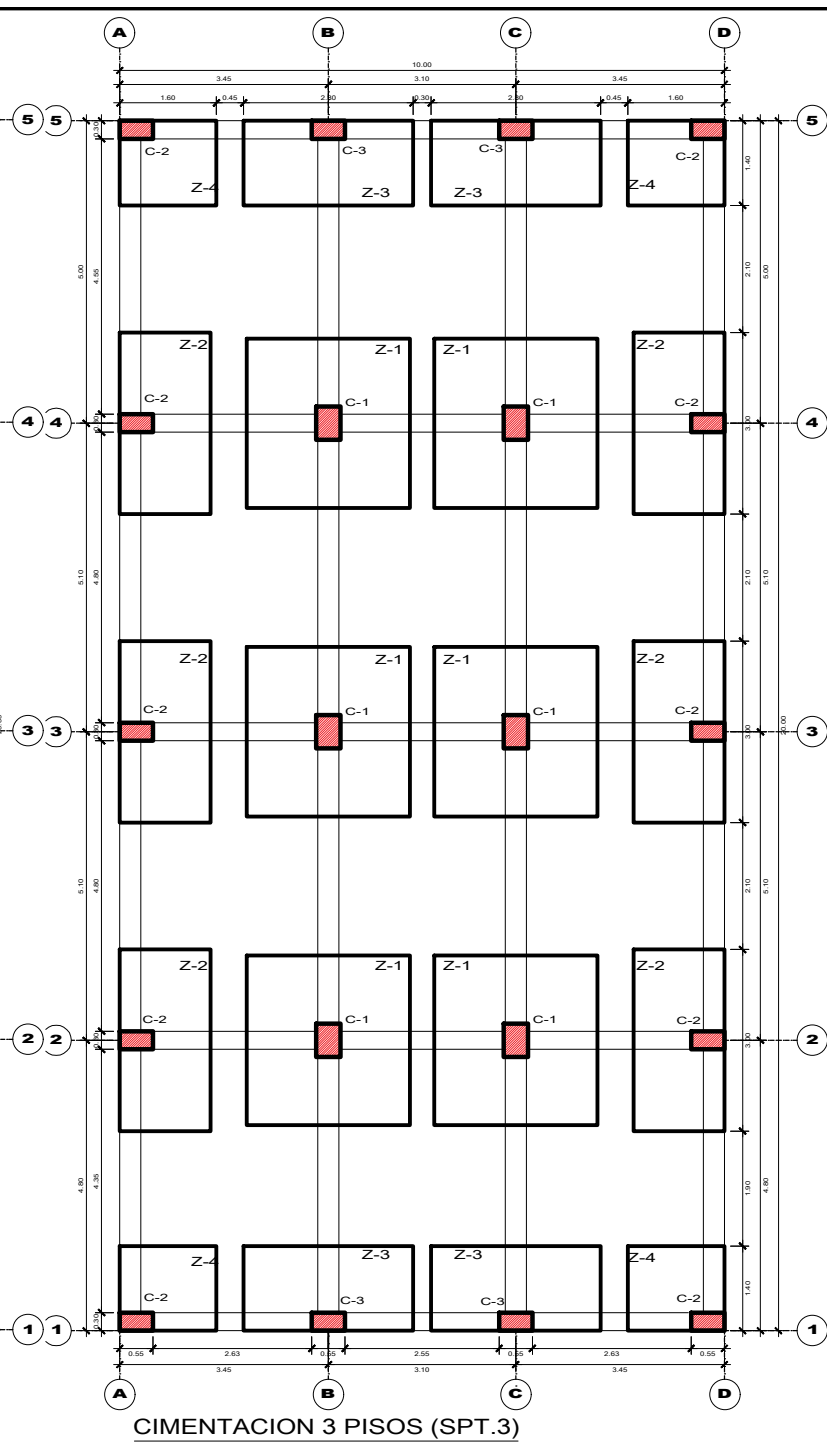
PREDIMENSIONAMIENTO 3 PISOS



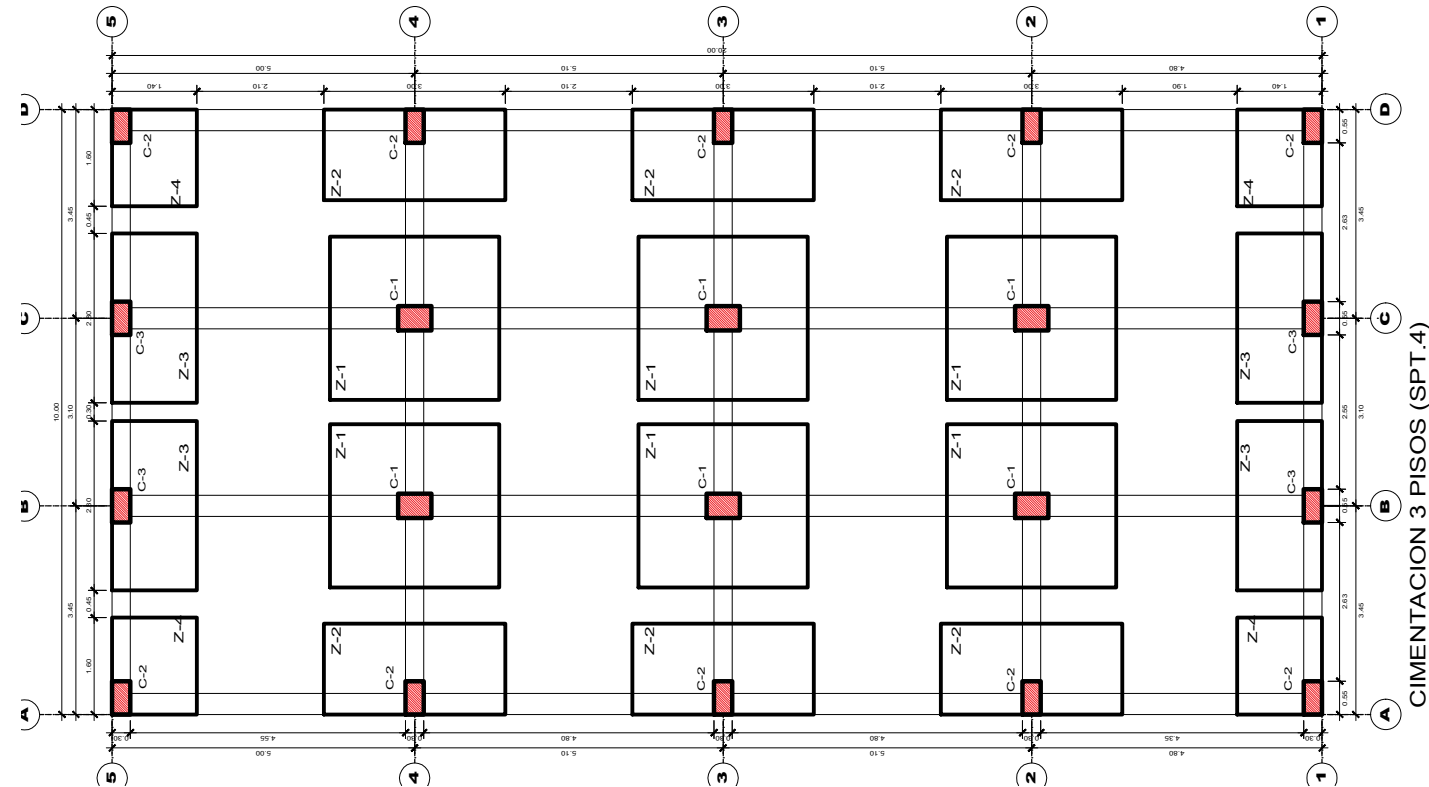
CIMENTACION 3 PISOS (SPT.1)



CIMENTACION 3 PISOS (SPT.2)

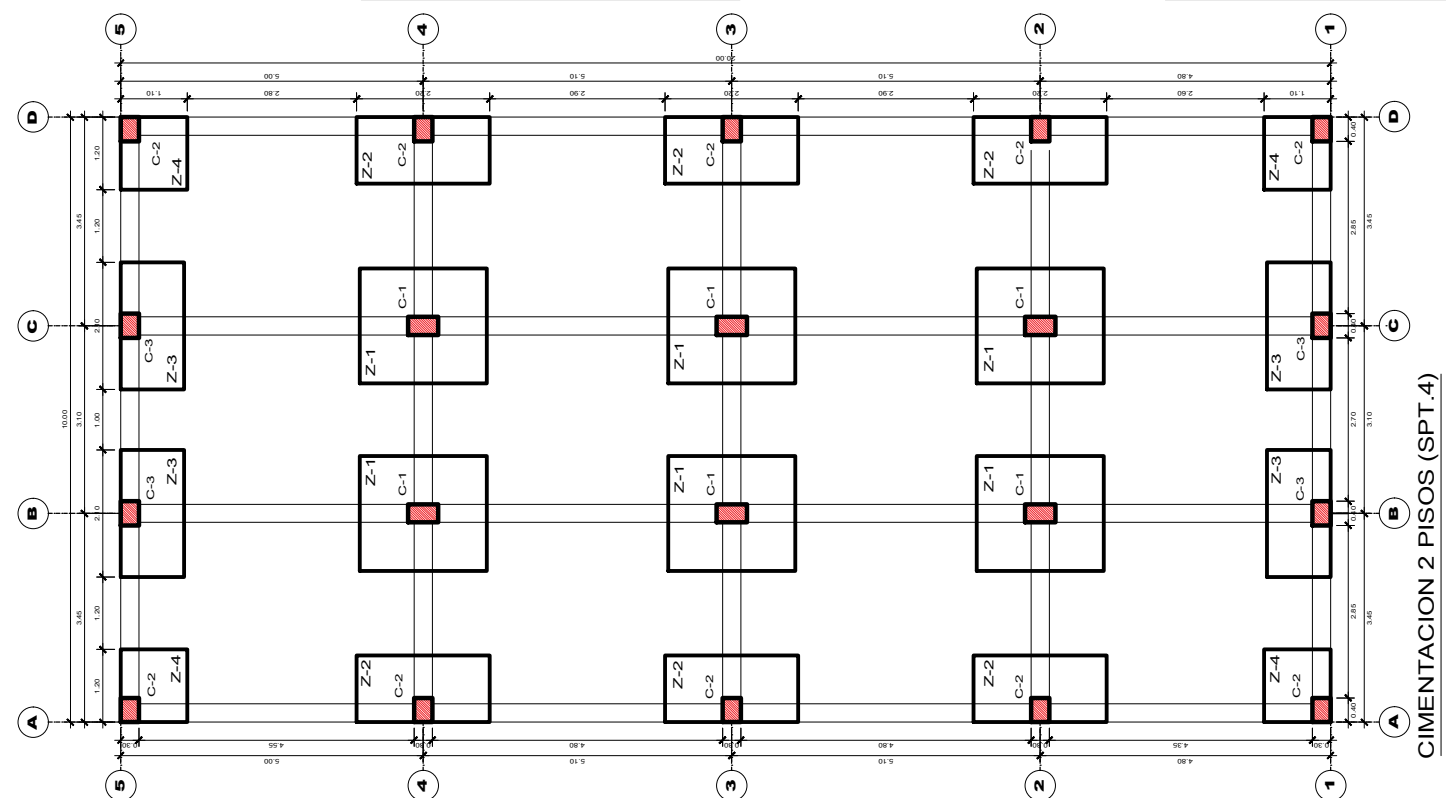
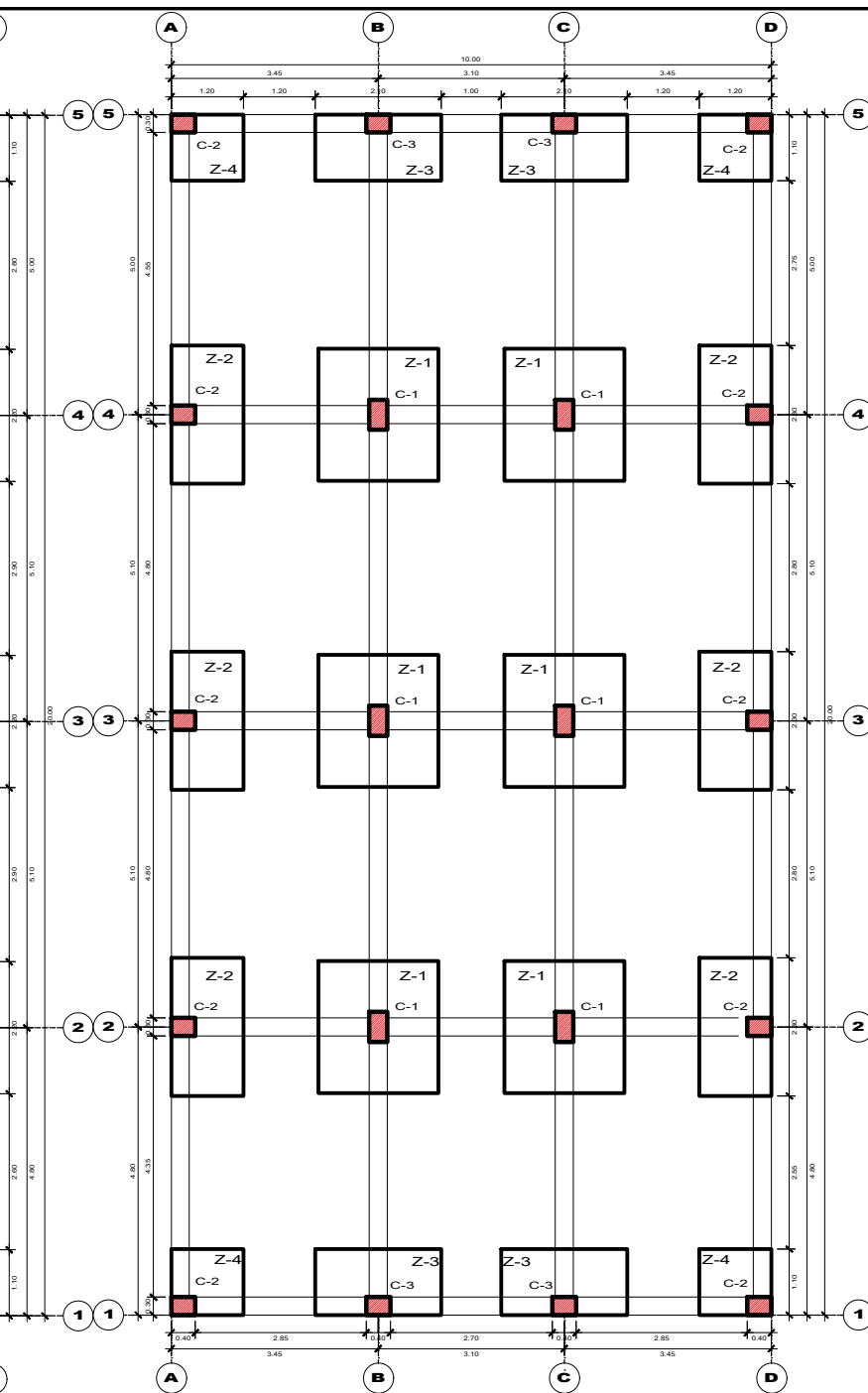
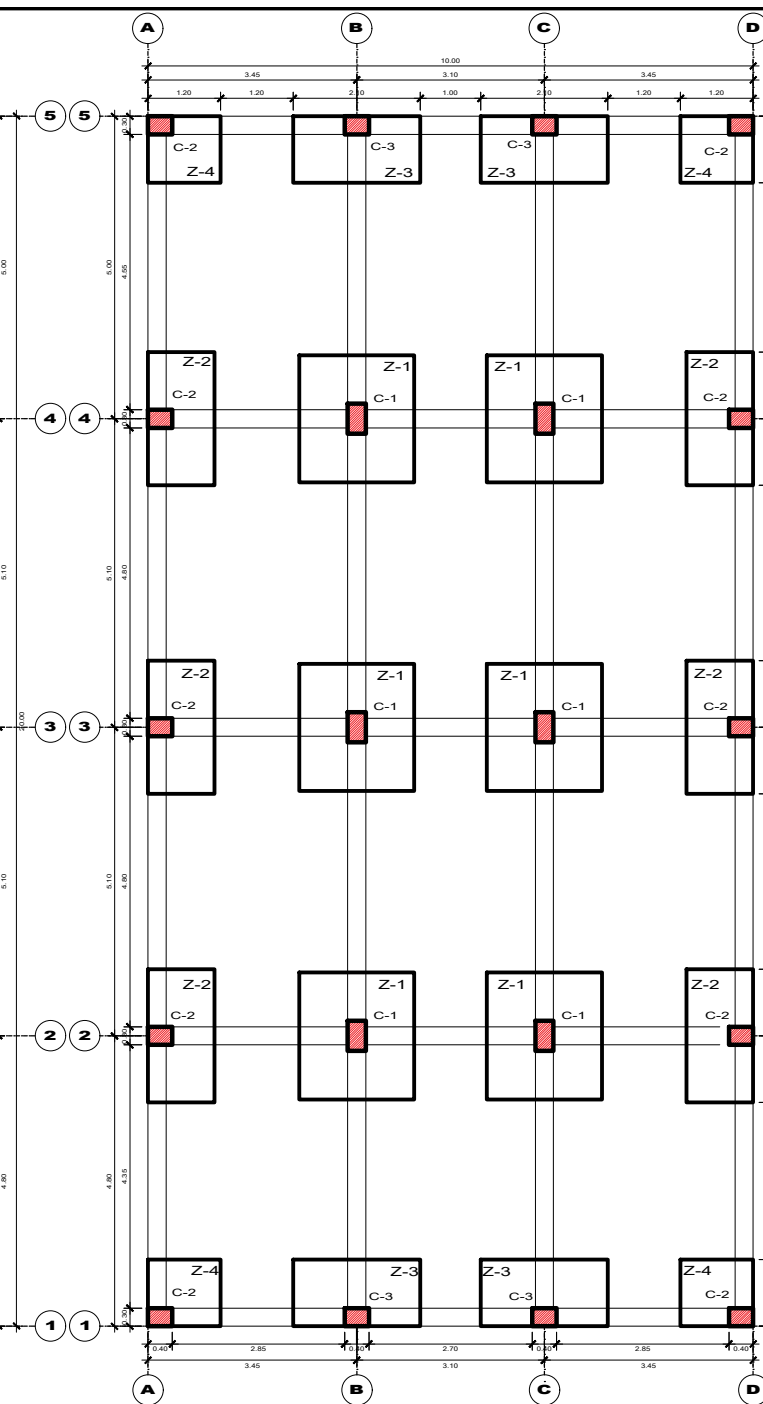
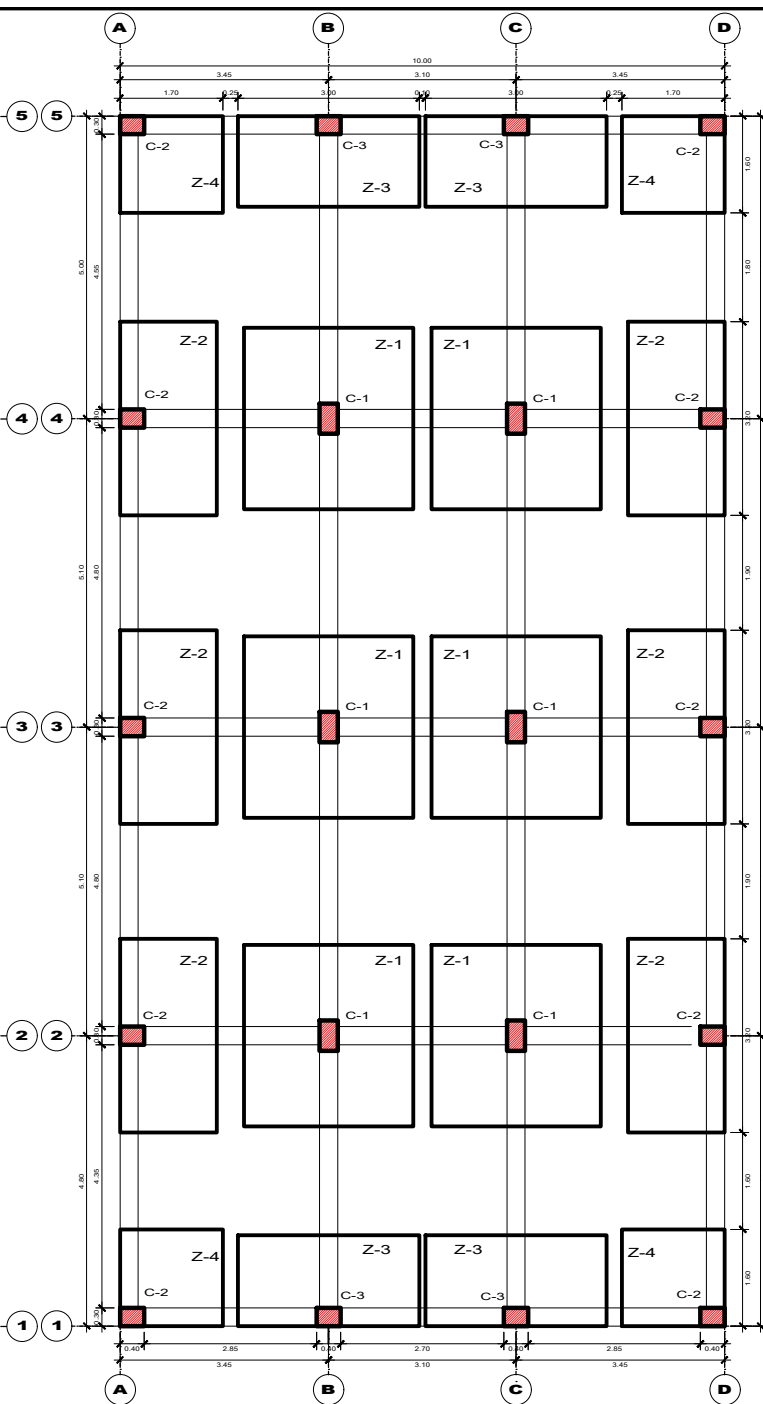
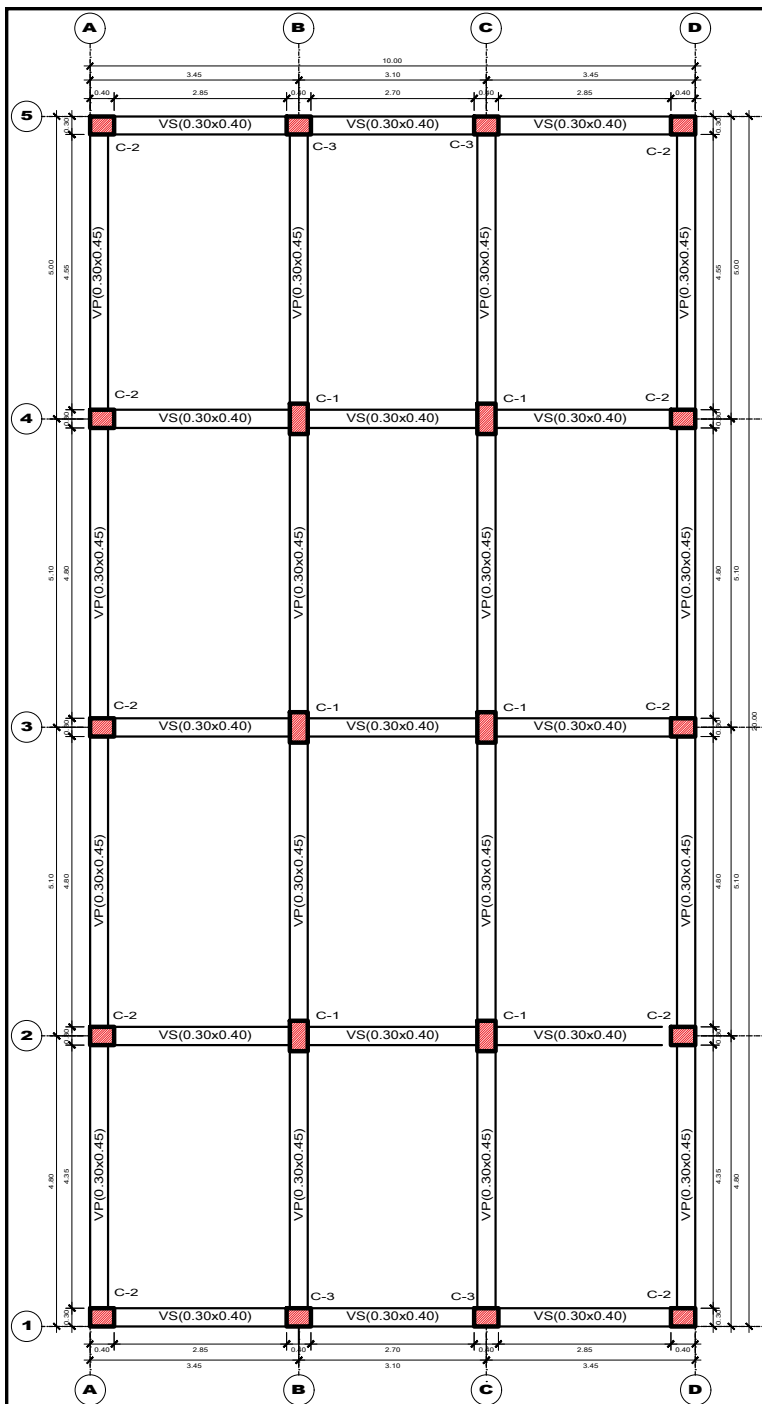


CIMENTACION 3 PISOS (SPT.3)



CIMENTACION 3 PISOS (SPT.4)

| | | | |
|---|--|---|------------------------|
| PROPIETARIO: Srta. JENNY CONSUELO ACOSTA RIVERA | | DPTO.: PUNO | LAMINA: E-03 |
| ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS | | PROV.: SAN ROMAN | 3 DE 4 |
| DESCRIPCION: PREDIMENSIONAMIENTO Y CIMENTACIONES 3 PISOS | | DISERO: FRANKLIN ARACA | |
| PROYECTO: VIVIENDA UNIFAMILIAR | | ESCALA: 1 : 125 | |
| UBICACION: SPT-01 SPT-02 SPT-03 SPT-04 | | FECHA: OCTUBRE 2018 | |
| DISTRITO: JULIACA | | PROFESIONAL: BACH. FRANKLIN H. ARACA LLANOS BACH. LILIANA GÓMEZ CATAORA | |



| | | | |
|---|--|---|------------------------|
| PROPIETARIO: Srta. JENNY CONSUELO ACOSTA RIVERA | | DPTO.: PUNO | LAMINA: E-04 |
| ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS | | PROV.: SAN ROMAN | 4 DE 4 |
| DESCRIPCION: PREDIMENSIONAMIENTO Y CIMENTACIONES 2 PISOS | | DISERO: FRANKLIN ARACA | |
| PROYECTO: VIVIENDA UNIFAMILIAR | | ESCALA: 1 : 125 | |
| UBICACION: SPT-01 SPT-02 SPT-03 SPT-04 | | FECHA: OCTUBRE 2018 | |
| DISTRITO: JULIACA | | PROFESIONAL: BACH. FRANKLIN H. ARACA LLANOS BACH. LILIANA GÓMEZ CATACTORA | |