



**MODELACIÓN NUMÉRICA DEL SISTEMA DE CONTENCIÓN DE MUROS  
PANTALLA Y LOSAS DE APUNTALAMIENTO EN CONCRETO REFORZADO COMO  
MARCO DE RIGIDEZ PARA LA CONSTRUCCIÓN DE SÓTANOS**

TRABAJO DE GRADO

Presentado por

**CARLOS ANDRÉS VELOZA MARTÍNEZ**

Presentado como requisito parcial para optar al título de

**MAGISTER EN INGENIERÍA CIVIL**

**UNIVERSIDAD MILITAR NUEVA GRANADA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL**

Bogotá D.C., Colombia

(junio de 2022)

**MODELACIÓN NUMÉRICA DEL SISTEMA DE CONTENCIÓN DE MUROS  
PANTALLA Y LOSAS DE APUNTALAMIENTO EN CONCRETO REFORZADO COMO  
MARCO DE RIGIDEZ PARA LA CONSTRUCCIÓN DE SÓTANOS**

**CARLOS ANDRÉS VELOZA MARTÍNEZ**

APROBADO:

---

Ing. Oscar Eduardo Pinzón Vargas MSc

Tutor

---

Ing.

Firma

---

Ing.

Firma

Bogotá D.C. 02 de junio de 2022

## **NOTA DE ADVERTENCIA**

“La universidad no se hace responsable de los conceptos emitidos por sus estudiantes en sus proyectos de trabajo de grado, solo velará por la calidad académica de los mismos, en procura de garantizar su desarrollo de acuerdo con la actualidad del área disciplinar respectiva. En el caso de presentarse cualquier reclamación o acción por parte de un tercero en cuanto a los derechos de autor sobre la obra en cuestión, el estudiante –autor asumirá toda la responsabilidad y saldrá en defensa de los derechos. Para todos los derechos la universidad actúa como un tercero de buena fe”. (Ley 23 de 1982, Ley 44 de 1993, Decisión Andina 351 de 1993, Decreto 460 de 1995)

## **Agradecimientos**

En primer lugar, a Dios por otorgarme día a día las herramientas para llevar a cabo este proyecto.

A los colegas ingenieros que aportaron su conocimiento y experticia por su colaboración y asesoría.

Al ingeniero Óscar Eduardo Pinzón Vargas por su tiempo y conocimiento, aportes muy valiosos para la culminación de este documento.

## **Dedicatoria**

A mis padres, Carlos Mauricio y Martha Rocío, a mis hermanos, Juan David, Paula Rocío y Diego Mauricio; a mi abuelo, Carlos Julio y en memoria de mi abuela, María de los Ángeles. A mi novia y mis amigos por su comprensión y apoyo incesante durante todo el proceso.

## Tabla de contenido

1	Introducción.....	18
1.1	Planteamiento del problema .....	19
1.2	Justificación .....	21
1.3	Objetivos.....	22
1.3.1	Objetivo general .....	22
1.3.2	Objetivos específicos .....	23
2	Antecedentes y estado del arte .....	23
3	Marco teórico.....	30
3.1	Presión lateral de tierras .....	30
3.1.1	Estado activo.....	32
3.1.2	Estado pasivo.....	32
3.1.3	Estado en reposo .....	33
3.1.4	Empuje estático.....	34
3.1.5	Teoría de Rankine.....	35
3.1.6	Teoría de Coulomb.....	37
3.1.7	Empuje lateral de suelos con cohesión .....	39
3.2	Análisis pseudoestático .....	40
3.2.1	Teoría de Mononobe – Okabec.....	40
3.3	Muros pantalla .....	43
3.3.1	Cálculo de muros pantalla.....	45

3.3.2	Cálculo de pantalla en voladizo (método de Blum) .....	46
3.3.3	Cálculo de pantallas con un apoyo .....	48
3.3.4	Método del extremo empotrado .....	49
3.3.5	Elementos finitos.....	50
3.3.6	Construcción de muros pantalla.....	51
3.3.7	Tipos de muros pantalla .....	53
3.3.8	Muros pantalla apuntalados .....	54
3.3.9	Muros pantalla autoportantes.....	54
3.3.10	Muros pantalla con sistema mixto .....	55
3.4	Losas .....	58
3.5	Configuraciones de edificaciones en planta.....	61
4	Metodología.....	62
4.1	Desarrollo de objetivos .....	62
4.2	Software de muros pantalla - Cype.....	66
4.3	Software SAP2000 .....	67
4.4	Desarrollo de modelación .....	68
4.4.1	Cype.....	69
4.4.2	SAP2000 .....	80
4.5	Desarrollo de análisis.....	86
5	Resultados .....	90

5.1	Análisis de sensibilidad de la ley de empujes debido a la variación de rigidez de las losas de apuntalamiento.....	90
5.2	Análisis de losas como marco de rigidez.....	98
5.2.1	Rigidez lateral de los modelos de análisis (configuraciones en planta, tipos de losa y espesores de pantallas) .....	99
5.2.2	Variación de rigidez según el nivel de sótano .....	115
5.2.3	Variación longitudinal de la rigidez lateral de losas de apuntalamiento	120
5.2.4	Desplazamientos máximos .....	124
5.2.5	Variación de rigidez en función de la configuración en planta.....	135
5.2.6	Desplazamientos según ancho de la losa de apuntalamiento.....	141
5.2.7	Variación de rigidez en función del espesor de pantalla .....	145
5.2.8	Variación de rigidez en función del tipo de losa .....	147
5.2.9	Incidencia en el aporte a la rigidez lateral según localización de apoyos (pilotes constructivos).....	156
5.2.10	Resultados de esfuerzos cortantes, momentos, desplazamientos por tipo de losa y planta ante empujes laterales de suelos .....	160
5.2.11	Evolución de esfuerzos y desplazamientos según el avance del proceso constructivo	165
5.2.12	Resultados y comparación de resultados software de análisis SAP-2000 y CYPE	177
6	Conclusiones y Recomendaciones .....	182

6.1	Conclusiones .....	182
6.2	Recomendaciones constructivas .....	189
7	Bibliografía .....	201

## Lista de Tablas

Tabla 1. <i>Análisis de rigideces modelos con apoyos y sin apoyos</i> .....	37
Tabla 2. <i>Modelos de análisis propuestos para el sistema de contención de pantallas y losas de apuntalamiento</i> .....	63
Tabla 3. <i>Profundidades de excavación por sótano – Cype</i> .....	71
Tabla 4. <i>Movimientos horizontales en el muro de contención conducentes a los estados activo y pasivo</i> .....	92
Tabla 5. <i>Denominación de lados por tipo de planta</i> .....	100
Tabla 6. <i>Rigideces de apuntalamiento según tipo de losa – piso 1</i> .....	102
Tabla 7. <i>Rigideces de apuntalamiento según tipo de losa – sótano 1</i> .....	103
Tabla 8. <i>Rigideces de apuntalamiento según tipo de losa – sótano 2</i> .....	104
Tabla 9. <i>Rigideces de apuntalamiento según tipo de losa – sótano 3</i> .....	105
Tabla 10. <i>Rigideces de apuntalamiento según tipo de losa</i> .....	106
Tabla 11. <i>Desplazamientos horizontales plantas tipo 1</i> .....	121
Tabla 12. <i>Desplazamientos horizontales plantas tipo 1</i> .....	122
Tabla 13. <i>Desplazamientos horizontales máximos</i> .....	134
Tabla 14. <i>Cuadros comparativos de indicadores de rigidez</i> .....	136
Tabla 15. <i>Análisis de rigideces por variación del espesor de muros pantalla</i> .....	147
Tabla 16. <i>Análisis de rigideces por variación tipo de losa</i> .....	148
Tabla 17. <i>Indicador rigidez/cuantía de concreto</i> .....	155
Tabla 18. <i>Análisis de rigideces modelos con y sin apoyos</i> .....	156
Tabla 19. <i>Rigidez y sótanos</i> .....	161

Tabla 20. <i>Análisis de rigideces modelos con apoyos y sin apoyos</i> .....	168
--	-----

### **Lista de figuras**

Figura 1. <i>Coeficientes de presión de tierras</i> .....	31
Figura 2. <i>Método de Blum</i> .....	47
Figura 3. <i>Método del extremo libre</i> .....	48
Figura 4. <i>Método del extremo empotrado</i> .....	49
Figura 5. <i>Método de análisis por elementos finitos</i> .....	51
Figura 6. <i>Asentamientos verticales por falta de apuntalamiento en estructuras de contención</i> .....	53
Figura 7. <i>Losas de arriostramiento</i> .....	56
Figura 8. <i>Sistema constructivo Ascendente-Descendente</i> .....	57
Figura 9. <i>Sistema constructivo Ascendente</i> .....	59
Figura 10. <i>Configuraciones en planta</i> .....	64
Figura 11. <i>Tipos de losas de apuntalamiento</i> .....	65
Figura 12. <i>Tipología de muros pantalla - Cype</i> .....	70
Figura 13. <i>Pantalla de inicio datos generales – Cype</i> .....	70
Figura 14. <i>Etapa uno proceso constructivo</i> .....	73
Figura 15. <i>Etapa dos proceso constructivo</i> .....	73
Figura 16. <i>Etapa tres proceso constructivo</i> .....	74
Figura 17. <i>Etapa cuatro proceso constructivo</i> .....	74
Figura 18. <i>Etapa cinco proceso constructivo</i> .....	74

Figura 19. Cargas laterales uniformes .....	83
Figura 20. Empujes laterales (suelos, presión hidrostática, sobrecargas) .....	84
Figura 21. <i>Variación del coeficiente de presión de tierras, K, con el desplazamiento...</i>	91
Figura 22. <i>Modelo de análisis software Cype – módulo de pantallas.....</i>	93
Figura 23. <i>Empujes totales sobre muros pantalla de 0,40 m variando la rigidez lateral de las losas de apuntalamiento.....</i>	95
Figura 24. <i>Empujes totales sobre muros pantalla de 0,50 m variando la rigidez lateral de las losas de apuntalamiento.....</i>	95
Figura 25. <i>Empujes totales sobre muros pantalla de 0,60 m variando la rigidez lateral de las losas de apuntalamiento.....</i>	96
Figura 26. <i>Empujes totales sobre muros pantalla con losa de apuntalamiento con rigidez lateral igual a 98 100 000 kN/m.....</i>	96
Figura 27. <i>Empujes totales sobre muros pantalla con losa de apuntalamiento con rigidez lateral igual a 10 000 000 kN/m.....</i>	97
Figura 28. <i>Empujes totales sobre muros pantalla con losa de apuntalamiento con rigidez lateral igual a 1 000 000 kN/m.....</i>	97
Figura 29. <i>Empujes totales sobre muros pantalla con losa de apuntalamiento con rigidez lateral igual a 100 000 kN/m.....</i>	98
Figura 30. <i>Variación de rigideces por niveles de profundidad para plantas tipo 1 – L1 .....</i>	117
Figura 31. <i>Variación de rigideces por niveles de profundidad para plantas tipo 2 (L1) e= 0,40 m.....</i>	117

Figura 32. Variación de rigideces por niveles de profundidad para plantas tipo 2 (L1) e= 0,50 m.....	118
Figura 33. Variación de rigideces por niveles de profundidad para plantas tipo 2 (L1) e= 0,60 m.....	118
Figura 34. Variación de rigideces por niveles de profundidad para plantas tipo 3 (L1) e= 0,40 m.....	119
Figura 35. Variación de rigideces por niveles de profundidad para plantas tipo 1 (L1) e= 0,40 m.....	119
Figura 36. Desplazamientos horizontales plantas tipo 2 (fuerzas en dirección X e Y resp.).....	123
Figura 37. Desplazamientos horizontales plantas tipo 4 (fuerzas en dirección X e Y resp.) .....	123
Figura 38. Fuerza distribuida para análisis por nivel (piso 1) .....	124
Figura 39. Desplazamientos máximos planta tipo 1 – L1.....	125
Figura 40. Desplazamientos máximos planta tipo 1 – L2.....	125
Figura 41. Desplazamientos máximos planta tipo 2 – L1 – e= 0,40 m.....	126
Figura 42. Desplazamientos máximos planta tipo 2 – L2 – e= 0,40 m.....	126
Figura 43. Desplazamientos máximos planta tipo 2 – L1 – e= 0,50 m.....	127
Figura 44. Desplazamientos máximos planta tipo 2 – L2 – e= 0,50 m.....	127
Figura 45. Desplazamientos máximos planta tipo 2 – L1 – e= 0,60 m.....	128
Figura 46. Desplazamientos máximos planta tipo 2 – L2 – e= 0,60 m.....	128
Figura 47. Desplazamientos máximos planta tipo 3 – L1.....	129

Figura 48. <i>Desplazamientos máximos planta tipo 3 – L2</i> .....	129
Figura 49. <i>Desplazamientos máximos planta tipo 3 – L3</i> .....	130
Figura 50. <i>Desplazamientos máximos planta tipo 3 – L4</i> .....	130
Figura 51. <i>Desplazamientos máximos planta tipo 4 – L1</i> .....	131
Figura 52. <i>Desplazamientos máximos planta tipo 4 – L2</i> .....	131
Figura 53. <i>Desplazamientos máximos planta tipo 4 – L3</i> .....	132
Figura 54. <i>Rigideces L= 30 m</i> .....	138
Figura 55. <i>Rigideces L= 20 m</i> .....	139
Figura 56. <i>Rigideces L= 7,5 m – 10 m</i> .....	140
Figura 57. <i>Desplazamientos laterales de losas de ancho variable L1</i> .....	142
Figura 58. <i>Desplazamientos laterales de losas de ancho variable L2</i> .....	143
Figura 59. <i>Desplazamientos laterales máximos de losas de ancho variable</i> .....	143
Figura 60. <i>Desplazamientos máximos según ancho de losa – L1</i> .....	144
Figura 61. <i>Desplazamientos máximos según ancho de losa – L2</i> .....	144
Figura 62. <i>Variación de rigidez según espesor de muros pantalla – L1</i> .....	145
Figura 63. <i>Variación de rigidez según espesor de muros pantalla – L2</i> .....	146
Figura 64. <i>Tipos de losa</i> .....	147
Figura 65. <i>Rigideces planta tipo 1 – L1 según tipo de losa</i> .....	149
Figura 66. <i>Rigideces planta tipo 1 – L2 según tipo de losa</i> .....	149
Figura 67. <i>Rigideces planta tipo 2 – L1 según tipo de losa</i> .....	150
Figura 68. <i>Rigideces planta tipo 2 – L2 según tipo de losa</i> .....	150
Figura 69. <i>Rigideces planta tipo 3 – L2 según tipo de losa</i> .....	151

Figura 70. Rigideces planta tipo 3 – L3 según tipo de losa .....	151
Figura 71. Rigideces planta tipo 4 – L1 según tipo de losa .....	152
Figura 72. Rigideces planta tipo 4 – L2 según tipo de losa .....	152
Figura 73. Desplazamientos modelo PT1 – LT1 – $e= 0,40\text{ m}$ – $a= 4,0\text{ m}$ según disposición de apoyos.....	158
Figura 74. Desplazamientos modelo PT2 – LT1 – $e= 0,40\text{ m}$ – $a= 4,0\text{ m}$ – L1 según disposición de apoyos.....	158
Figura 75. Desplazamientos modelo PT2 – LT1 – $e= 0,40\text{ m}$ – $a= 4,0\text{ m}$ – L2 según disposición de apoyos.....	159
Figura 76. Momentos por tipo de losa .....	161
Figura 77. Cortantes por tipo de losa .....	162
Figura 78. Desplazamientos por tipo de losa .....	162
Figura 79. Momentos por tipo de planta.....	163
Figura 80. Cortante por tipo de planta.....	164
Figura 81. Desplazamientos por tipo de planta .....	164
Figura 82. Modelo SAP2000-v23 Planta tipo 1 – Losa tipo 1 .....	166
Figura 83. Desplazamientos máximos en muros pantalla según proceso constructivo – L1 .....	169
Figura 84. Desplazamientos máximos en muros pantalla según proceso constructivo – L2 .....	170
Figura 85. Variación de esfuerzos cortantes según avance de proceso constructivo – L1 .....	171

Figura 86. <i>Variación de esfuerzos cortantes según avance de proceso constructivo – L2</i> .....	172
Figura 87. <i>Variación de momentos según avance de proceso constructivo – L1</i> .....	172
Figura 88. <i>Variación de momentos según avance de proceso constructivo – L2</i> .....	173
Figura 89. <i>Esfuerzos cortantes según proceso constructivo – L1. Resistencia a cortante</i> .....	175
Figura 90. <i>Esfuerzos cortantes según proceso constructivo – L2. Resistencia a cortante.</i> .....	175
Figura 91. <i>Momentos según proceso constructivo – L1. Resistencia a flexión.</i> .....	176
Figura 92. <i>Momentos según proceso constructivo – L2. Resistencia a flexión.</i> .....	176
Figura 93. <i>Momentos planta tipo 1 – losa tipo 1 – L2 software Cype</i> .....	178
Figura 94. <i>Momentos planta tipo 1 – losa tipo 1 – L2 software SAP2000 – v23</i> .....	179
Figura 95. <i>Cortantes planta tipo 1 – losa tipo 1 – L2 software Cype</i> .....	180
Figura 96. <i>Cortantes planta tipo 1 – losa tipo 1 – L2 software SAP2000 – v23</i> .....	180
Figura 97. <i>Comparativo de esfuerzos cortantes SAP2000-v23 y Cype</i> .....	181
Figura 98. <i>Comparativo de momentos SAP2000-v23 y Cype</i> .....	182

## Resumen

La construcción de sótanos en edificaciones de diferentes usos resulta una alternativa para adicionar área construida en una superficie definida. Por lo tanto, implica retos importantes como la logística y evacuación de grandes volúmenes de material de excavación, drenaje y manejo de aguas subterráneas, impermeabilizaciones, construcción de elementos de contención, entre otros.

Es por esto por lo que, cuando se carece de espacio suficiente para acometer las excavaciones con taludes perimetrales, debido a la distancia con las edificaciones colindantes o a condiciones geotécnicas inmanejables, es necesario acudir a otras alternativas que garanticen la estabilidad de las estructuras contiguas. Para tal fin, los muros pantalla resultan una alternativa.

Los muros pantalla sometidos a cargas laterales, debido a empujes de tierra, agua o de cargas externas, pueden ser diseñados como un sistema autoportante. Sin embargo, esta opción tiene limitantes en la capacidad resistente, por lo cual se puede acudir a otros sistemas contribuyentes como los de anclajes, contrafuertes, apuntalamientos provisionales o definitivos, sistema ascendente-descendente, entre otros.

Con tal fin, la construcción de muros pantalla se realiza de manera práctica por medio de módulos que, por lo general, miden desde 2,0 m hasta 5,0 m de ancho, con espesores variables que comúnmente superan los 0,40 m. A pesar de esta consideración, es normal encontrar que el análisis estructural de los muros pantalla se realice asumiéndolos como elementos continuos; cuando en realidad están

compuestos por varios elementos vaciados de forma independiente, que ni siquiera son continuos en el acero de refuerzo horizontal, por lo que su única interacción ocurre entre las juntas de conexión y sus diferentes configuraciones.

Considerando lo anterior, para el presente trabajo se propone un análisis estructural de la interacción de muros pantalla con losas de concreto reforzado que sirven de apuntalamiento del sistema de contención. Este análisis se desarrollará con varias configuraciones en planta, lo cual asume una discretización de los muros pantalla por módulos constructivos y varios tipos de losa de concreto reforzado. Esto último, con el objetivo de evaluar el aporte a la rigidez del sistema mediante alternativas de losas de concreto reforzado en la contención ofrecida por muros pantalla.

Finalmente, el forjado de las losas que servirán como apuntalamiento de los muros pantalla no implica la construcción de toda la planta, sino de configuraciones que otorguen rigidez al sistema y garanticen su estabilidad, teniendo en cuenta que es importante dejar espacios abiertos en el diafragma interior, sobre todo, para efectos logísticos y constructivos durante la excavación. Los modelos de análisis propuestos combinan 4 configuraciones en planta y 3 tipos de losas como marco de rigidez. Las configuraciones en planta planteadas son: planta rectangular con relación entre lados menor a 1.5, planta rectangular con relación de lados mayor a 1.5, planta rectangular con retroceso en esquinas y planta con lados no paralelos; respecto a los tipos de losas se formularon los siguientes prototipos: losa maciza con espesor de 0.20m, losa con vigas de 0.60m de altura con torta superior de 0.10m y losa con vigas de 0.60m con tortas superior e inferior de 0.10m. Los análisis y resultados obtenidos permiten

comparar los efectos de los empujes laterales de un suelo de tipo cohesivo de las mismas características y propiedades geotécnicas sobre los indicadores de rigidez, resultados de desplazamientos y esfuerzos sobre los modelos constituidos por diferentes tipos de planta y losas para un sistema de contención compuesto por muros pantalla y losas de apuntalamiento como marcos de rigidez.

**Palabras clave:** muros pantalla, losa, apuntalamiento, rigidez, contención, sótano.

## **Abstract**

The construction of basement in buildings of different uses is an alternative to add a built area on a defined surface. It involves important challenges such as logistics and evacuation of large volumes of excavation material, drainage and groundwater disposal, waterproofing, construction of containment structures, among others.

This is why, when there is not enough space to undertake excavations with perimeter slopes due to the distance from adjacent buildings or unmanageable geotechnical conditions, it is necessary to resort to other alternatives to ensure the stability of surrounding structures. For this purpose, diaphragm walls are an alternative.

Diaphragm walls subjected to lateral loads due to earth, water, or external loads can be designed as a self-supporting system. However, this option has limitations in the resistant capacity, so other contributing systems can be used, such as anchorage systems, buttresses, provisional or permanent shoring, ascending-descending system, among others.

Diaphragm wall's construction is carried out in a practical way using modules that normally measure from 2,0 m to 5,0 m in width, with varying thicknesses that commonly exceed 0,40 m. Despite this consideration, it is common to find that the structural analysis of the diaphragm walls is conducted assuming them as continuous elements when they are composed of several elements emptied independently and not even have continuity in the horizontal reinforcing steel, their only interaction occurs between the connection joints and their different configurations.

Given this, the present paper proposes a structural analysis of the interaction of diaphragm walls with reinforced concrete slabs that serve as shoring of the containment system. This analysis will be developed with several configurations in the floor plan, assuming a discretization of the diaphragm walls by construction modules and various types of reinforced concrete slabs. The purpose is to evaluate the contribution to the stiffness of the system using different reinforced concrete slabs in the containment offered by diaphragm walls.

Finally, it should be clarified that the forging of the slabs that will serve as shoring for the diaphragm walls does not imply the construction of the entire floor plant, but rather of configurations that provide rigidity to the system and guarantee its stability, taking into account that it is important to leave open spaces in the interior diaphragm, especially for logistic and construction purposes during excavation. The proposed analysis models combine 4 floor plan configurations and 3 types of slabs as stiffness framework. The proposed floor plan configurations are: a rectangular floor plan with a side ratio of less than 1.5, a rectangular floor plan with a side ratio greater than 1.5, a rectangular floor plan with setbacks in the corners and a floor plan with non-parallel sides; Regarding the types of slabs, the following prototypes were formulated: solid slab with a thickness of 0.20m, slab with beams of 0.60m in height with an upper shell of 0.10m and slab with beams of 0.60m with upper and lower shells of 0.10m.

The analyzes and results obtained allow us to compare the effects of the lateral thrusts of a cohesive-type soil with the same characteristics and geotechnical properties on the stiffness indicators, displacement results and stresses on the models assembled

by different types of floors and slabs for a containment system made up of diaphragm walls and shoring slabs as stiffening frames.

**Keywords:** diaphragm walls, reinforced concrete slabs, shoring, stiffness, containment, basements.

## 1 Introducción

La necesidad de contar con mayor cantidad de área aprovechable en las edificaciones ha hecho que la construcción de sótanos sea cada vez más común. La realización de muros pantalla, como alternativa para contener los empujes laterales producidos por los empujes de suelo, presiones hidrostáticas, sobrecargas y cargas sísmicas, es usual para dar solución a la construcción de niveles bajo la rasante de suelo. La construcción de los marcos de rigidez como sistema de apuntalamiento de los muros pantalla, tiene como ventaja que no son elementos invasivos de los predios colindantes, a diferencia de la instalación de anclajes. Además, son estructuras que tendrán un uso provisional para soportar las cargas laterales de contención durante el proceso constructivo, pero que serán definitivas para la etapa de servicio de la edificación, por lo que evitan estructuras provisionales que significan un incremento en los costos del proyecto.

En el documento se presenta una recopilación de diferentes maneras de abordar el diseño y construcción del sistema de contención compuesto por muros pantalla, mencionando los métodos y variables más relevantes para llevar la ejecución de este tipo de estructuras. El marco teórico desarrolla los fundamentos de índole geotécnico y estructural, que cobran importancia en el análisis y cálculo de sistemas de contención.

La metodología describe las herramientas y métodos de análisis que se adoptaron para el cálculo y obtención de resultados de los escenarios propuestos. Los softwares de cálculo estructural SAP2000 y Cype, empleados para el desarrollo de los

análisis estructurales, son detallados en el marco de la elaboración de un proyecto de muros pantalla para contención de fuerzas laterales.

En el análisis de resultados se comparan los distintos escenarios que pueden emplear las losas de apuntalamiento en muros pantalla como alternativa para la construcción de sótanos. Además, también se enfoca en los efectos que surgen de las respuestas a las solicitaciones y desplazamientos horizontales, los cuales se esperan obtener bajo la aplicación de variables como la configuración en planta de los sótanos, los tipos de losas de apuntalamiento, entre otras. Los resultados obtenidos permiten inferir la incidencia de cada modelo propuesto y las consideraciones que se sugieren tener en cuenta al momento de diseñar estas estructuras, que requieren especial atención dado el nivel de riesgo.

Finalmente, el capítulo de conclusiones y recomendaciones incluyen el cierre de los resultados obtenidos, las posibilidades de ampliación de estudio para futuros proyectos relacionados con el tema principal, y algunas recomendaciones constructivas obtenidas de la literatura y experiencias prácticas en la ejecución de muros pantalla.

## **1.1 Planteamiento del problema**

La construcción de sótanos en edificaciones genera desafíos importantes en su diseño y ejecución. Uno de los retos por superar es la realización del sistema de contención, sobre todo, cuando las condiciones del proyecto imposibilitan otras alternativas como la excavación a cielo abierto o la conformación de taludes

perimetrales, así, la opción de construir muros pantalla se contempla cuando se presentan estas condiciones.

Por consiguiente, la fase más crítica de estos se presenta durante la ejecución de las excavaciones. Los esfuerzos generados por los empujes activos y pasivos al trasdós e intradós de los muros son esenciales para el diseño de los elementos. Debido a la complejidad de esta etapa, se han creado alternativas de arriostramiento o apuntalamiento de las contenciones, que aportan a la reducción de deformaciones. Es así como, una de las opciones consiste en el acodalamiento por medio del forjado completo o parcial de las losas de sótano, las cuales se amarran a las pantallas y aportan rigidez para su estabilidad.

Por ejemplo, alternativas como el uso de anclajes a las pantallas, acodalamientos con estructuras metálicas provisionales, contrafuertes o pantallas autoportantes que trabajan en ménsula conllevan restricciones importantes en términos funcionales, operativos y económicos. Por lo cual, la opción del arriostramiento de las pantallas, por medio de la construcción parcial de las losas de sótanos, se convierte en una salida práctica y efectiva. Por ende, es pertinente estudiar el comportamiento de estos muros sometidos a fuerzas laterales durante el proceso de excavación y su vida útil, así como establecer la relación entre estos dos momentos y el sistema de apuntalamiento compuesto por el forjado de distintos tipos de losas construidas de forma parcial o completa.

Por otra parte, las fuerzas laterales ejercidas sobre un sistema de contención dependen del tipo de suelos, nivel freático, sobrecargas, etc. El propósito es realizar el

análisis del sistema de contención y apuntalamiento, mencionado con anterioridad, expuesto a suelos blandos de tipo cohesivo como punto de partida y crear una metodología que se evaluará al recopilar el modelo en otros tipos de suelos. En síntesis, mediante modelación matemática asistida por un *software* especializado en análisis y diseño estructural, se desea resolver el siguiente interrogante: ¿Qué efectos, del comportamiento estructural sobre el sistema de contención, compuesto por muros pantalla y losas de apuntalamiento en concreto reforzado que están expuestos a cargas laterales, surgen de variar los tipos de losas y configuraciones geométricas en planta para edificaciones? Los tipos de losas y configuraciones se especifican con precisión a lo largo de la presente propuesta.

## **1.2 Justificación**

El proceso constructivo de sótanos, a través de muros pantalla, conlleva analizar con detalle el diseño de los elementos para la etapa de ejecución de las excavaciones con un mayor nivel de minucia que bajo las condiciones finales de trabajo. La exposición de los muros pantalla a los empujes, generados en el trasdós por la evacuación de material del suelo en el intradós, produce esfuerzos importantes que se incrementan ante el aumento de la profundidad de excavación. Debido a esto, es trascendental originar un sistema de apuntalamiento de los muros pantalla que permita garantizar la estabilidad del sistema de contención.

Por tanto, una de las alternativas para formar un arriostramiento al sistema de contención es el forjado parcial de losas que se vinculen a los muros pantalla y

apuntalen el sistema, lo cual genera un diafragma interior que otorga mayor rigidez al sistema completo (muros pantalla-losas). Las losas de apuntalamiento, conocidas como vigas de coronación (para el nivel más alto) o vigas cinturón (para losas intermedias), son diseñadas con base en experiencias previas. Sin embargo, realizar un análisis comparativo del comportamiento de diferentes tipos de losa con otras configuraciones en planta de la edificación abre una gama de posibilidades para la selección de este sistema según los resultados obtenidos de estos análisis y más allá de la experiencia.

Con el presente trabajo, se creará una metodología y una guía para la selección de las mejores alternativas de apuntalamiento de los muros pantalla por medio del forjado de losas que otorgan rigidez de acuerdo con las necesidades del proyecto y en busca de optimización económica. Asimismo, es importante resaltar algunas recomendaciones constructivas tomadas de experiencias en la ejecución de este tipo de procesos constructivos, lo cual significa la entrega de lecciones aprendidas para quienes tengan previsto edificar bajo este sistema para sótanos, por lo que reduce así al máximo las eventuales pérdidas y reprocesos.

### **1.3 Objetivos**

#### **1.3.1 Objetivo general**

- Determinar los escenarios óptimos para el sistema de contención de muros pantalla apuntalados con un marco de rigidez de losa en concreto reforzado y sometido a cargas laterales generadas por suelos cohesivos, para

configuraciones geométricas en planta y losas típicas de edificaciones con sótanos.

### **1.3.2 Objetivos específicos**

- Comparar los resultados de los análisis estructurales de losas de apuntalamiento de muros pantalla para configuraciones geométricas en planta y tipos de losas típicas en edificios con sótanos.
- Describir la evolución de las deformaciones presentadas en muros pantalla apuntalados por medio de losas en concreto reforzado según el avance del proceso constructivo típico de este sistema.
- Evaluar las diferencias en los requerimientos de las losas de apuntalamiento de muros pantalla en función de la profundidad y número de sótanos ante cargas laterales generadas por suelos de tipo cohesivo.
- Presentar recomendaciones para los procesos constructivos que opten por el sistema de muros pantalla y apuntalamiento por medio de losas de coronación y losas cinturón como método aplicable a sótanos.

## **2 Antecedentes y estado del arte**

La construcción de muros pantalla en concreto reforzado ha sido un tema de estudio y análisis desde diferentes enfoques. Por ejemplo, Sanhueza (2008) realizó un modelo en donde se establecen criterios y parámetros de diseño para estos en función del comportamiento de las deformaciones reales de varias pantallas instrumentadas

geotécnicamente. Estas comparaciones entre datos teóricos y reales permitieron definir parámetros mecánicos y de resistencia de los suelos de Madrid (España) con una alta correlación en los resultados. Los parámetros provenientes de dicho trabajo son solo aplicables para la ciudad de Madrid; sin embargo, sí sugieren una metodología replicable para otro tipo de condiciones.

(Sanhuesa Plaza, 2008) presentó algunas recomendaciones para el análisis de pantallas con arriostramientos a diferentes niveles. Una de estas recomendaciones sugirió realizar los estudios mediante el uso del método de elementos finitos o del de tensión-deformación, que permiten introducir variables como la secuencia constructiva, rigidez de la pantalla y propiedades geotécnicas. Por otro lado, el enfoque adoptado por Cano et al. (2020) estudió el proceso constructivo de los muros pantalla realizado a partir de batches o módulos con juntas de conexión. Buscó determinar el ancho óptimo de excavación de los módulos de pantalla en función de la cohesión y ángulo de rozamiento de suelos mixtos.

De igual forma, la empresa australiana Airey Taylor Consulting es un ejemplo del desarrollo de grandes proyectos, pues empleó el sistema constructivo ascendente-descendente (*top-down*), el cual es una alternativa para el apuntalamiento de muros pantalla (Airey Taylor Consulting, 2018). En su sitio de internet, se describieron algunos proyectos construidos con este sistema, lo que expone las ventajas de su implementación en términos de costos o tiempos de ejecución. Uno de los ejemplos, es el del edificio St. Quentin's Apartments, en cuya construcción se tuvieron que resolver grandes retos como, por ejemplo, la necesidad de un sistema de retención rígido que

podiera resistir las vías y edificaciones adyacentes para la construcción del sótano de la edificación.

En cambio, Zargar y Mirmohammadi (2018) desarrollaron un estudio de caso acerca de la implementación del sistema ascendente-descendente en la construcción del complejo comercial-residencial Ban, en la ciudad de Teherán (Irán), considerado el mejor método para minimizar el impacto de las excavaciones y construcción de sótanos en los edificios adyacentes.

Mientras que, Jia et al. (2012) indagaron la aplicación del método ascendente-descendente en el proyecto Shangai Tower. Trataron temas de índole estructural y geotécnico como los tipos de suelos, niveles freáticos, asentamientos, análisis de deformaciones, entre otros. Shangai Tower consta de cinco sótanos y está situada en una zona compuesta de suelos blandos arcillosos saturados. Los autores expusieron el comportamiento del sistema ascendente-descendente con este tipo de suelo desde la concepción del diseño hasta el comportamiento, medido con instrumentación durante la construcción.

Lee et al. (1999) presenta una alternativa del proceso constructivo ascendente-descendente. El método que desarrollaron se describe como un sistema de encofrado no apuntalado para construcciones de este tipo. Esta propuesta consistió en el forjado de losas de sótano de arriba abajo a través de un sistema de encofrado que se deja suspendido y, luego, desciende. Lo anterior permite continuidad en la ejecución de las excavaciones sin ningún tipo de interrupción de trabajos durante la adquisición de resistencia del concreto. Además, se considera un método seguro y apropiado para

proyectos con condiciones restringidas de espacio, pues permitió que las losas, que se vacían enfrenten las cargas laterales, sean soportadas en primera instancia solo por los muros pantalla.

Un estudio de caso para el edificio “Entre Calles”, ubicado en la ciudad de Bogotá, fue realizado por Obando (2019), el cual presentó un análisis geotécnico de la cimentación y contención. En este documento se definieron los niveles de apuntalamiento de muros tablestaca, considerando la teoría de Peck aplicable a estratos de arcilla, que son sostenidos por muros de contención con varios niveles de apuntalamiento. Este análisis simplificado transformó los empujes laterales en fuerzas distribuidas con distribución triangular al inicio, final y uniforme entre los niveles intermedios de apuntalamiento. Además, calculó los esfuerzos cortantes y a momento con la modelación de una viga con apoyos simples en cada nivel.

Para el caso del presente documento, los apoyos que se presentan en los niveles de apuntalamiento serán fijos, y se consideran como elementos que aportan rigidez diferencial al sistema de contención, por lo que obtiene distintos resultados en los momentos cortantes y desplazamientos producto de los empujes laterales. La verificación de la modelación es realizada mediante el uso del programa Cype, con su módulo especializado de muros pantalla.

Algunos ejemplos de edificaciones en los que se han construido muros pantalla como sistemas de contención en la ciudad de Bogotá son centros comerciales como el Edificio Santa Bárbara o el Centro Comercial Atlantis, en infraestructura como los Túneles de Transmilenio de San Victorino y Ricaurte, educativos como Edificio de la

Universidad Piloto o edificaciones residenciales como Menta Apartamentos o Séptima Avenida.

Otro campo de estudio sobre los sistemas de contención de muros pantalla y apuntalamiento por medio de losas de concreto reforzado se centró en el comportamiento y desempeño del sistema según la evolución de la resistencia del concreto frente al tiempo. Un análisis comparativo entre modelos de elementos finitos y un caso real se presentó en Arboleda-Monsalve y Finno (2015), en donde se cotejaron los datos obtenidos en campo con los de los modelos analíticos mediante el uso de instrumentación geotécnica instalada en los muros pantalla y galgas extensiométricas en las losas. El análisis se realizó sobre las losas de concreto que sirven como apuntalamiento. Al respecto, se concluyó que este factor puede ser tenido en cuenta dentro de un modelo analítico, porque hasta el 30 % de las deformaciones presentadas en muros obedecieron a los efectos del tiempo sobre el concreto que se hizo para la construcción del One Museum Park West, de Chicago.

En ciertas ocasiones, y de acuerdo con las condiciones del proyecto, es necesario implantar columnas en los muros de sótano. Peña (2004) desarrolló este tema con el análisis de los efectos generados por las cargas impuestas sobre muros de sótano y, adicionales, a las involucradas con frecuencia en los análisis como el empuje de tierras, empuje por nivel freático o cargas superpuestas de edificaciones vecinas. Para este trabajo, se consideraron las relaciones entre las rigideces de la superestructura, muros, cimientos y el terreno, así como la posibilidad de dar lugar a

armaduras suplementarias encargadas de absorber los esfuerzos generados por las cargas de pilares sobre muros de sótanos.

Asimismo, existen métodos alternativos al apuntalamiento de muros pantalla para la construcción de sótanos. Una opción es el uso de anclajes *Spingsol*, desarrollados y patentados por la firma francesa Soletanche Bachy Cimas. Carrillo y Salazar (2018) compararon este sistema constructivo con el de *top-down* bajo las condiciones de los suelos típicos de Bogotá. El trabajo analizó sistemas de contención desarrollados para esta ciudad, lo cual resulta ser un aporte importante para la elaboración del presente proyecto. Por otro lado, para la construcción de sótanos concurren diversos métodos de arriostramiento en los muros pantalla destinados. Estos fueron clasificados en provisionales o definitivos por Rodríguez (1988). Dentro de los primeros se contaron las banquetas, codales o puntales, y anclajes; en los segundos, anclajes protegidos contra la corrosión y el forjado de losas mediante el sistema ascendente-descendente, que fue descrito secuencialmente por el autor según el proceso de ejecución.

Mientras que Matallana (1991) expuso los resultados de investigaciones y experiencias en diferentes proyectos acerca del uso de anclajes postensados como método de apuntalamiento y contención de los empujes laterales en conjunto con los muros pantalla, lo que controla la estabilidad de las excavaciones desde la masa de suelo y en cada una de las etapas de excavación hasta llegar al último nivel inferior. De igual forma, Matallana resaltó la importancia de contar con elementos que apuntalen las estructuras de contención, lo cual mostró las consecuencias de algunas obras en

las que no se han tomado estas medidas de manera acertada y conducen a fallas en los sistemas de contención. Por otro lado, Matallana (1991) expuso algunas ventajas del uso de anclajes en las obras para apuntalar los muros de contención, entre las que mencionó que no tienen una naturaleza obstructiva a diferencia del apuntalamiento por medio de elementos metálicos o de madera; sin embargo, es importante resaltar su condición invasiva en los predios colindantes.

Por último, se resaltó la literatura encontrada y relacionada con el tema propuesto para este proyecto; se presentaron los diferentes métodos de cálculo de muros pantalla, por lo que se abordaron todos los puntos necesarios: desde la consecución de la información técnica y el predimensionamiento hasta los análisis de estabilidad según el tipo de muro pantalla. Asimismo, se destacaron los diferentes métodos de apuntalamiento o arriostramiento que trabajan en conjunto con los muros de sótanos, los diferentes procesos constructivos existentes y las experiencias en proyectos de edificaciones ya construidas.

Según los estudios y proyectos desarrollados con anterioridad, relacionados con el apuntalamiento de muros pantalla por medio del forjado de losas, no se dispone de análisis específicos sobre la utilización de distintos tipos de losas de sótanos como sistema de apuntalamiento para diferentes configuraciones en planta. El propuesto, en el presente proyecto, sin duda podrá complementarse con los temas referenciados a lo largo de este capítulo, lo cual aporta, en cada caso, a asuntos específicos que podrán tenerse en cuenta en los análisis a desarrollar.

### 3 Marco teórico

#### 3.1 Presión lateral de tierras

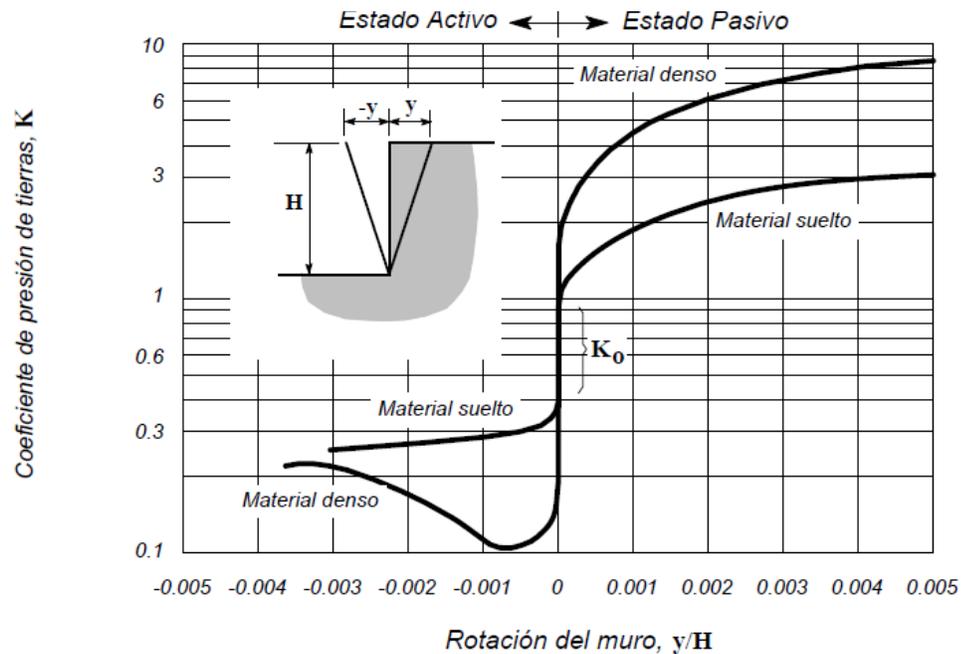
Los muros de contención son estructuras empleadas para resistir la presión lateral ejercida por un talud de suelo vertical o próximo a esta posición. El diseño de estos depende de las presiones impuestas sobre. Por tanto, la determinación de estas presiones está en función del tipo de muro de contención, desplazamientos, tipo de suelos, condiciones de drenaje, sobrecargas existentes, entre otras Das (2001). Los factores más relevantes relacionados con el tipo de suelo son: propiedades físicas, resistencia según procesos de consolidación, interacción de la interface suelo-estructura, deformación y cargas sobreimpuestas.

Las cargas de los estratos de suelo sobre el trasdós de los muros ejercen presiones que generan diferentes tipos de empujes según la deformación que se presente entre el muro y el terreno. Los empujes se pueden presentar en tres estados: activos, pasivos o en reposo. De esta manera, están relacionados con la deformación al ser los empujes pasivos los de mayor valor, los activos los de menor y los que están en reposo intermedios entre los dos primeros. Por tanto, las fuerzas presentes en un sistema de contención en general son el peso del muro o elemento de contención ( $W$ ), fuerza normal ( $N$ ), peso del lleno o suelo, fuerzas de fricción suelo-estructura, empujes laterales (activo, pasivo o en reposo), fuerzas sísmicas, sobrecargas, entre otras.

De modo que Terzaghi expresó que la magnitud del empuje lateral cambia según el desplazamiento lateral relativo entre muro y terreno. Cuando el muro se

mueve hacia el lleno se desarrolla un empuje pasivo, mientras que si se aleja del suelo se presenta un empuje activo y cuando el movimiento relativo es pequeñísimo o nulo se genera empuje en condición de reposo. La siguiente imagen, expuesta en el capítulo G del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, ilustró la relación entre los desplazamientos relativos muro-suelo expresados en términos de rotación y los coeficientes de presión de tierras que dependen del estado de esfuerzos laterales.

Figura 1. Coeficientes de presión de tierras



*Nota.* Tomado de Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente por Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010.

El análisis de los esfuerzos horizontales, producidos sobre los elementos de contención, considera factores como los coeficientes de presión lateral de tierras  $K$  y

los esfuerzos geostáticos efectivos. De tal forma que se define como la relación entre el esfuerzo horizontal y el esfuerzo vertical efectivos, se expresa como:

$$K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$$

El valor de  $K$  es variable y depende de la condición de compresión o expansión bajo la que se encuentre el suelo, tal como se observa en la imagen 1. De acuerdo con el estado de esfuerzos en el que se halle el sistema de contención debido a la presión lateral de tierras los valores de  $K$  varían.

### **3.1.1 Estado activo**

El suelo empuja al muro de contención, lo cual genera una deformación con dirección hacia la cara interna de este y una deformación lateral del suelo, lo que causa el empuje activo. En este caso, el empuje vertical es mayor al empuje lateral en la masa de suelo.

### **3.1.2 Estado pasivo**

Un empuje pasivo se presenta cuando las fuerzas de reacción del muro a la presión ejercida por el suelo generan una deformación con dirección hacia este. En otras palabras, se presenta cuando el muro empuja al suelo, es decir, el muro es el elemento actuante.

### 3.1.3 Estado en reposo

Un empuje con estado en reposo se genera cuando las presiones ejercidas entre el muro y el suelo ocasionan una deformación relativa que es casi nula entre ambos. La relación de los esfuerzos principales efectivos del suelo  $\sigma'_v$  y  $\sigma'_h$  corresponde al coeficiente de presión de tierras en reposo, el cual se denomina  $K'_0$  y se determina como:

$$K'_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad \text{Berry y Reid (1999).}$$

Donde:

$\sigma'_v$ : es esfuerzo vertical efectivo.

$\sigma'_h$ : es esfuerzo horizontal efectivo.

El coeficiente de presión de tierras en reposo suele ser un valor intermedio entre los coeficientes activo y pasivo. Para arcillas normalmente consolidadas y arenas el valor de  $K_0$  es menor a 1 y se halla con la ecuación propuesta por Jaky (1944):

$$K_0 = 1 - \sin \varphi'$$

De esta manera, la consolidación del suelo, producto de un incremento del esfuerzo vertical debido a sobrecargas, produce un esfuerzo vertical resultante mayor al efectivo ( $\sigma'_v + \Delta\sigma'_v$ ). Este incremento resulta ser proporcional para los esfuerzos horizontales ( $\sigma'_h + \Delta\sigma'_h$ ), lo cual implica que el coeficiente de presión de tierras en reposo casi no se modifica, es decir, conserva la relación (Berry y Reid, 1999).

A su vez, si la sobrecarga vertical se retira, el suelo preconsolidado vuelve a la condición de esfuerzo vertical efectivo  $\sigma'_v$ , pero conserva parte del esfuerzo horizontal

desarrollado por culpa de la sobrecarga. Es decir, que, para esta situación, el coeficiente de empuje de tierras en reposo aumenta su valor. Asimismo, es de resaltar que el máximo valor que  $K'_0$  puede obtener no es mayor al coeficiente de empuje de tierras pasivo ( $K'_p$ ) (Berry y Reid, 1999). En cambio, Mayne y Kulhawy (1982) definieron el valor de  $K_0$  para suelos sobreconsolidados con la siguiente expresión:

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') RSC^{\sin \varphi'}$$

### 3.1.4 Empuje estático

El empuje es una fuerza que se genera a partir de la distribución de esfuerzos horizontales que dependen de la interacción entre la estructura de contención y el suelo, es decir, del estado, coeficiente de presión de suelos, caracterización, deformaciones, entre otras. Las evidencias del estudio del empuje de tierras se remontan al año 1687 con las guías para el diseño de estructuras de contención con el francés Sebastián de Prestre de Vauban. Por otro lado, Charles Augustin de Coulomb, en 1776, expuso su teoría de empujes de tierras y se convirtió en la base de teorías publicadas después por autores como William John Rankine y Karl Culmman, quienes desarrollaron sus investigaciones ajustando los estudios de Coulomb.

Asimismo, Okabe (1926) y Mononobe y Matsuo (1929) se enfocaron en el estudio sísmico para estructuras de contención sometidas a empuje de tierras, por lo que desarrollaron un caso pseudoestático que estudia esta condición. Mientras que las teorías de Coulomb, Rankine y Mononobe-Okabe se consideraron las más utilizadas,

de una forma práctica, para el cálculo de empuje de tierras y diseño de estructuras de contención, pues son validadas por varios códigos de construcción.

Sin embargo, la recomendación de Suárez et al. (2003) fue realizar el cálculo de empujes laterales sobre estructuras de contención mediante el uso de modelaciones con programas comerciales de elementos finitos, lo que permitió un mayor acercamiento a las condiciones del suelo de una manera más real y acertada.

### 3.1.5 Teoría de Rankine

La teoría de Rankine (1857) estableció su hipótesis en que, para suelos homogéneos, isotrópicos, sin cohesión (suelos granulares) y sin fricción en la interfaz suelo-estructura, existe una relación conjugada entre los esfuerzos horizontal y vertical, que se expresó de la siguiente manera para estado activo (Coduto et al., 2011):

$$\sigma_3 = \gamma h \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi'}{2} \right) = \sigma_1 * K_a$$

Es decir, que el coeficiente de presión de tierras activo para Rankine se expresó como:

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi'}{2} \right)$$

Análogamente, para estado pasivo la relación entre los esfuerzos horizontal y vertical se definió como:

$$\sigma_3 = \gamma h \tan^2 \left( 45 + \frac{\varphi'}{2} \right) = \sigma_1 * K_p$$

Donde el coeficiente de presión de tierras pasivo era:

$$K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

Al final, se estableció la siguiente relación:

$$K_a = \frac{1}{K_p}$$

Para el caso de terrenos con inclinación en la parte superior, los coeficientes de empuje de tierras se calcularon por medio de las siguientes ecuaciones:

$$K_a = \cos \alpha * \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}$$

$$K_p = \cos \alpha * \frac{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}$$

En resumen, los pasos para el cálculo del empuje debido a presión de suelos son:

1. Determinar la condición de empujes (activa, pasiva o en reposo).
2. Establecer el estado de esfuerzos verticales.
3. Calcular el coeficiente de presión de tierras de acuerdo con el estado.
4. Establecer la distribución lateral de presiones. Es importante considerar otros efectos como la influencia de la presencia de nivel freático, presencia de sobrecargas o análisis con cargas sísmicas.
5. Determinar el empuje a partir de la distribución de presiones.

### 3.1.6 Teoría de Coulomb

A continuación, Charles Augustin de Coulomb, en 1776, presentó su teoría fundamental de empuje de tierras e introdujo una expresión que determinó el empuje activo en un muro de contención. Coulomb consideró, entre otros parámetros, el efecto del ángulo de inclinación del terreno (ángulo  $\alpha$ ), el ángulo del paramento del trasdós del muro de contención (ángulo  $\theta$ ) y, a diferencia de la teoría de Rankine, el efecto de la fricción de la interacción suelo-estructura (ángulo  $\delta$ ). La teoría de Coulomb asumió que la superficie de falla es plana y aplicable para suelos de tipo granular (sin cohesión).

El ángulo  $\delta$  se puede establecer en función del ángulo de fricción entre el suelo y el muro por medio de las siguientes igualdades (Das, 2001):

$$\delta = \frac{2}{3}\varphi \text{ ó } \delta = \frac{1}{2}\varphi$$

Existen diferentes valores del ángulo  $\delta$  que dependen del tipo de materiales involucrados en la interacción suelos-estructura. En la Tabla 1, se muestran algunos valores presentados por el autor (Bowles, 1996):

Tabla 1. *Análisis de rigideces modelos con apoyos y sin apoyos*

Suelo	Suelto	Denso
Arena, triturada (angular)	32-36°	35-45
Arena, de depósitos (sub-angular)	30-34	34-40
Arena, de playa (bien redondeada)	28-32	32-38
Grava, triturada	36-40	40-50
Grava, de depósitos	34-38	38-42
Arena limosa	25-35	30-36
Limo inorgánico	25-35	30-35

Nota. Tomado de (Bowles, 1996)

De tal forma que, la teoría de Coulomb determinó el máximo empuje activo, por lo que derivó la expresión de equilibrio de fuerzas que surge a partir del triángulo de fuerzas de la cuña de falla en función del ángulo  $\beta$ , el cual corresponde al ángulo de la cuña respecto a la horizontal. A partir de este cálculo es posible obtener la máxima presión de tierras activa para Coulomb, que se expresó de la siguiente manera:

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

Donde el coeficiente de presión de tierras activo para Coulomb era:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \cos(\delta - \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

Análogamente, para el caso pasivo se tuvo que:

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2$$

Donde el coeficiente de presión de tierras pasivo para era:

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \theta)}{\cos^2\theta \cos(\delta - \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \alpha)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\alpha - \theta)}} \right]^2}$$

Por tanto, la aplicación de la teoría de Rankine o Coulomb para estructuras de contención pueden seguir las siguientes recomendaciones Murthy (2002):

- Para muros en voladizo y contrafuertes se debe utilizar Rankine.
- Para muros de gravedad se debe emplear Coulomb.

La resistencia pasiva en muros de contención varía de manera importante al considerarse el ángulo de fricción en la interacción suelo-estructura. Es recomendable

utilizar la teoría de Rankine para el cálculo de empujes pasivos, debido a que la de Coulomb puede sobrestimar los resultados. Para los empujes activos, Coulomb presentó valores significativamente más grandes que Rankine cuando el ángulo del terreno supera los 15 °.

### 3.1.7 Empuje lateral de suelos con cohesión

La presión lateral de suelos, en cierta medida cohesivos, se explica a través del círculo de Mohr, el cual determina la resistencia con la siguiente expresión:

$$\tau = c + \sigma \tan\phi$$

En esta ecuación se introduce un nuevo componente que considera el efecto de la resistencia a la tracción en el estado de esfuerzos correspondiente a la cohesión. A partir del círculo de Mohr se obtiene la siguiente expresión, que expresa los esfuerzos laterales para suelos de tipo cohesivo:

$$\sigma_3 = \gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

Donde el valor de  $K_a$ , en esta ecuación, corresponde al coeficiente de presión de tierras activo de Rankine. De igual forma, se observa que en una condición de suelo cohesivo se experimenta una disminución de los esfuerzos sobre la estructura de contención. Para el caso de empuje pasivo de tierras, se tiene:

$$\sigma_3 = \gamma H K_p + 2c\sqrt{K_p}$$

El valor de  $K_p$  es el coeficiente de presión de tierras de Rankine. Para este caso, es evidente un aumento del esfuerzo lateral por efecto de la cohesión. Mientras que para el caso de la distribución de esfuerzos en el activo se simula una grieta de

tracción. En cambio, para el caso de distribución de esfuerzos pasivos se añade una sobrecarga. La profundidad de la grieta de tracción ( $h_t$ ) representa la profundidad de la zona que se encuentra traccionada en el suelo cohesivo desde la superficie. Se expresa de la siguiente manera:

$$h_t = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}}$$

Por tanto, la altura donde se encuentran en equilibrio los esfuerzos a tracción, producto de la cohesión, y los esfuerzos a compresión se denomina profundidad crítica del talud ( $H_c$ ). Se determina de la siguiente manera:

$$H_c = \frac{4c}{\gamma\sqrt{K_a}} = 2h_t$$

## 3.2 Análisis pseudoestático

### 3.2.1 Teoría de Mononobe – Okabe

La metodología desarrollada por Okabe (1926) y Mononobe y Matsuo (1929) estableció un análisis pseudoestático de las estructuras de contención sometidas a presión de tierras introduciendo un sismo de diseño. Consideraron una condición pseudoestática a partir de la teoría de Coulomb, lo que involucra una aceleración a las cuñas de deslizamiento activa y pasiva del autor. Las hipótesis más importantes de la teoría de Mononobe-Okabe son las siguientes:

- El muro se desplaza una longitud suficiente para desarrollar esfuerzos activos mínimos.

- Al presentarse la presión activa mínima, una cuña de falla del suelo está a punto de formarse, por lo que moviliza la resistencia máxima a cortante en lo largo de la superficie de falla.
- La cuña de falla del suelo se comporta como un suelo rígido, es decir, un material homogéneo e isotrópico.
- El suelo debe encontrarse seco, sin presencia de nivel freático, pues no se considera que el sismo pueda acelerar el agua.

La teoría de Mononobe-Okabe es una extensión de Coulomb, lo cual introduce fuerzas adicionales en sentido horizontal y vertical que representan un sismo de diseño. Los factores que incorporan estas fuerzas se calculan de la siguiente manera:

$$k_h = \frac{2}{3} * a_g * F_a$$

$$k_v = \frac{4}{9} * a_g * F_a$$

Donde  $a_g$  es la aceleración pico en roca y  $F_a$  es un factor de amplificación que se da para periodos cortos del espectro de aceleraciones (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010). Además, los componentes inerciales sísmicos  $k_v W$  y  $k_h W$  son incluidos en el análisis de fuerzas total de la cuña de falla y conducen a la siguiente ecuación del empuje total activo:

$$E_{ae} = \frac{1}{2} K_{ae} \gamma H^2 (1 - k_v)$$

Donde el coeficiente de empuje activo sísmico  $K_{ae}$  es igual a:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \eta)}{\cos \eta \cos^2(\theta) \cos(\delta + \theta + \eta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha - \eta)}{\cos(\delta + \theta + \eta) \cos(\alpha - \theta)}} \right]^2}$$

$$\eta = \tan^{-1} \left( \frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$

El empuje total activo se divide en una componente estática ( $E_a$ ) y una componente dinámica ( $\Delta E_{ae}$ ):

$$E_{ae} = E_a + \Delta E_{ae}$$

La componente estática actúa en el primer tercio por encima de la base del muro, mientras que la dinámica actúa alrededor de  $0,6 h$ , donde  $h$  es la altura del elemento de contención (Seed y Whitman, 1970). Bajo esta consideración, se localiza la altura  $h$  por encima de la base del muro en función de las magnitudes de  $E_a$  y  $E_{ae}$ :

$$h = \frac{E_a * H/3 + \Delta E_{ae} * 0.6H}{E_{ae}}$$

De esta manera, es posible determinar el momento sísmico de la siguiente forma:

$$M_{(e)} = E_{ae} * h * \cos(\delta)$$

Donde el coseno del ángulo  $\delta$  representa la componente horizontal del empuje lateral de tierras sísmico. De forma análoga, para el análisis de empuje pasivo la ecuación es igual a:

$$E_{pe} = \frac{1}{2} K_{pe} \gamma H^2 (1 - k_v)$$

Donde el coeficiente de empuje activo sísmico  $K_{pe}$  es igual a:

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\phi + \theta - \eta)}{\cos \eta \cos^2(\theta) \cos(\delta - \theta + \eta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \alpha - \eta)}{\cos(\delta - \theta + \eta) \cos(\alpha - \theta)}} \right]^2}$$

$$\eta = \tan^{-1} \left( \frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$

El empuje pasivo total se compone también de una componente estática ( $E_p$ ) y una componente dinámica ( $\Delta E_{pe}$ ) (Kramer, 1996):

$$E_{pe} = E_p + \Delta E_{pe}$$

Por tal motivo, el análisis pseudoestático se puede limitar al cálculo de los empujes activos, teniendo en cuenta la probabilidad de un desplazamiento desde el suelo hacia el muro (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010).

### 3.3 Muros pantalla

Los muros pantalla de concreto reforzado son elementos de contención y cimentación profunda vaciados *in situ*, que reciben cargas laterales del terreno y pueden ser verticales de la edificación. Son elementos estructurales que trabajan a flexión, empotrados en el suelo y con espesores que varían entre 0,30 m y 1,20 m. Además, son empleados en suelos considerados deficientes para edificaciones que requieren al menos dos sótanos y construidos con frecuencia en zonas urbanas que cuentan con edificaciones colindantes. Conviene ser realizados en zonas con niveles freáticos altos, debido a que otorgan ciertos grados de impermeabilización (López, 2010).

El sistema de muros pantalla conduce a una mayor rapidez en la ejecución de las obras en comparación con otros que son constructivos de contención, lo cual se refleja en ventajas como evitar la conformación de drenajes y construcción de grandes taludes. De igual forma, su construcción, por medios mecánicos, también contribuye en la reducción de tiempos de ejecución y minimiza la afectación de edificaciones vecinas en cuanto a posibles asentamientos, siempre y cuando se tomen las medidas adecuadas en la etapa de excavación al intradós del muro y el aseguramiento de los sistemas de estabilidad de los muros pantalla.

Sus principales funciones son: estanqueidad, resistencia ante los empujes laterales generados por los suelos, nivel freático y sobrecargas, protección de las excavaciones para la construcción de sótanos, entre otras (Urbán, 2010). Estos elementos son vinculados después con la estructura, lo que sirve de apoyo para las losas definitivas y pilares o muros de la superestructura. Los muros pantalla trabajan empotrados en el terreno con la longitud necesaria para garantizar su estabilidad. De vez en cuando, y según las necesidades y el proceso constructivo del proyecto, pueden trabajar en voladizo de forma provisional y, después, ser apuntalados por medio de diferentes métodos.

Adicionalmente, la técnica de los muros pantalla se remonta a los años 50, cuando los ingenieros Veder y Marconi implementaron este sistema de contención. Los muros *Milán*, como también se conocen debido a su desarrollo inicial en esta ciudad italiana, empezaron a utilizarse en suelos arenosos y se adaptaron a diferentes

condiciones, como a los suelos arcillosos presentes en la Ciudad de México, en los años 60 (Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, 2017).

### **3.3.1 Cálculo de muros pantalla**

En el diseño de muros pantalla importa prever el comportamiento del suelo ante el alivio en los esfuerzos generados por el proceso de excavación. Las deformaciones derivadas de esta deben controlarse desde el diseño y durante la ejecución del proyecto, dado que excesos de movimientos ocasionarían daños en edificaciones vecinas, servicios públicos, vías, etc. De igual forma, el comportamiento del suelo depende ante todo de las siguientes variables: dimensiones de excavación, propiedades, nivel freático, proceso constructivo y tiempos de ejecución, apuntalamientos y cargas externas (Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, 2017). Por esto, resulta fundamental conocer los factores para el diseño estructural de los muros pantalla.

Por otro lado, el proceso de diseño requiere de conceptos de ingeniería geotécnica y estructural. Desde el punto de vista geotécnico, se definen los empujes de suelo e hidrostático, resistencia y módulo de rigidez del suelo, criterios sísmicos, entre otros. Desde el estructural, se consideran aspectos como los esfuerzos generados sobre los muros pantalla y la rigidez del suelo. Para el análisis y diseño de muros pantalla se cuenta con diferentes métodos de cálculo. Entre los métodos empleados comúnmente se encuentran: de estado límite, semiempíricos, de tensión-deformación (modelo de Winkler) y de elementos finitos.

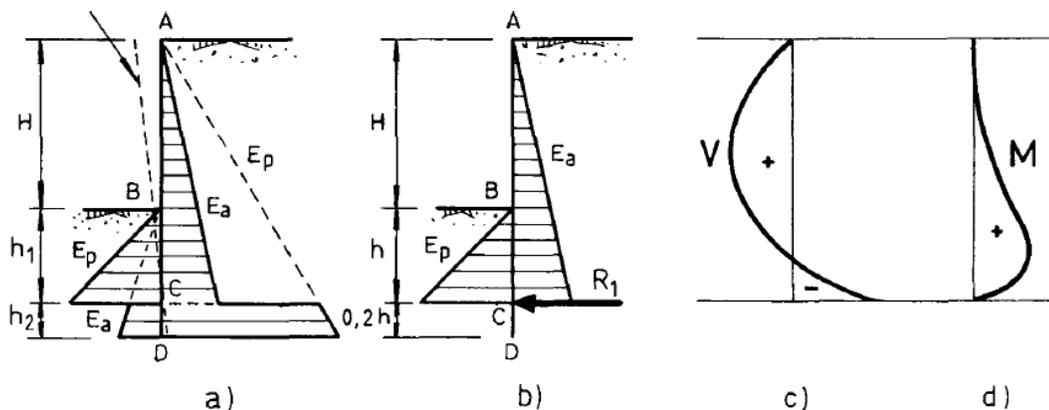
Mientras que, para casos específicos, como el de pantallas en voladizo, se puede emplear el método de Blum (1931); para pantallas con un nivel de apoyo existen los métodos del extremo libre y del extremo empotrado y para pantallas con varios niveles de apoyo, se puede acudir a un método semiempírico como el de Terzagui y Peck (Calavera, 1989).

Los parámetros básicos del suelo necesarios para el diseño de muros pantalla destinados a la contención de empujes laterales son: peso específico, ángulo de fricción y cohesión. El diseño de muros de contención se compone de dos fases principales. En primer lugar, la estabilidad de la estructura con la determinación de los empujes laterales, es decir, la revisión por volteo, deslizamiento y capacidad de carga. En segundo lugar, es necesario revisar la resistencia de los elementos estructurales que componen el sistema, lo que determina las especificaciones de los materiales, secciones y demás características estructurales (Das, 2001).

### **3.3.2 Cálculo de pantalla en voladizo (método de Blum)**

El método de Blum contempló el cálculo de los muros pantalla considerando un empotramiento en el terreno, suficiente para garantizar el equilibrio entre los empujes activos y pasivos. Estos empujes pueden ser determinados a partir de las teorías de Coulomb y Rankine.

Figura 2. Método de Blum



*Nota.* Tomado de Muros de contención y muros de sótano por Calavera, 1989.

Los empujes activos, pasivos y en reposo pueden ser calculados por medio de las teorías de Coulomb o Rankine.

De esta manera, el método de Blum afirmó que alrededor del punto de giro de la pantalla (designado en la figura 2 como punto  $C$ ), la sumatoria de los momentos generados por las fuerzas de empuje es igual a cero. Esta situación se presenta debido a que se suponen empujes pasivos entre los puntos  $B$  y  $C$  en el intradós y entre los puntos  $C$  y  $D$  en el trasdós, así se generan empujes activos entre los puntos  $A$  y  $C$  en el trasdós y entre los puntos  $C$  y  $D$  en el intradós.

Del mismo modo, la altura de empotramiento del muro pantalla, dividida en las alturas  $h_1$  y  $h_2$ , es la incógnita para resolver según lo descrito en el método de Blum. Sin embargo, existe una simplificación de este que transforma los empujes pasivo y activo, localizados entre los puntos  $C$  y  $D$ , y se reducen a una fuerza puntual equivalente sobre el punto  $C$  denominada  $R_1$ . Además de suponer una relación entre  $h_1$  y  $h_2$  descrita como  $h_2=0,2h_1$ . De esta manera, las incógnitas a resolver, con esta

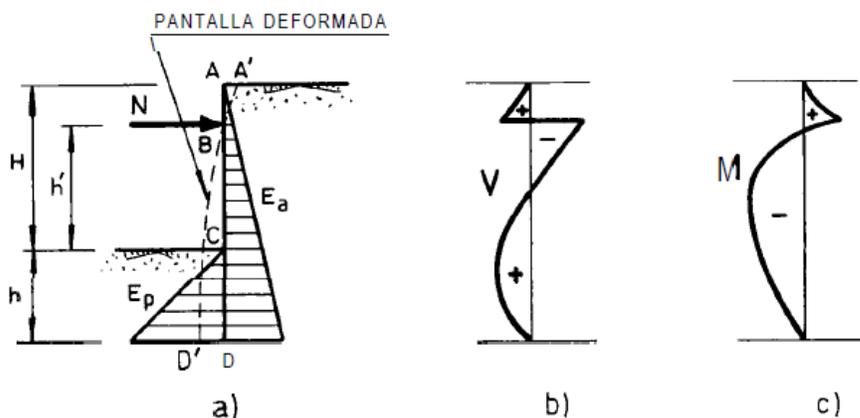
simplificación del método de Blum, resultan ser  $R_1$  y  $h_1$ , las cuales se pueden solucionar de manera directa mediante ecuaciones de equilibrio (Calavera, 1989).

### 3.3.3 Cálculo de pantallas con un apoyo

Este modelo contempla empotramiento en una parte de la longitud inferior del muro pantalla con un apoyo en la parte superior que restringe los movimientos horizontales. Este apoyo puede corresponder a anclajes, forjado definitivo de las losas, puntales provisionales, entre otras alternativas. Las variables más relevantes, para el correcto desempeño del muro pantalla, son la rigidez y su longitud de empotramiento. Existen dos métodos para el cálculo de este tipo de pantallas (Calavera, 1989):

#### Método del extremo libre:

Figura 3. Método del extremo libre



*Nota.* Tomado de muros de contención y muros de sótano por Calavera, 1989.

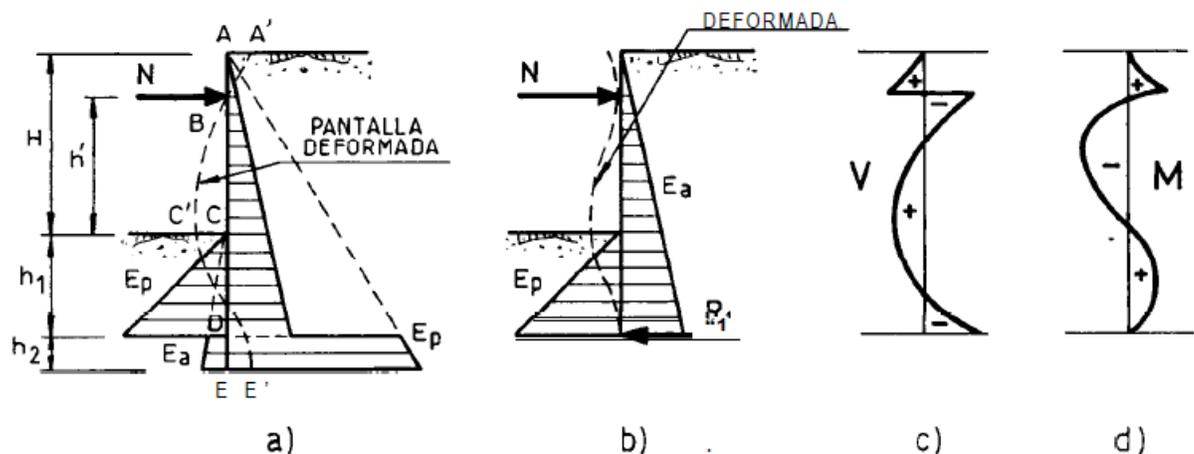
La deformación presentada en la línea punteada de la figura 3 se supone que se produce ante un empotramiento corto o una rigidez alta del muro pantalla. Para este caso, los momentos alrededor del punto  $B$  (localización del apoyo) son nulos. Esto

significa que se presenta una estructura isostática con dos variables por resolver: la altura  $h$  y la magnitud de fuerza de reacción del apoyo  $N$  (Calavera, 1989).

### 3.3.4 Método del extremo empotrado

Caso contrario al anterior, si la rigidez de la pantalla es flexible o si el empotramiento es grande, el diagrama de deformación de esta se representa como se observa en la línea punteada de la figura 4:

Figura 4. Método del extremo empotrado



*Nota.* Tomado de muros de contención y muros de sótano por Calavera, 1989.

En esta situación, se presentan empujes activos y pasivos en el trasdós y el intradós del muro pantalla que, junto a la fuerza de reacción  $N$ , permiten el equilibrio del sistema. Las incógnitas generadas son  $h_1$ ,  $h_2$  y  $N$ , las cuales se relacionan solo con dos ecuaciones de equilibrio, lo que implica que el sistema es hiperestático. Si se realiza una simplificación adoptando la igualdad  $h_2 = 0,2h_1$ , las incógnitas serán ahora  $h$ ,  $N$  y  $R$ , donde  $R$  es la fuerza de contraempuje, es decir, que se mantiene el problema

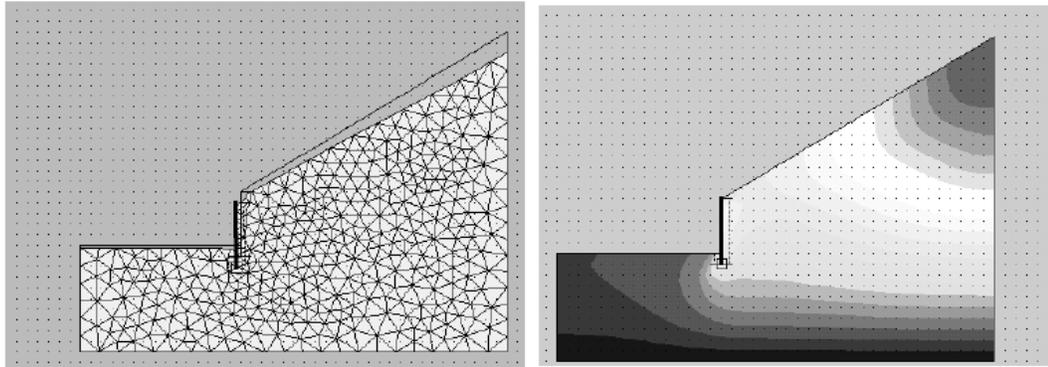
hiperestático. Una alternativa para resolver este tipo de problemas es asignar una condición de deformación al sistema. Para este caso, puede imponerse un ángulo vertical a la tangente de la deformación sobre el punto D (Calavera, 1989).

### **3.3.5 Elementos finitos**

Este método se ha popularizado y es el más usado en los últimos años, dado el grado de precisión, confiabilidad y acercamiento a la realidad del estado de los suelos que otorga. Los programas comerciales fijan los esfuerzos a través de métodos de cálculo que relacionan las propiedades de esfuerzo-deformación con la resistencia del suelo. La modelación del suelo y los muros de contención establecen deformaciones de las que se derivan las presiones actuantes.

Las siguientes son algunas de las propiedades requeridas, como datos de entrada para el análisis, por este método: módulo de elasticidad, relación de Poisson, ángulo de fricción interno, cohesión, ángulo de fricción suelo-estructura. Existen modelos adicionales que permiten involucrar variables geotécnicas que dan mayor precisión a los resultados. La figura 5 muestra un enmallado de suelos por elementos finitos para un material de un muro de contención, los resultados de desplazamientos obtenidos de la modelación.

Figura 5. Método de análisis por elementos finitos



*Nota.* Tomado de presiones de tierra sobre estructuras de contención en condiciones de suelos inestables por Suárez y Cobos, 2003

De acuerdo con los estudios comparativos realizados por Suárez y Cobos (2003) las presiones de suelos resultantes de análisis por elementos finitos obtuvieron valores de mayor magnitud que las calculadas a través de métodos del equilibrio límite.

### 3.3.6 Construcción de muros pantalla

La construcción de muros pantalla comienza con la elaboración de muros o vigas guías implantadas y localizadas sobre el terreno en el sitio donde debe ir localizado. El objetivo principal es garantizar la correcta localización del equipo para el inicio de la excavación. Después, confirmada la localización del muro pantalla se procede a la excavación del panel por medio de zanjas con anchos entre 2,0 m y 5,0 m, comúnmente, y con espesores variables, pero que, por lo general, miden desde 0,40 m (de acuerdo con el tipo de almeja empleada y los diseños estructurales). Una vez inicia la excavación por zanjas, se estabiliza el suelo a través del relleno con lodos de

excavación inyectados a la zanja excavada. Estos deben cumplir con medidas determinadas como viscosidad, pH o peso específico.

Apenas se excava por completo, los moldes de junta entre módulos de pantalla se preparan, los cuales pueden variar en las configuraciones y ser definitivos o provisionales. Un ejemplo, lo constituyen los moldes tubulares instalados en los extremos y dentro de los módulos de pantalla mientras se alcanza un punto de fraguado específico en el concreto para después ser extraídos.

De igual forma, las armaduras de acero se fabrican fuera del módulo de pantalla, enseguida son izadas y colocadas en el interior de este apenas se cuente excavado. Su colocación debe realizarse verificando los niveles estructurales especificados. Posterior a esto, se inicia el hormigonado del muro pantalla a través de una tubería *tremie* instalada desde la superficie hasta el fondo de la zanja. Esta es evacuada gradualmente conforme asciende el concreto y siempre debe estar inmersa en él.

El muro pantalla debe ser descabezado ya que el concreto de la parte superior puede estar contaminado. Como punto de partida, el descabece debe comprobar el nivel estructural de la pantalla y un exceso para garantizar la limpieza del concreto final. La posterior construcción de una viga de atado, o viga cabezal, en la parte superior de las pantallas permite la integración de los módulos de muros pantalla para que trabajen de manera conjunta.

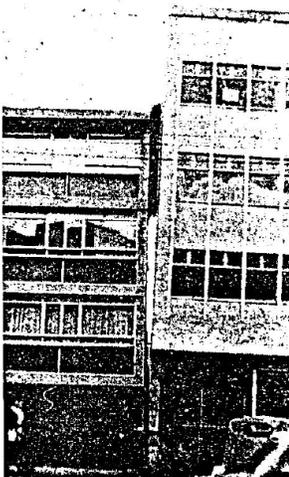
Debido a las expansiones generadas durante la construcción de muros pantalla, de vez en cuando será necesaria la demolición de los volúmenes de concreto no útiles para dar un acabado parejo a los muros. De igual manera, es preciso realizar un

seguimiento y monitoreo continuo con el fin de evaluar su comportamiento ante los cambios de esfuerzos.

### 3.3.7 Tipos de muros pantalla

La estabilidad de los muros pantalla puede ser contemplada con diferentes alternativas y debe ser prioritaria en el diseño de este tipo de estructuras. La ausencia de un método de acodamiento genera problemas de asentamientos verticales como los expuestos por Matallana (1991) en la figura 6:

*Figura 6.* Asentamientos verticales por falta de apuntalamiento en estructuras de contención



*Nota.* Tomado de Sistemas de contención y control de excavaciones en obras urbanas por Matallana, 1991.

A continuación, se presentan algunas técnicas de apuntalamiento de muros pantalla:

### 3.3.8 Muros pantalla apuntalados

La construcción de sótanos en edificaciones requiere de la fabricación de módulos de muros pantalla que servirán como elementos de contención de los empujes laterales producidos por suelos, nivel freático y sobrecargas. Luego de la elaboración de estos se excava y vacía el suelo para alcanzar progresivamente los niveles estructurales inferiores. Cuando no cuentan con la capacidad de resistir los esfuerzos a los que están sometidos, de manera autónoma, requieren de elementos adicionales que disminuyan las deformaciones que se presenta. Según el sistema de sostenimiento, mientras se procede a la ejecución de excavaciones, las pantallas se pueden clasificar como autoportantes o sistemas mixtos (Urbán, 2010).

### 3.3.9 Muros pantalla autoportantes

**Pantallas en voladizo:** se empotran con suficiente profundidad en el terreno para contrarrestar los empujes generados por las cargas laterales ante el inicio de la excavación y trabajan en ménsula conforme avanza el vaciado del terreno. La profundidad máxima de excavación depende del tipo de suelo y las características del muro pantalla, el cual, por economía, no debería tener espesores excesivos con 0,40 m y 0,50 m como los más usados.

**Pantallas con contrafuerte:** esta alternativa permite excavaciones de mayor profundidad debido al incremento de la inercia de los muros con la construcción de módulos perpendiculares al plano longitudinal de las pantallas. Esta configuración conforma muros en “T” que incrementan la inercia y la rigidez del sistema de

contención. Los contrafuertes pueden ser internos o externos. Para los primeros, debe considerarse la reducción y afectación de espacios interiores del proyecto, mientras que, para los segundos, el rozamiento del terreno contra la superficie del contrafuerte es decisivo como factor de análisis y diseño.

### **3.3.10 Muros pantalla con sistema mixto**

**Muros con banquetas:** contemplan la excavación del núcleo central de los sótanos, lo cual deja un espaldón de tierras adosado al intradós del muro, el cual sirve de apoyo ante los empujes laterales generados sobre el trasdós. Después, este espaldón de tierras se elimina conforme avanza el forjado de losas que servirán de apuntalamiento de los muros pantalla.

**Apuntalamiento provisional:** en excavaciones con configuraciones estrechas o irregulares es posible generar apuntalamientos de las pantallas a través de estructuras metálicas provisionales. Estos puntales deben instalarse de tal manera que permitan la construcción interna de las losas que servirán de apoyo definitivo. Es importante que los elementos metálicos instalados impidan el pandeo y soporten los esfuerzos generados por la presión de tierras y demás empujes laterales.

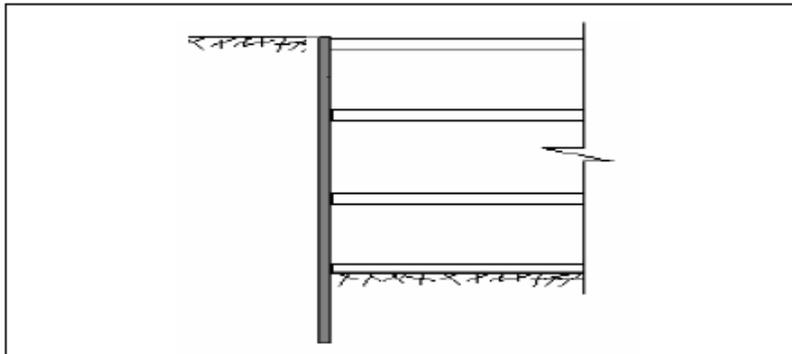
**Sistemas de anclajes:** consisten en el sostenimiento de los muros pantalla a través de anclajes al terreno, que evitan el uso de otros sistemas o elementos de apuntalamiento y reducen la longitud de empotramiento de las pantallas. Por lo general, se esperan deformaciones bajas. Los anclajes se instalan a diferentes profundidades a medida que avanza la excavación, con cables empotrados en el suelo a través de

pequeñas perforaciones inyectadas con lechada y que, posteriormente, se tensan de tal forma que contrarresten los esfuerzos generados sobre el sistema de contención.

**Muros pantalla auto arriostrados:** casos particulares en donde la geometría en planta de los muros pantalla hace innecesario el uso de sistemas auxiliares de apuntalamiento. Tal es el caso de pantallas continuas circulares o elípticas.

**Sistema ascendente-descendente:** para solucionar la dificultad en la construcción de sótanos, una alternativa es el forjado de las losas de sótano que servirán como apoyo y arriostramiento de los muros pantalla al reducir las luces sometidas a flexión debido a los empujes laterales, como se expone en la figura 7 con cuatro niveles de arriostramiento.

Figura 7. Losas de arriostramiento



*Nota.* Tomado de Pantallas de contención métodos de diseño y aplicaciones por Errázuriz, 2009.

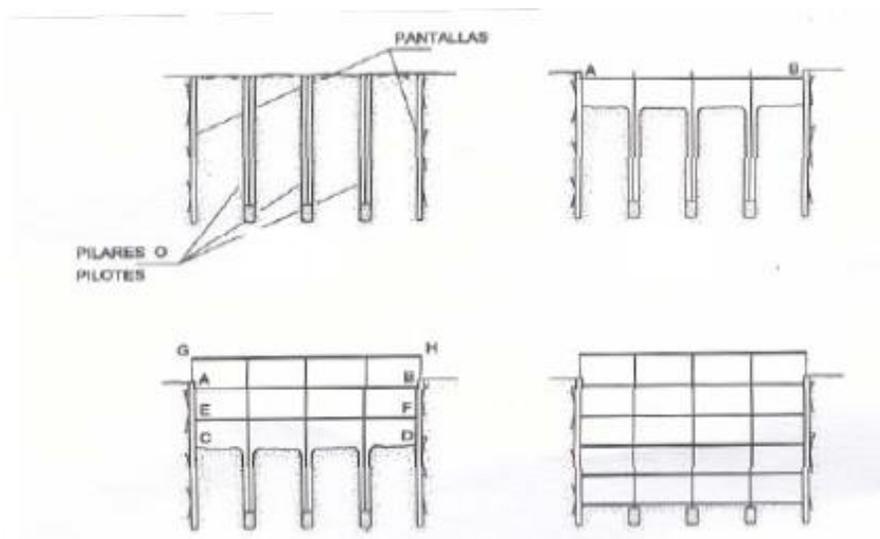
Para tal efecto, el denominado *ascendente-descendente* se define como uno de los métodos más eficaces para control de deformaciones y reducción de esfuerzos de los muros pantalla (Sanhueza, 2008). Este sistema consiste en la construcción de las losas de arriba abajo. Estas casi siempre corresponden a un tramo o área considerable

de las losas de sótanos definitivas vinculadas a los muros pantalla y trabajan en conjunto como sistema de contención. El forjado de arriba abajo por niveles disminuye la luz a flexión vertical de las pantallas, por lo que limita su deformación.

A continuación, como se ilustra en la figura 8, el proceso inicia con la construcción de todos los muros pantalla que serán arriostrados, en primera instancia, por el forjado del primer nivel de losas apoyado, a su vez, sobre pilas excavadas y construidas previamente. Después, se ejecuta el forjado de losas, por lo que comienza desde el nivel superior (A-B); enseguida se excava hasta encontrar el nivel de la losa subsiguiente (E-F), la cual se vacía para, junto a la losa superior, disminuir la longitud de flexión de los muros pantalla.

Este proceso continúa de manera secuencial hasta llegar a la losa de cimentación o losa inferior del edificio. Una de las ventajas de este sistema constructivo es la posibilidad de avanzar en la superestructura, como se evidencia en la con la losa G-H, lo cual optimiza y reduce los tiempos de ejecución de la edificación.

Figura 8. *Sistema constructivo Ascendente-Descendente*



*Nota.* Tomado de Criterios y parámetros de diseño para pantallas continuas en Madrid por Sanhueza, 2008.

### 3.4 Losas

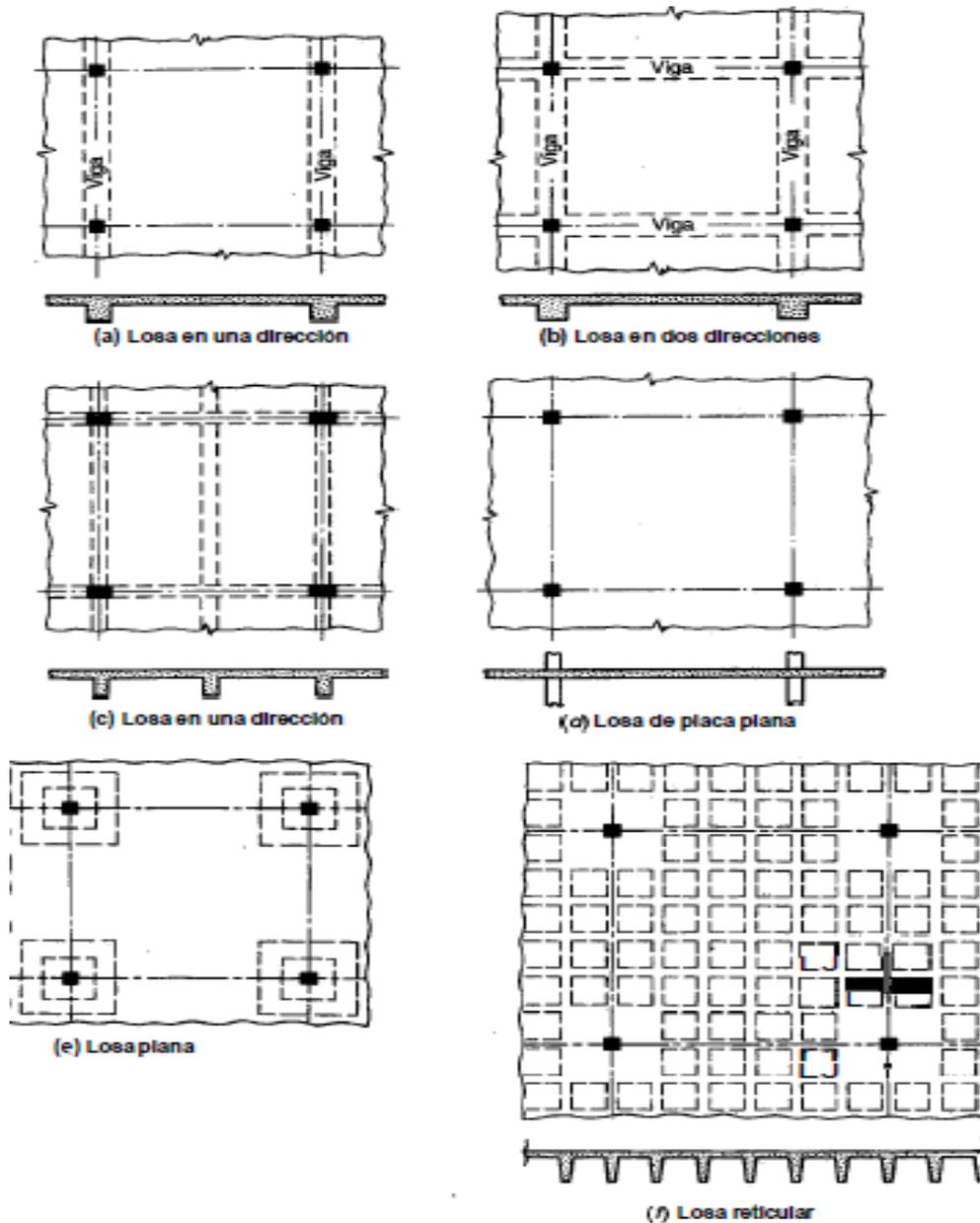
Las losas son elementos estructurales que otorgan superficies planas y útiles capaces de sostener las cargas muertas y vivas sobreimpuestas. Además, pueden atender solicitaciones sísmicas si trabajan como diafragma rígido. Su geometría señala dos dimensiones principales y son de longitud mucho mayor a su espesor. Las losas se categorizan en sistemas que difieren en su análisis, diseño y construcción. En la figura 9 se exponen los tipos de losa descritos a continuación.

**Sistemas de losas en una dirección:** pueden ser macizas o aligeradas, apoyadas en vigas o muros (Segura, 2011). La selección del tipo de losa se realiza en función de la longitud de la luz. En la figura 9, la (a) ejemplifica una losa maciza que trabaja en una dirección y se apoya en dos vigas opuestas, la (c) ilustra una losa con viga intermedia que trabaja en una dirección y se asemeja a las losas aligeradas de este sistema.

**Sistemas de losas en dos direcciones:** según su apoyo, se pueden clasificar como losas soportadas en los bordes sobre muros o vigas rígidas o losas apoyadas sobre columnas (Segura 2011). La figura 9 contiene algunos ejemplos: la (b) muestra una losa maciza armada en dos direcciones con apoyos sobre vigas, la (d) corresponde a una losa maciza apoyada sobre columnas, la (e) expone una losa plana maciza con

apoyo sobre columnas con capiteles y la (f) ilustra una losa de sistema reticular celularado soportado sobre columnas.

Figura 9. Sistema constructivo Ascendente



*Nota.* Tomado de Diseño de estructuras de concreto por Nilson, 1999.

Las losas de concreto reforzado se diseñan, por lo general, para cargas distribuidas sobre los paneles planos y transmitidas a los muros, vigas o columnas; para el caso de cargas puntuales es posible obtener resistencia a través del refuerzo en una o dos direcciones (según el tipo de losa) o mediante vigas de apoyo. Por otro lado, pueden adoptar un comportamiento de diafragma rígido o flexible. La decisión de una losa u otra como opción derivaría en resultados lejanos de la realidad, lo cual conlleva diseños poco confiables.

Un diafragma rígido consta solo de tres grados de libertad basados en desplazamientos en direcciones "X" y "Y" y un giro alrededor del eje "Z". Estos grados de libertad son iguales en todos los nodos de la losa y evitan desplazamientos interiores y exteriores de su plano "X-Y". Lo anterior, supone que no existen fuerzas axiales ni deformaciones dentro del plano de la losa y que las vigas son rígidas axialmente. Por su parte, las losas consideradas diafragmas flexibles tienen desplazamientos y giros en los seis grados de libertad para cada uno de los nodos que las componen.

Esto, propicia que sí se presenten deformaciones y fuerzas axiales en el interior de la losa o en vigas. En general, la experiencia ha demostrado que existen grandes diferencias en la respuesta de estructuras que consideran losas como diafragmas rígidos frente a las que contemplan diafragmas flexibles, sobre todo, ante la presencia de cargas sísmicas.

### 3.5 Configuraciones de edificaciones en planta

La simplicidad y simetría de las configuraciones en planta de edificaciones son factores relevantes para favorecer un comportamiento estructural ante la presencia de cargas laterales. Una configuración en planta con irregularidades de masa, simetría, resistencia o rigidez puede ocasionar efectos torsionales complejos para considerar en el análisis estructural. La Norma Sismo Resistente Colombiana NSR-10 define cinco tipos de irregularidades en planta:

- Irregularidad torsional: se presenta cuando el centro de masa y el de rigidez no coinciden, lo que causa un movimiento torsional en el plano horizontal.
- Retrocesos excesivos en esquinas: condición típica de edificaciones con configuraciones en forma de “T”, “H”, “U”, “L” o cruz. Un retroceso se considera excesivo en esquinas cuando sus proyecciones superan el 15 % de la dimensión en planta de la estructura en dirección del retroceso (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010).
- Discontinuidades en el diafragma: variaciones o discontinuidades en la rigidez del diafragma que pueden ser causadas por aberturas, entradas, retrocesos o vacíos.
- Desplazamiento del plano de acción de elementos verticales: ocurre cuando se generan discontinuidades o ampliación de un plano que contiene elementos verticales y crea uno nuevo.

- Sistemas no paralelos: el diafragma que transmite las fuerzas laterales a los elementos verticales no es paralelo a los ejes, lo que les otorga principales de resistencia sísmica de la estructura (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010).

## 4 Metodología

### 4.1 Desarrollo de objetivos

El comportamiento del sistema de contención constituido por muros pantalla y losas de concreto reforzado de apuntalamiento se describe con la realización de modelos analíticos por medio de *softwares* estructurales especializados (Cype y Sap2000 – V23), lo cual servirá de guía para profesionales que pretendan desarrollar un proyecto empleando este sistema constructivo para sótanos.

Por otro lado, los modelos de análisis consideran variables fundamentales como los tipos de losas de apuntalamiento y las diferentes configuraciones geométricas en planta de la edificación, la discretización y el consecuente análisis de los muros pantalla como módulos independientes (a semejanza de su construcción). La combinación de estas variables genera modelos numéricos confrontados entre sí y calculados con condiciones similares para cada caso, con el fin de mantener parámetros comparativos paralelos. Estos se refieren a los empujes laterales bajo los que se realizarán los análisis y demás condiciones inherentes al sistema. De acuerdo con lo mencionado, los modelos de análisis son los siguientes:

Tabla 2. Modelos de análisis propuestos para el sistema de contención de pantallas y losas de apuntalamiento

Configuración en planta de la edificación	Tipo de losa de apuntalamiento		
Rectangular regular con relación de lados menor a 1,5	Maciza	Vigas con torta superior	Vigas con torta superior e inferior
Rectangular regular con relación de lados mayor a 1,5	Maciza	Vigas con torta superior	Vigas con torta superior e inferior
Irregular con retrocesos en esquinas	Maciza	Vigas con torta superior	Vigas con torta superior e inferior
Lados no paralelos	Maciza	Vigas con torta superior	Vigas con torta superior e inferior

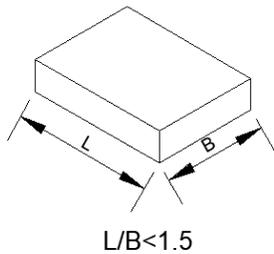
Como se ha mencionado, estas losas de apuntalamiento no corresponden al forjado total de la losa, sino a uno parcial, suficiente para conformar un marco de rigidez de los muros pantalla que garanticen su estabilidad. De igual forma, el análisis de las alternativas planteadas se realiza considerando, ante todo, las cargas laterales generadas por los empujes típicos de laterales de suelos cohesivos. Debido a que se busca encontrar los escenarios óptimos para cada caso presentado, se desarrollarán criterios de eficiencia que involucren variables como los desplazamientos de los muros pantalla, dimensiones de las losas (tanto en planta como en su sección transversal), número de sótanos y cargas laterales.

Además de esto, y en concordancia con el paso a paso del proceso constructivo típico de este sistema, se presentan los análisis y resultados transitorios por etapas constructivas hasta el final de la obra del apuntalamiento de los muros pantalla. La

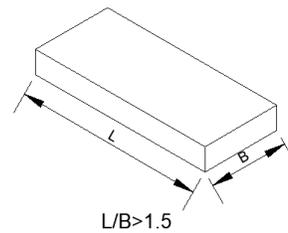
figura 10 presenta las configuraciones geométricas en planta por considerar y la figura 11 los tipos de losas de apuntalamiento o marcos de rigidez.

Figura 10. *Configuraciones en planta*

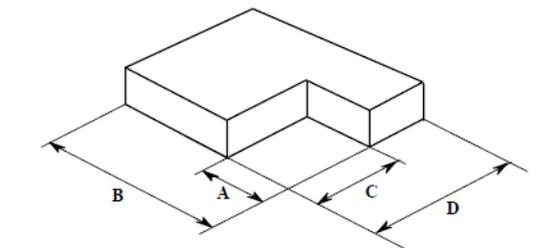
Rectangular regular con relación de lados menor a 1,5.



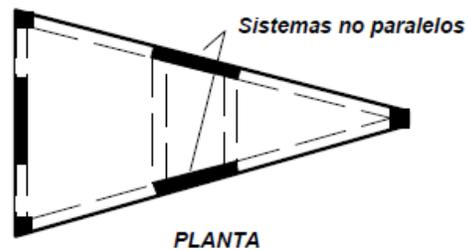
Rectangular regular con relación de lados mayor a 1,5.



Irregular con retrocesos en esquinas.

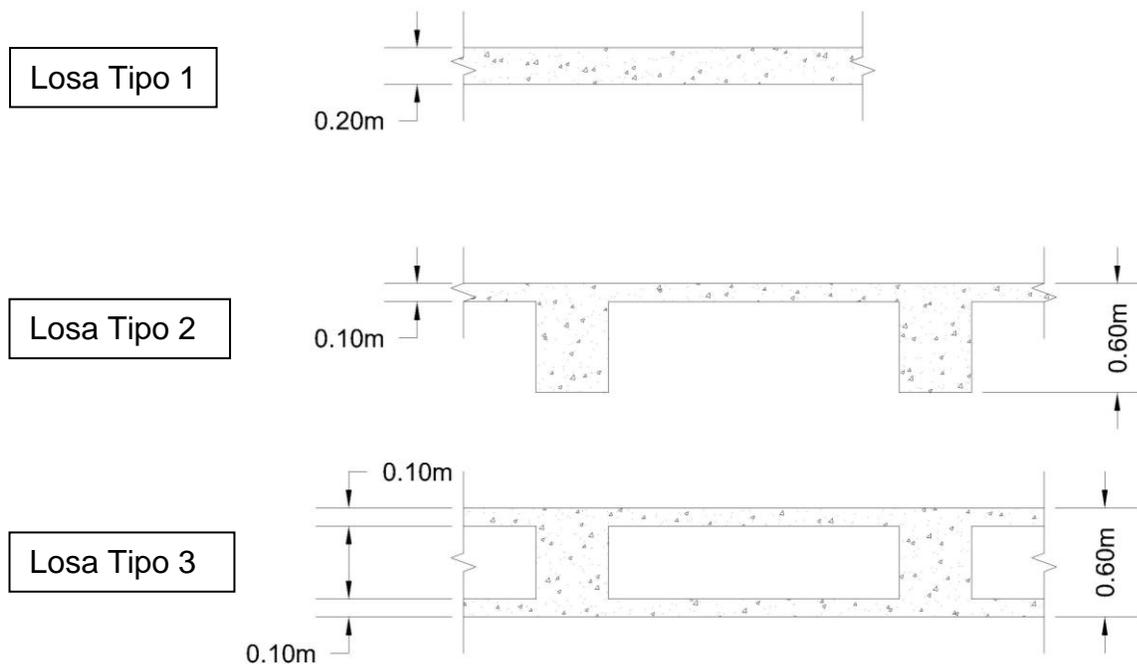


Sistemas no paralelos.



*Nota.* Tomado de Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente por Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010.

Figura 11. Tipos de losas de apuntalamiento



Según Barros (1974), las principales directrices para el cálculo se enumeran en los siguientes pasos:

- Determinación del peso específico y ángulo de fricción de los suelos.
- Selección del tipo de muro de contención según las condiciones del entorno.
- Cálculo de los empujes laterales.
- Comprobación de deslizamiento y vuelco.
- Comprobación de los esfuerzos a lo largo de la sección del muro.
- Comprobación de las tensiones en el terreno.

Para efectos de los casos en estudio, se consideraron los pasos que contemplan análisis y diseño estructural de los muros pantalla. Las comprobaciones geotécnicas no son de menor importancia, pero se encuentran fuera de alcance de estudio.

## **4.2 Software de muros pantalla - Cype**

Cype Ingeniería es una firma española orientada al desarrollo de *software* especializados en arquitectura, ingeniería y construcción. Cuenta con experiencia de casi 30 años con el desarrollo de programas de cálculo estructural, el cual evoluciona hasta alcanzar variedad de aplicaciones técnicas específicas. De esta manera, Cype precisa una alta confiabilidad en los resultados de cálculos basado en el cumplimiento de normativas de construcción internacionales. En la actualidad, cuenta con módulos específicos para las áreas de estructura, instalaciones y gestión de obras (CYPE, 2022).

Uno de los módulos incluidos en el *software* Cype, corresponde al especializado en el cálculo, diseño y análisis de muros pantalla. El manual del usuario de muros pantalla desarrollado por Cype Ingenieros (2018) describió su funcionamiento y método de cálculo. Este programa permite la modelación de muros de diferentes tipos y materiales como elementos estructurales sometidos a empujes laterales. De igual forma, propuso dos asistentes para las comprobaciones y dimensionamientos de muros pantallas donde los categoriza por el número de sótanos del proyecto.

A pesar de que el enfoque de cálculo y análisis de Cype es puramente estructural, razón por la cual que enfatiza que las comprobaciones geotécnicas deben

ser especificadas y detalladas por medio de estudios especializados y complementarios, el programa realiza un cálculo de estabilidad global del sistema determinando el factor de seguridad mínimo para el círculo de deslizamiento pésimo. Este factor de seguridad se calcula en función de las acciones estabilizadoras y desestabilizadoras involucradas en el sistema a lo largo de la superficie de deslizamiento circular del suelo mientras que no se haya construido ningún forjado. El método empleado para este fin es el de las fajas, también conocido como método simplificado de *Bishop*.

#### **4.3 Software SAP2000**

SAP2000 es un *software* de diseño y análisis de estructuras de la empresa *Computer and Structures, Inc* (CSI), creado hace más de 30 años y en desarrollo continuo desde su primera versión. Su interfaz gráfica permite, de manera instintiva, desarrollar modelos para análisis y diseño de estructuras de diferentes materiales como concreto reforzado, acero y aluminio (Morrison Ingenieros et al., 2021).

Los análisis estructurales realizados por medio de SAP2000 pueden ser estáticos o dinámicos y lineales o no lineales según los requerimientos del proyecto. Además, se desarrollan por medio del método de los elementos finitos, por lo que obtiene los resultados de los aspectos estructurales en diversas presentaciones. Los resultados arrojados por el programa permiten examinar las fuerzas, esfuerzos y desplazamientos que actúan sobre los distintos elementos estructurales que pueden ser definidos de tipo lineal, área o sólido. Mediante este programa es posible adicionar

disipadores, resortes y cables a los modelos estructurales (Morrison Ingenieros et al., 2021).

#### 4.4 Desarrollo de modelación

Para el desarrollo y elaboración de los modelos de análisis, se tuvieron en cuenta los siguientes aspectos:

- Las cargas que inciden en una estructura de contención, consideradas en los análisis, son: sobrecargas, empuje de tierras y nivel freático de acuerdo con lo recomendado en el capítulo B.5 del reglamento colombiano NSR-10.
- La estabilidad del sistema de contención de muros pantalla se garantiza con la definición de los factores de seguridad para desplazamiento y volcamiento según lo recomendado en el título H del reglamento NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010).
- Los datos de entrada necesarios para modelación son: tipo de material de suelo, peso específico del material, densidad aparente y sumergida, ángulo de fricción o rozamiento interno, cohesión (drenaje a tener en cuenta tensiones totales y efectivas), nivel freático, valor de sobrecargas, coeficiente de balasto, módulo de elasticidad del suelo, resistencia a la compresión del concreto ( $f'_c$ ), límite de fluencia del acero de refuerzo ( $f_y$ ), número de sótanos, rigidez lateral de las losas de apuntalamiento, espesor del muro pantalla. Los coeficientes de presión activa, pasiva y en reposo, fundamentales para el análisis, son calculados por medio del *software* Cype

bajo los parámetros de suelo y condiciones del sistema de contención descrito antes.

Los métodos de cálculo de los muros pantalla se desarrollaron por medio del método de elastoplasticidad de Winkler y del método de elementos finitos, por lo que se empleó los programas Cype y SAP2000, respectivamente. La descripción del desarrollo de los modelos se presenta a continuación:

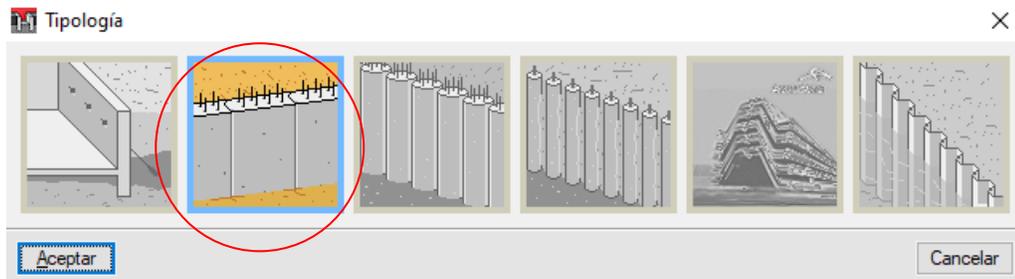
#### **4.4.1 Cype**

El programa Cype cuenta con diversidad de módulos especializados en diferentes disciplinas de ingeniería, arquitectura y construcción. Uno de los módulos del *software* está destinado al cálculo, análisis y diseño de muros pantalla, el cual fue empleado para la modelación numérica las alternativas planteadas en el presente documento.

Las características principales del proyecto, requeridas para la elaboración de un modelo de análisis, son: el uso de la edificación, diseños arquitectónicos (para conocer la configuración en planta), número de sótanos, propiedades geotécnicas del suelo, sobrecargas en linderos, topografía (niveles y pendientes del terreno), solicitaciones sísmicas, especificaciones de materiales y proceso constructivo. Estas particularidades del proyecto son predefinidas o determinadas y conforman los datos de entrada para la modelación numérica y búsqueda de propuestas que solucionen los sistemas de contención, por medio de pantallas preexcavadas de la manera más eficiente.

Asimismo, Cype desarrolla sus cálculos y análisis por medio del método Winkler, el cual simula los suelos con un sistema de resortes lineales y suponiendo que las presiones y los desplazamientos son proporcionales, lo que especifica a través del módulo de Balasto, como propiedad característica del suelo (Otálvaro y Nanclares, 2009). El programa inicia proponiendo varias tipologías de muros pantalla: genérico, de pilotes de hormigón, de pilotines, tablestacas metálicas y de hormigón armado, esta última es la seleccionada para el desarrollo de los modelos propuestos.

Figura 12. *Tipología de muros pantalla - Cype*



Los datos de entrada se introducen de acuerdo con las características de cada modelo. Esta información es solicitada en la primera pantalla de la siguiente manera:

Figura 13. *Pantalla de inicio datos generales – Cype*



**Profundidad de excavación:** varía en función de la cantidad de sótanos del modelo. Los casos en estudio abarcan modelos de cuatro sótanos. La diferencia de nivel de losas de sótanos es de 3,25 m para cada caso. La profundidad de excavación fijada incluye 1,00 m adicional de excavación, considerándolo para efectos constructivos de la losa de cimentación. A continuación, se exponen las profundidades de excavación para cada modelo según el número de sótanos:

Tabla 3. *Profundidades de excavación por sótano – Cype*

Nivel de sótano	Profundidad de excavación
1	4,25 m
2	7,50 m
3	10,75 m
4	14,00 m

**Terreno:** en esta sección se define la presencia del nivel freático y su cota de localización, la presencia de roca en el estrato de suelos, la estratificación y la existencia de sobrecargas que afecten las cargas laterales a contener. Para las sobrecargas se debe especificar el valor y la cota de ubicación respecto al nivel 0. Se considera un escenario para los modelos en el que se imponen estas uniformes con valor de 15 kN/m<sup>2</sup> según lo especificado en el apartado H.5.1.2 del reglamento NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010). Este valor supera lo recomendado en el Código Colombiano de diseño de puentes CCP-14, Sección 11, subcapítulo 11.10.10.2, que recomienda una presión debida a la sobrecarga viva mínima de 0,60 m de suelo (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2014).

De manera similar, el nivel freático se asume que se encuentra en la cota -3,0 m, un nivel típico que se puede encontrar en el medio. Respecto a la estratificación del

suelo existen los siguientes tipos: grava, arena densa, arena semidensa, arena suelta, limo, arcilla dura, arcilla semidura y arcilla blanda. Los análisis se realizaron adoptando las propiedades geotécnicas de una arcilla semidura y se describen a continuación:

- Densidad aparente:  $20,00 \text{ kN/m}^2$ .
- Densidad sumergida:  $9,00 \text{ kN/m}^2$ .
- Ángulo de rozamiento interno:  $\varphi = 18^\circ$ .
- Cohesión:  $c = 50,00 \text{ kN/m}^2$ .
- Módulo de balasto empuje activo:  $m_a = 20\,000 \text{ kN/m/m}^2$ .
- Módulo de balasto empuje pasivo:  $m_p = 20\,000 \text{ kN/m/m}^2$ .

El ángulo de rozamiento entre el terreno y el muro, tanto en el trasdós como en el intradós, se asumirá un valor de 0, lo cual se justifica según lo mencionado en el Código Técnico de la edificación español, subcapítulo 6.2.3 - Cálculo de los coeficientes de empuje activo  $K_a$  y pasivo  $K_p$  – Numeral 7, el cual mencionó que cuando se empleen lodos tixotrópicos el valor que se debe usar es cero (Ministerio de Fomento España, 2019).

**Proceso constructivo:** El proceso constructivo está constituido por dos tipos de fases: constructivas y de servicio. Las fases constructivas o intermedias se definieron en función del número de sótanos del proyecto que, para el caso en estudio, corresponden a cuatro niveles por debajo del nivel del terreno. Cada fase incluye la excavación hasta alcanzar el nivel inferior de sótano y la construcción de una sección de losa de apuntalamiento que funcionan como marco de rigidez del sistema de contención.

Los datos de entrada para la construcción del modelo incluyen los niveles y tipos de apuntalamiento, que, para el caso particular de análisis, corresponde a casos puntales conformados por los marcos de rigidez, sobre los cuales no se consideran cargas adicionales a las de contención. Por último, la fase de servicio definida como la obra terminada, corresponde a la construcción de todos los marcos de rigidez a nivel de piso 1, sótano 1, sótano 2 y sótano 3, más la construcción de la losa de cimentación en su totalidad a nivel de sótano 4. A continuación, se ilustran gráficamente las etapas del proceso constructivo considerada:

Figura 14. *Etapa uno del proceso constructivo*

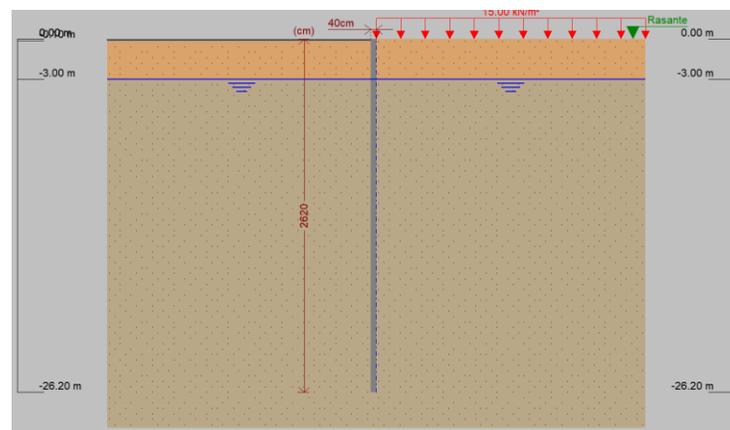


Figura 15. *Etapa dos del proceso constructivo*

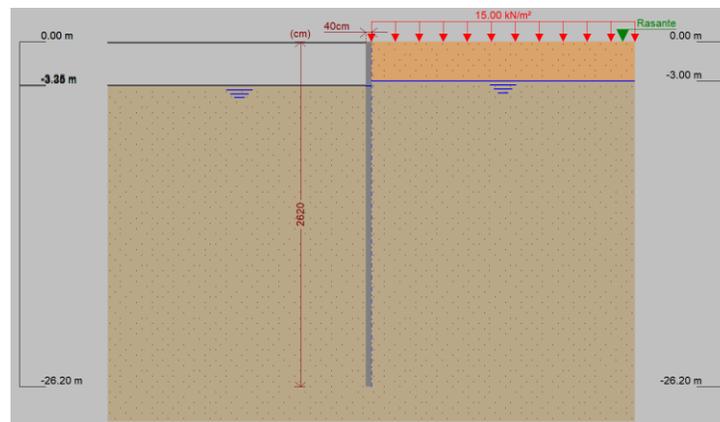


Figura 16. *Etapa tres del proceso constructivo*

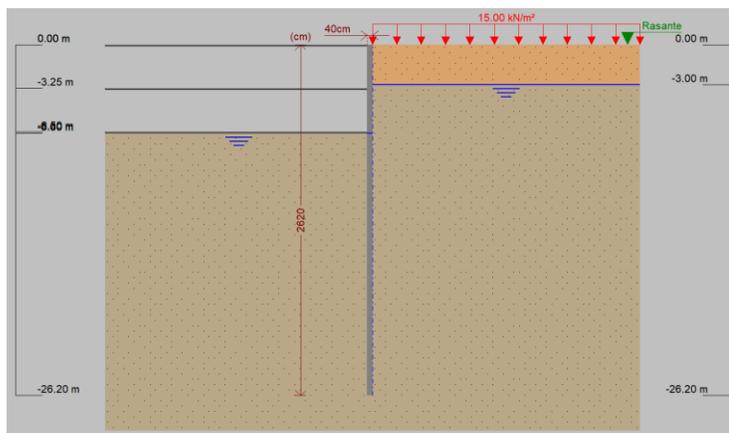


Figura 17. *Etapa cuatro del proceso constructivo*

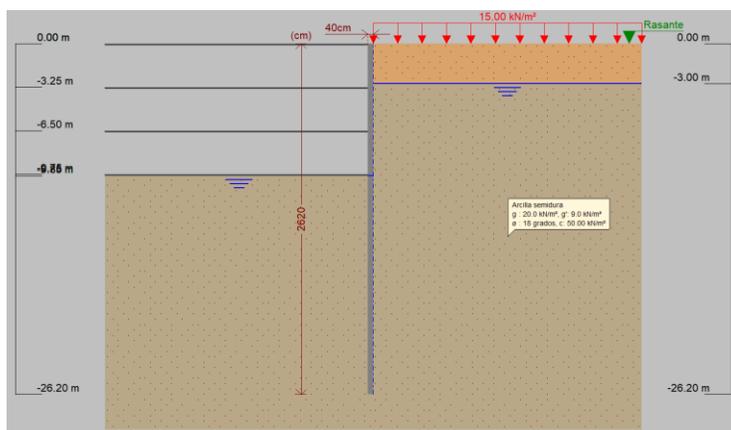
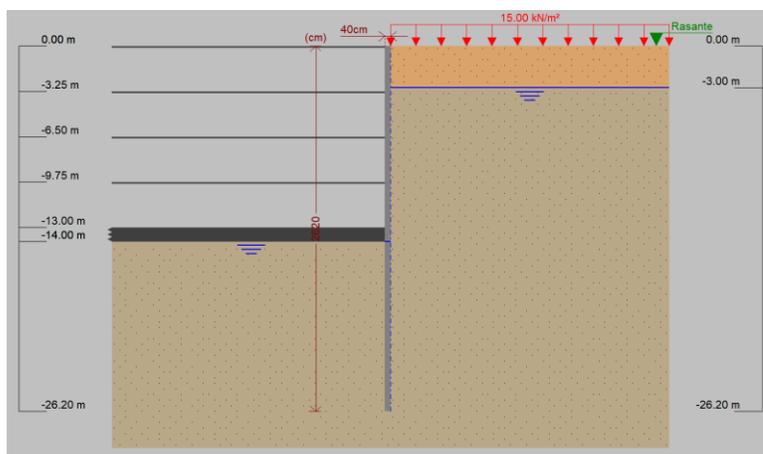


Figura 18. *Etapa cinco del proceso constructivo*



**Materiales:** El concreto y el acero de refuerzo son especificados en este paso. El recubrimiento geométrico asignado es de 7,5 cm para el acero de refuerzo según lo dispuesto en el apartado C.7.7.1 del reglamento NSR-10 para concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010). El tamaño máximo del agregado asignado es de 2 cm según lo recomendado en (ASOCRETO). Este parámetro es relevante para definir la separación mínima del de las barras de acero de refuerzo. Además, las especificaciones de resistencia del concreto y el acero de refuerzo son las siguientes:

- Acero de refuerzo:  $f_y = 420$  MPa.
- Concreto:  $f'_c = 28$ MPa (considerando condiciones mínimas de durabilidad del concreto).

**Selección de unidades:** se eligen las unidades que se desean utilizar para la modelación del muro pantalla. Por tal motivo, Cype arroja las siguientes alternativas: sistema de unidades M.K.S., Sistema Internacional de Unidades y Unidades inglesas. Para el caso de estudio, se ha seleccionado el Sistema Internacional de Unidades.

**Datos generales:** corresponde a las condiciones geométricas iniciales del muro pantalla. Los datos solicitados al respecto son los siguientes:

- Altura de muro: es la longitud vertical total. Se introduce una altura inicial que implica un empotramiento preliminar que se valida después para dar cumplimiento a la estabilidad por volcamiento, deslizamiento y falla de fondo determinada por los estudios geotécnicos; depende también del número de

- sótanos planteados. Para los casos de estudio, la altura óptima de muro pantalla fue de 26,20 m (empotramiento de 12,20 m en fase de servicio).
- **Altura del muro sobre rasante:** longitud vertical del muro pantalla que sobresale del nivel del terreno en la parte superior. Se asumió como cero para efectos de análisis.
  - **Espesor:** es la longitud en el sentido más corto del muro pantalla. Resulta de los análisis y diseño estructurales en función de las fuerzas de contención bajo las que está sometido. Además de considerar las herramientas de excavación de la maquinaria disponible. Es típico encontrar almejas de excavación con un espesor de 0,40 m. Para cumplir con el propósito de análisis del presente estudio, se realizaron modelos de tres espesores diferentes: 0,40 m, 0,50 m y 0,60 m que fueron comparados, donde su análisis y resultados se presentan en un capítulo más adelante.
  - **Longitud de tramo:** indica el ancho de la sección transversal del módulo de muro pantalla. Desde el punto de vista constructivo, su relevancia recae sobre la definición en obra de la división en módulos que, por lo general, están entre 2,0 m y 5,0 m de ancho. Este dato cobra relevancia en Cype en las cantidades del armado del acero de refuerzos, puesto que para efectos de análisis y diseño estructural se realiza por metro lineal de muro pantalla.

**Acciones:** en esta sección se permite decidir si se incluye el análisis sísmico dentro del cálculo y diseño de los muros pantalla, el cual solicita como datos de entrada la aceleración de si debe ser considerado en las fases constructivas. No fue tenido en

cuenta dentro del análisis de los modelos. Por otro lado, el programa proporciona la opción de considerar acciones térmicas en puntales, lo cual es aplicable a elementos metálicos en los que tiene incidencia la variación de la temperatura. Es claro que los elementos de apuntalamiento propuestos son losas de concreto reforzado, para los cuales esta consideración es descartada.

**Opciones de obra:** el programa solicita algunas opciones adicionales con el propósito de establecer condiciones de entrada que permitan calcular y definir algunas cantidades de obra. Estas opciones tienen un fin práctico y de soporte para fines constructivos y se describen a continuación:

- El porcentaje de merma solicitada por Cype se define para efectos de cálculo de cantidades de consumo de concreto (se asumen porcentajes esperados de expansiones para este tipo de elementos).
- Acero de refuerzo: la longitud máxima de varillas es igual a 12,0 m, la medida máxima comercial. Se definen criterios de armados del acero de refuerzo desde la concepción del diseño que pueden simplificar y evitar errores al momento del armado en obra. Por ejemplo, la colocación de varilla verticales enfrentadas y armado simétrico en el trasdós e intradós del muro pantalla. La separación máxima entre barras, según el tamaño máximo del agregado, se define con un factor multiplicador de 5,0 con el objeto de otorgar suficiente espacio al hormigón fresco para su flujo durante el proceso de vaciado.

Respecto a los coeficientes de seguridad, se definen tres factores para equilibrio de momentos, relación de empujes y el círculo de deslizamiento pésimo. De acuerdo

con la tabla H.6.9-1 del Reglamento colombiano NSR-10, se toman los siguientes valores de factor de seguridad para momentos y desplazamiento:

- Equilibrio de momentos 3,0 sin sismo y 2,0 con sismo.
- Relación de empujes 1,60 sin sismo y 1,05 con sismo.
- En cuanto al círculo de desplazamiento pésimo o estabilidad general 1.50 sin sismo y 1.05 con sismo, según lo recomendado por la tabla 2.1 del Documento Básico de Seguridad Estructural de Cimientos (Ministerio de Fomento España, 2019).

Estos factores de seguridad son de estricto cumplimiento para reducir el riesgo de inestabilidad de la estructura de contención, y de su concreción se deriva la longitud de empotramiento del muro pantalla y en consecuencia la profundidad total del elemento.

**Losas de apuntalamiento:** a continuación, se presenta la ventana de introducción de datos iniciales para la construcción de las losas de apuntalamiento en el modelo del sistema de contención en el programa Cype:

The screenshot shows a dialog box titled "Nueva losa" with the following fields and options:

- Fase de construcción: Excavación a sótano 4
- Fase de servicio: Siempre última fase
- Cota: 0.00 m
- Peralte (a): 30 cm
- Rigidez axil: 9800000 kN/m
- Table for Fase de construcción:

Fase	Q (kN/m)	M (kN-m/m)
Fase de construcción	0.00	0.00
Fase de servicio	0.00	0.00
- Table for Fase de servicio:

Fase	Q (kN/m)	M (kN-m/m)
Fase de construcción	0.00	0.00
Fase de servicio	0.00	0.00
- Permitir tracciones
- Considerar retracción: 1.0 mm
- Buttons: Aceptar, Cancelar

A diagram on the right shows a cross-section of a retaining wall with a horizontal slab of length 'a'. It indicates a vertical load 'Q', a horizontal load 'C', and a moment 'M'.

Esta ventana al principio solicita detallar la fase de construcción en la que se pretende disponer la losa, su cota o nivel, el peralte y la rigidez axial. Este último parámetro es fundamental para el desarrollo de los objetivos de análisis del presente documento, dado que consiste en definir la magnitud de aporte de rigidez de las losas al sistema de contención completo. Los valores sugeridos por el programa van desde 10 kN/m hasta 98 100 000 kN/m, por lo que abarca un amplio rango que permite considerar este parámetro como variable independiente para determinar el comportamiento del sistema de contención. Para los modelos propuestos, se emplearon distintos valores de rigidez axial según fuera el caso de análisis.

En cuanto a las cargas que pueden generar momentos o esfuerzos de cizallamiento sobre las losas de los marcos de rigidez, estas no fueron asumidas con ningún valor dada la naturaleza del análisis. Por otro lado, los modelos desarrollados a través del programa Cype corresponden a sistemas de contención con losas de apuntalamiento de rigidez variable, con el fin de presentar la incidencia este parámetro en los empujes laterales que efectúa el suelo sobre el trasdós de los muros pantalla. Los resultados se presentan en el capítulo cinco del documento y son la base para la elaboración de los modelos en el *software* SAP2000.

Por otro lado, los desplazamientos y los esfuerzos a cortante y momentos generados durante el proceso constructivo fueron tomados como valores de referencia para ser comparados con los resultados obtenidos bajo las mismas condiciones que influyen los datos de entradas en el *software* SAP2000.

#### 4.4.2 SAP2000

Los sistemas de contención propuestos para análisis se modelaron por medio del *software* especializado SAP2000. En primer lugar, se procedió a crear un sistema preliminar de grillas con ejes de acuerdo con las dimensiones de las edificaciones planteadas (sistema de coordenadas), que, para el caso en estudio, corresponde a cuatro tipos de configuraciones en planta diferentes. Los materiales definidos corresponden a concreto y acero de refuerzo, los cuales tomaron las mismas especificaciones introducidas en Cype. Las siguientes son las propiedades precisadas para el acero de refuerzo en los modelos:

Acero grado 60;  $E = 200\,000\text{ MPa}$ ;  $f_y = 420\text{ MPa}$ ;  $f_u = 550\text{ MPa}$ .

Estos valores fueron determinados según el reglamento colombiano NSR-10 y la Norma Técnica Colombiana NTC 2289 (Segura, 2011). Las especificaciones para el hormigón son las siguientes:

Resistencia a la compresión  $f'_c = 28\text{ MPa}$ ; peso por unidad de volumen =  $23\text{ kN/m}^3$ ;  $E = 3900\sqrt{f'_c} = 20\,636\text{ MPa}$ ; módulo de Poisson = 0,2

**Secciones:** las secciones definidas para la elaboración de los modelos fueron tipo *frame* y *Shell*. Los elementos tipo *frame* corresponden a vigas de 0,60 m de altura y 0,40 m de ancho, definidas para los modelos con losas tipo 2 y 3, columnas o pilotes temporales de sección circular con diámetro igual a 0,50 m y vigas de cimentación para nivel de sótano 4 con altura igual 1,20 m.

Asimismo, los elementos de área fueron definidos como tipo *Shell* y son los siguientes: muros pantalla con espesor de 0,40 m; losa con espesor de 0,20 m para las

losas tipo 1; losas de espesor de 0,10 m para las losas tipo 2 y tipo 3. El criterio de asignación de propiedades tipo *Shell* se tomó debido a la forma de análisis realizado, en donde la rigidez, en todos los planos de estos elementos de área, tiene un aporte relevante al sistema de contención en su totalidad, situación que no sería viable con el uso de elementos tipo *Plate* o *Membrane*.

Un factor diferenciador entre los elementos tipo *Shell* tiene que ver con la determinación como *Thick* o *Thin*. Al respecto, los elementos *Shell Thin* son áreas delgadas o finas que desprecian las deformaciones por corte al aplicar la formulación de Kirchhoff-Love, mientras que los elementos *Shell Thick* son áreas gruesas que, sin consideran las deformaciones por corte, siguen la formulación de Reissner-Mindlin (Estrada, 2011). Las relaciones de aspecto para categorizar estos elementos son las siguientes:  $L/h < 20$ , para elementos *Shell Thick* y  $L/h \geq 20$ , para elementos *Shell Thin*, donde  $L$  corresponde a la luz libre del área y  $h$  al espesor. De acuerdo con esto, los elementos *Shell Thick* fueron asignados a los muros pantallas, mientras que los *Shell Thin* fueron usados para las losas.

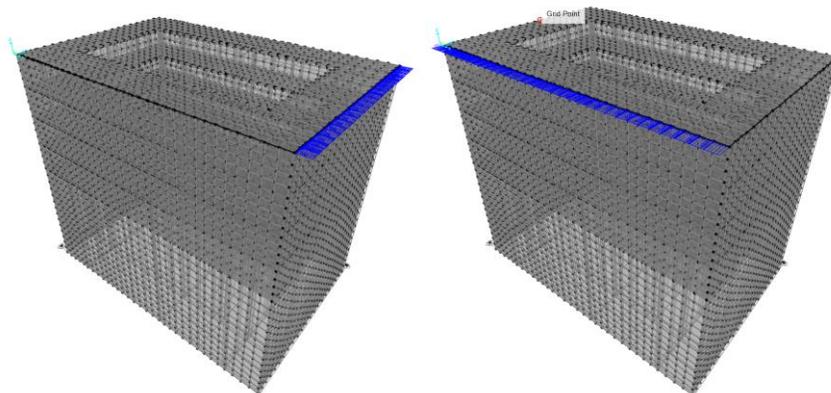
Por otro lado, la modelación de losas se realizó como elemento tipo *Shell* como se había mencionado antes. Se sabe que un elemento tipo *Shell* aporta rigidez en todas las direcciones, tanto perpendicular como en su propio plano (tiene 6 grados de libertad), mientras que un elemento tipo *Plate* aporta rigidez perpendicular, pero no en su propio plano (tiene 3 grados de libertad: desplazamiento en z, rotaciones en X e Y) y, un elemento tipo *membrane*, aporta rigidez en su propio plano, pero no perpendicular a él (tiene 3 grados de libertad: desplazamientos en x e y, rotación en z).

Es claro que, para el objetivo de análisis de utilizar las losas, como marcos de rigidez y apuntalamiento lateral, es necesario considerar el aporte de esta en todas sus direcciones. En cuanto a los datos de entrada solicitados por el programa al momento de definir las losas, la propiedad *Membrane* corresponde al espesor efectivo de la losa, mientras que *Bending* es el de la losa que aporta rigidez. Para efectos de análisis se detalló el espesor de las losas como 0,20 m para la losa tipo 1 y 0,10 m para las losas tipo 2 y 3, tanto para *Bending* como para *Membrane*.

El uso implícito de elementos finitos como herramienta de cálculo del programa SAP2000 implica que sea necesaria la discretización de los elementos de área para precisar los resultados que arroja el programa, lo que determina los desplazamientos y esfuerzos en distintas partes de los elementos estructurales. Para los modelos de análisis se definió dividir las áreas de los elementos *Shell* en objetos con tamaños máximos de 1,0 m X 1,0 m, lo cual es tratado por el programa al dividir las superficies en varias unidades uniformes según sus dimensiones. Este criterio de discretización fue aplicado sobre todos los elementos *Shell* de los modelos de análisis.

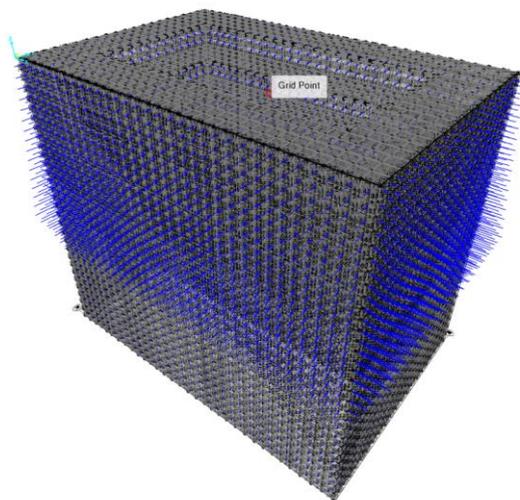
**Cargas:** en la asignación de patrones se consideran cargas muertas y empujes de laterales. Las cargas muertas tienen en cuenta el peso propio de cada elemento, mientras que los empujes laterales fueron concebidos de dos maneras distintas. En primer lugar, las cargas laterales fueron impuestas de manera uniforme e independiente sobre cada lado del modelo y en cada nivel de apuntalamiento, como se muestra en la figura 19 para el caso específico del marco de rigidez de piso 1 de la configuración en planta tipo 1.

Figura 19. Cargas laterales uniformes



El propósito de imponer estas cargas laterales fue relacionar la asignada con los desplazamientos que se generan debido a esta para determinar un indicador de rigidez con cada uno de los prototipos de análisis. Los resultados de esta metodología se exponen en el capítulo 5. El segundo patrón de cargas, que se fijó sobre los modelos de análisis, corresponde a los empujes de laterales que incluyen el empuje de suelos, las sobrecargas y las presiones hidrostáticas. Estos valores fueron extraídos de los resultados que arroja el programa Cype al considerar las variables geotécnicas que esto implica, es decir, la designación y distribución de los empujes activos, pasivos y en reposo, como se ilustra en la figura 20:

Figura 20. Empujes laterales (suelos, presión hidrostática, sobrecargas)



Las cargas impuestas son las que se deben considerar en el diseño y análisis para efectos de evaluación del comportamiento de los sistemas de contención. La asignación de presión en la superficie debe tener en cuenta los ejes locales de los elementos que orientan correctamente el patrón de carga de presión sobre las superficies de los muros pantalla. Es importante destacar que este patrón de cargas fue definido con un tipo de análisis estático no lineal, debido a la interacción con los resortes impuestos en los muros pantalla.

Los cálculos realizados se desarrollaron recurriendo al método de los esfuerzos admisibles, por lo cual fueron afectadas las combinaciones de carga para verificaciones del estado límite de servicio, como se indica en el apartado B.2.3 del reglamento colombiano NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010). Las combinaciones de carga expuestas a continuación fueron las empleadas para el análisis:

$$D + H + F + L + T \text{ (B. 2,3 - 2)}$$

$$D + H + F + 0,75(L + T) + 0,75(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e) \text{ (B. 2,3 - 4)}$$

$$D + H + F + 0,7E \text{ (B. 2,3 - 6)}$$

$$D + H + F + 0,75(0,7E) + 0,75L + 0,75(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e) \text{ (B. 2,3 - 8)}$$

$$0,6D + W + H \text{ (B. 2,3 - 9)}$$

$$0,6D + 0,7E + H \text{ (B. 2,3 - 10)}$$

**Elementos *Spring*:** además de las cargas, fueron asignados unos elementos *Spring* sobre los muros pantalla con el objeto de involucrar las propiedades del suelo sobre su trasdós e intradós. Estos resortes fueron incluidos con una rigidez igual al coeficiente de balasto del suelo definido para la elaboración de los modelos, es decir, 20 000 kN/m/m<sup>2</sup>, el cual es el valor recomendado para arcillas semiduras según el programa Cype. Estos elementos fueron dispuestos de dos maneras, en primer lugar, se dispuso de resortes que trabajan solo a compresión para los tramos de pantalla con suelo únicamente en el trasdós, mientras que, para los muros con suelo a ambos lados, se colocaron resortes que trabajan a tracción y a compresión con el mismo módulo de balasto para ambos casos. Los resortes a compresión fueron definidos de esta manera para evitar que la tracción desvirtúe los resultados por la imposición de cargas laterales bajo estas condiciones. Los elementos de apoyo fueron asignados de la siguiente manera:

- Columnas: empotramiento en su base a nivel de sótano 4.
- Losa de cimentación: apoyos simples que restringen el movimiento en el grado de libertad en dirección del eje Z.

- Losas de apuntalamiento (marcos de rigidez): conexiones y apoyo sobre los muros pantalla y columnas.
- Muros pantalla: fueron modelados con resortes en todos sus nodos bajo las consideraciones antes descritas.

#### 4.5 Desarrollo de análisis

**Análisis de sensibilidad de la ley de empujes debido a la variación de rigidez lateral:** a partir de los cálculos y resultados obtenidos de la modelación de los sistemas de contención planteados para análisis mediante los *softwares* Cype y SAP2000, se realizaron diferentes tipos de estudios comparativos entre las alternativas planteadas. En primer lugar, y con el fin de definir los patrones de cargas impuestas sobre los muros pantalla debido a los empujes de suelos, sobrecargas y presiones hidrostáticas, se procedió a evaluar los empujes totales horizontales en función de la variación de la rigidez lateral otorgada por parte de los marcos o losas de apuntalamiento, los cuales conservan las demás condiciones geotécnicas y estructurales.

Las magnitudes de los indicadores de rigidez lateral se introdujeron iguales para todos los niveles de apuntalamiento como variable controlada para verificación de resultados de los empujes laterales totales. De esta manera, la definición de los valores de rigidez elegidos para analizar se basó en la obtención de la rigidez lateral crítica. Este concepto se define para el caso de estudio como la rigidez lateral de apuntalamiento, que permite desplazamientos que llevan al muro pantalla hasta su

límite de fisuración, lo cual fue evaluado con los resultados arrojados por el programa Cype y siguiendo los criterios del método de esfuerzos admisibles.

A partir de la rigidez lateral límite, se establecieron rigideces de mayor magnitud que fueron introducidas a los modelos como datos de entrada para obtener los empujes horizontales totales y una rigidez lateral de menor magnitud para verificar el comportamiento de los muros pantalla ante este tipo de escenarios. De acuerdo con esta metodología, se crearon gráficas que contrastan los empujes laterales para pantallas con espesor de 0,40 m, 0,50 m y 0,60 m y se exponen en el capítulo 5.1 del presente documento.

Como análisis complementario, se evaluaron modelos a los cuales se les impuso una rigidez lateral constante igual a la máxima permitida por el *software* Cype (asumida como rigidez infinita), que compara los resultados obtenidos ante la variación del espesor de muros pantalla. Es de resaltar que los coeficientes de empuje pasivo, activo y en reposo que determinan los empujes laterales y que están en función de los desplazamientos del muro pantalla se calculan por medio del *software* Cype.

**Obtención del indicador de rigidez lateral los modelos de análisis:** la descripción del patrón de cargas uniformes horizontales, realizado en la explicación de los modelos desarrollados en SAP2000, manifiesta la forma de imposición de cargas en cada nivel de apuntalamiento y en algunos lados de planta de los modelos de análisis. Las cargas distribuidas de forma uniforme se definieron con una magnitud igual a 100 kN/m para todo caso y son relacionadas con los desplazamientos derivadas de esta fuerza (variando lado y nivel de análisis). Es claro que, a pesar de conservar las

mismas características geométricas y estructurales, la respuesta de las losas de apuntalamiento varía cuando se aplica una fuerza de la misma magnitud para cada caso, según el lado de análisis en la configuración en planta y el nivel de profundidad en el que se encuentra ubicada, lo cual se evidencia con los resultados que se presentan en el capítulo 5.2.1 del documento.

Además, la obtención de estos indicadores de rigidez, que relacionan la fuerza uniformemente distribuida definida y los desplazamientos obtenidos, se exponen de dos maneras. En primer lugar, se obtiene una rigidez promedio que contempla los desplazamientos con las fuerzas aplicadas y, en segundo lugar, una rigidez mínima que se determina a partir del desplazamiento máximo del lado en análisis, que es normal que se presente en la mitad de la luz. Los indicadores de rigidez fueron calculados para todos los modelos propuestos de análisis variando los tipos de configuración en planta, los tipos de losas, los espesores de pantalla y se determina para cada nivel de profundidad de los marcos de rigidez.

**Desplazamientos según ancho de la losa de apuntalamiento:** un indicador fundamental para verificar el comportamiento de los muros pantalla y su buen funcionamiento corresponde a los desplazamientos o deformaciones horizontales que sufre producto de los empujes laterales. Su importancia radica en la estimación de los movimientos permisibles desde diseño y el control durante la etapa de ejecución a través de instrumentación geotécnica, con el fin de no sobrepasar los límites y criterios establecidos en diseño para fisuración.

Por otro lado, el ancho de la sección transversal de las losas de apuntalamiento se adoptó como variable para crear tres modelos con el resto de las condiciones y características iguales y comparar los resultados en los desplazamientos ante las mismas cargas de empujes laterales. Para tal efecto, se optó por tomar los modelos con configuración en planta tipo 1, losa tipo 1 y variar el ancho de losa con las siguientes medidas: 2,0 m, 3,0 m y 4,0 m. Los resultados de los desplazamientos por nivel de profundidad y desplazamientos máximos presentados para cada caso propuesto se evidencian en el capítulo 5.2.6.

**Variación de rigidez en función del espesor de pantalla:** el aporte al indicador de rigidez que suministran las losas de apuntalamiento no es el único valor que debe ser considerado dentro del sistema. Los muros pantalla que aportan mayor rigidez permiten disminuir las deformaciones; caso contrario ocurre para aquellos en los que el aporte de rigidez es menor. Para estudiar esta hipótesis, se planteó la variación del espesor de los muros pantalla en tres modelos que fueron analizados para obtener los valores de rigidez promedio por cada nivel de profundidad de apuntalamiento. Se optó por tomar la configuración en planta tipo 2 y mantener la losa tipo 1 como punto de partida para el análisis. Los resultados del estudio se muestran en el capítulo 5.2.7.

**Análisis por proceso constructivo:** los cambios en los esfuerzos y desplazamientos de los muros pantalla se acrecientan conforme se avanza en las etapas del proceso constructivo, las cuales se deben evaluar de manera secuencial para estimar los esfuerzos más críticos que se presentan y conformar envolventes que resultan ser determinantes para los diseños estructurales.

El análisis por proceso constructivo se realizó en los *softwares* Cype y SAP2000 bajo la siguiente metodología: como se explicó en un capítulo anterior, el programa Cype lleva explícita la opción de modelar el proceso constructivo por etapas constructivas, por lo que definen los niveles de excavación y las características de los elementos de apuntalamiento, de tal forma que arroja los resultados de desplazamientos y esfuerzos de corte y momento para cada etapa definida. En relación con el programa SAP2000, se procedió a realizar un análisis similar, pero a partir de cinco modelos de análisis que comprendían cada una de las etapas constructivas definidas en el programa Cype.

Los modelos de SAP2000 para el proceso constructivo se realizaron en los siguientes escenarios: construcción de losa de piso 1 y excavación hasta sótano 1; construcción de losa de sótano 1 y excavación hasta sótano 2; construcción de losa de sótano 2 y excavación hasta sótano 3; construcción de losa de sótano 3 y excavación hasta sótano 4 y construcción de losa de cimentación a nivel de piso 4. Los resultados obtenidos de la modelación por secuencia de proceso constructivo se presentan en el capítulo 5.2.12.

## **5 Resultados**

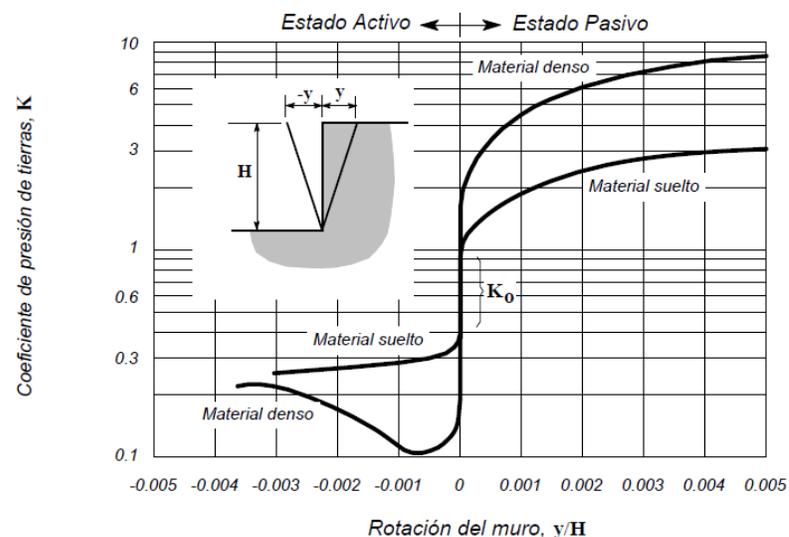
### **5.1 Análisis de sensibilidad de la ley de empujes debido a la variación de rigidez de las losas de apuntalamiento**

El tipo de empuje de un muro está condicionado por su desplazamiento, que pueden ir desde nulos hasta fallo por corte. Si el muro es tan rígido que no permite

ningún desplazamiento, las partículas del suelo no podrán movilizarse al estar sometidas a un mismo régimen de compresión. Los empujes de tierra están relacionados con los movimientos del muro en la pared de contención y, dependiendo de la interacción, se desarrollan empujes pasivos, activos o en reposo.

Por otro lado, la variación de la rigidez lateral de las losas de apuntalamiento de los muros pantalla incide en los valores de los empujes horizontales generados por la presión de tierras. Los coeficientes de empuje pasivo, activo y en reposo que dependen de los desplazamientos de los elementos de contención, presentan variaciones que afectan el cálculo de cada uno de estos empujes laterales. La incidencia de los desplazamientos horizontales conducentes a establecer el coeficiente de presión de tierras se evidencia en la figura 21 y en la tabla 4, descritas en el capítulo H.6.4 del Reglamento NSR-10:

Figura 21. Variación del coeficiente de presión de tierras,  $K$ , con el desplazamiento



*Nota.* Tomado de Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente por Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010

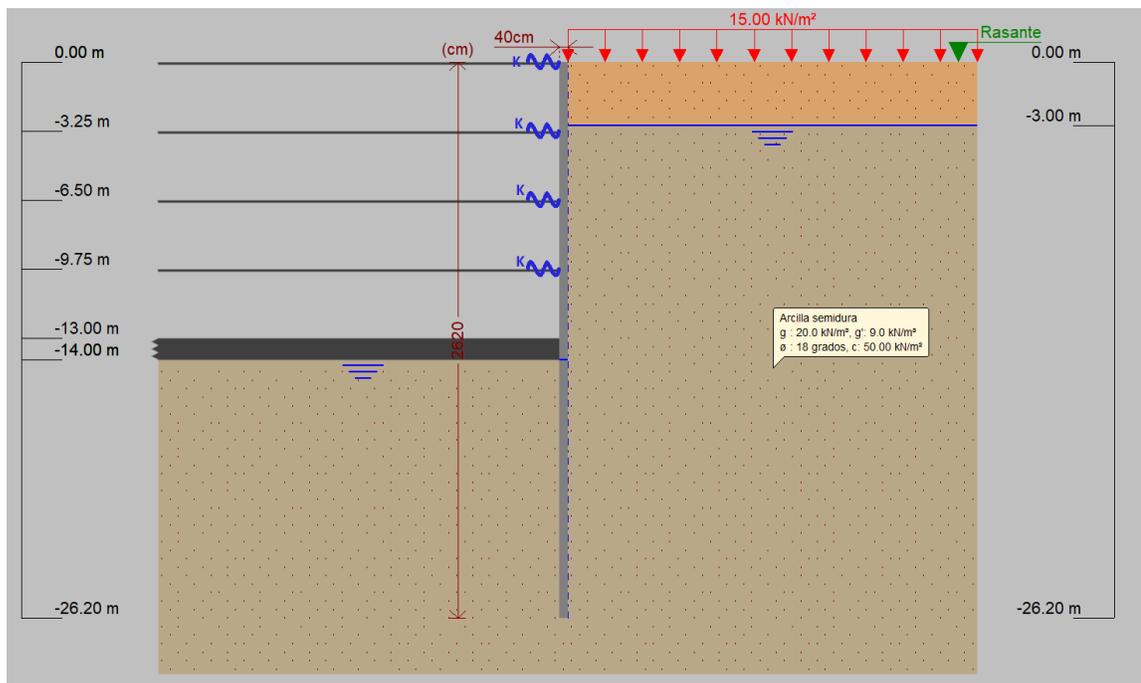
Tabla 4. *Movimientos horizontales en el muro de contención conducentes a los estados activo y pasivo*

<b>Tipo de suelo</b>	<b>Estado activo</b>	<b>Estado pasivo</b>
Granular denso	0.001 H	0.020 H
Granular suelto	0.004 H	0.060 H
Cohesivo firme	0.010 H	0.020 H
Cohesivo blando	0.020 H	0.040 H

*Nota.* Tomado de Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente por Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010

Los resultados obtenidos del análisis de modelos de muros pantalla apuntalados en cuatro niveles por medio de losas con rigideces variables entre modelos demuestran que los empujes de tierras varían en función de la rigidez de apuntalamiento. La figura 22 muestra un modelo de análisis tipo realizado en el *software* Cype. – módulo de pantallas, en donde se representan, por medio de resortes con rigidez  $K$ , los valores asignados a las losas de apuntalamiento en los niveles de sótanos. Para cada modelo el valor de  $K$  especificado se replicó en todos los niveles de apuntalamiento.

Figura 22. Modelo de análisis software Cype – módulo de pantallas



Las figuras 23 a 25 muestran tres escenarios de análisis diferenciados en los espesores de pantalla: 0,40 m, 0,50 m y 0,60 m. Los modelos realizados por medio del *software* Cype ilustran distintas curvas que representan los empujes laterales a los que son sometidos los muros pantalla, por lo que se compara los resultados al variar la rigidez de apuntalamiento por modelo.

De igual forma, las curvas evidencian que ante rigideces de menor magnitud los empujes laterales son de menor valor en comparación con las losas de apuntalamiento cuya rigidez es más alta. Es decir que, por ejemplo, para un caso de empuje activo al disminuir la rigidez lateral, aumenta el desplazamiento activándose el coeficiente de tierras activo, cuyo valor es menor al de un estado en reposo. Las rigideces adoptadas para cada caso se seleccionaron al tomar como valor inicial la rigidez que proporciona

el límite para fisuración de los muros pantalla y se complementaron con este valor inicial multiplicado por 2, 5 y 10 veces. Además de incluir el valor máximo de rigidez permitido por el programa Cype, que es igual a 98 100 000 kN/m. La menor rigidez indicada en cada una de las gráficas es un valor adicional que permite observar el comportamiento de los empujes ante rigideces de una considerable menor magnitud.

La tendencia de las curvas de empujes con rigideces de mayor magnitud muestra una similitud que, de manera conservadora, permite tomar decisiones como la adopción de los empujes resultantes de la aplicación de la rigidez más alta para efectos de análisis y diseño del sistema en general. Por tanto, los resultados de los empujes laterales aplicados sobre los muros pantalla muestran un comportamiento similar en función del espesor. Los valores tienen variaciones mínimas que se incrementan conforme es mayor el espesor de pantalla.

Figura 23. Empujes totales sobre muros pantalla de 0,40 m variando la rigidez lateral de las losas de apuntalamiento

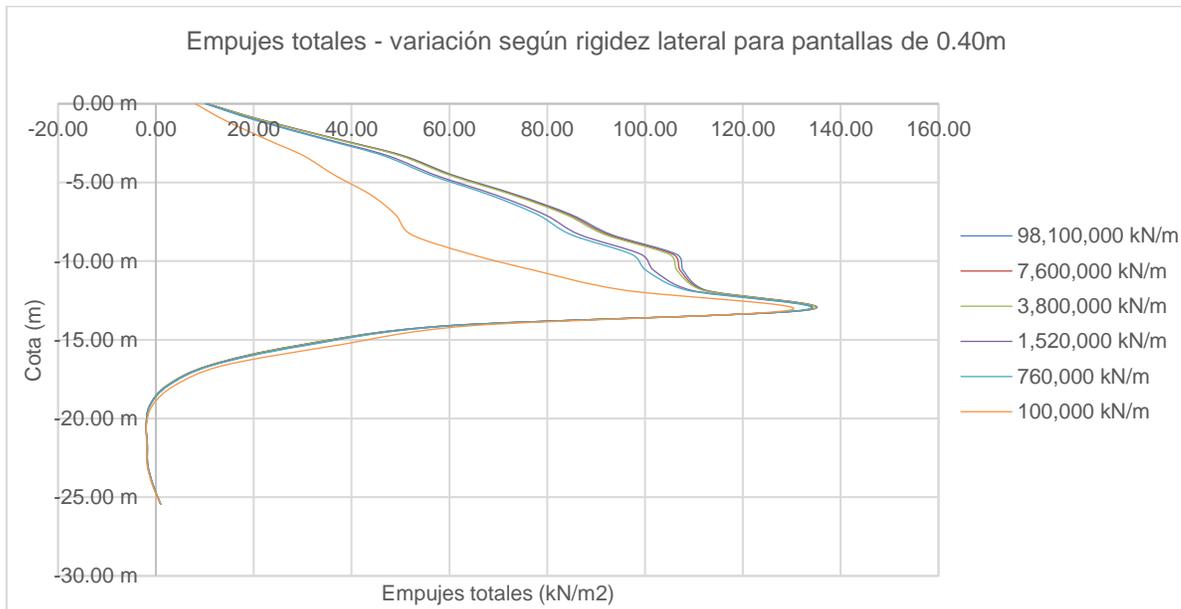


Figura 24. Empujes totales sobre muros pantalla de 0,50 m variando la rigidez lateral de las losas de apuntalamiento

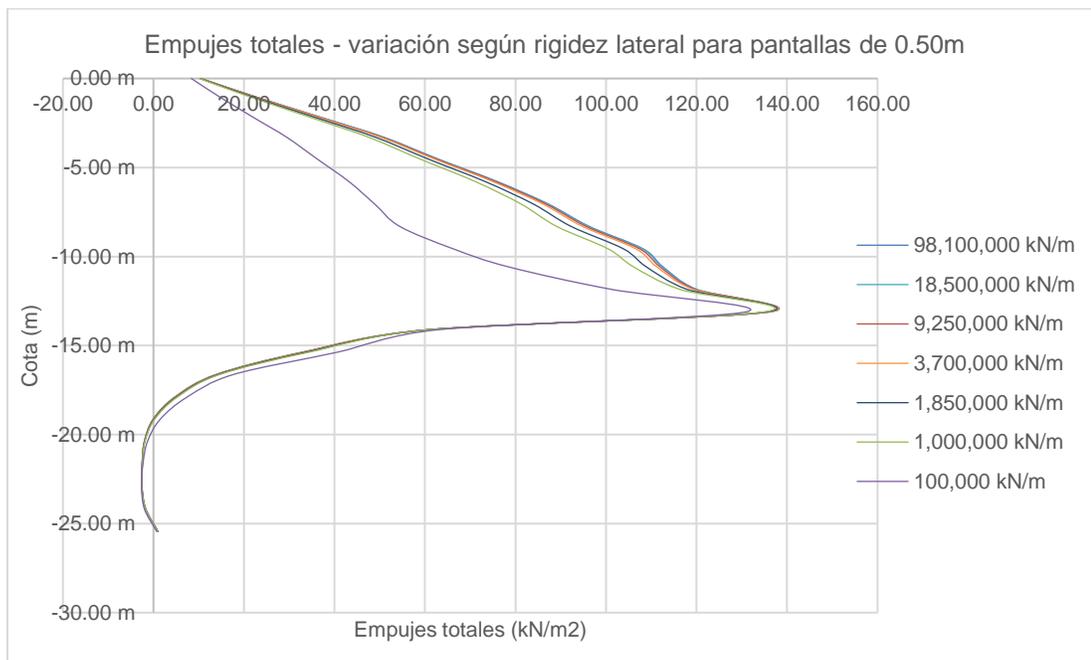
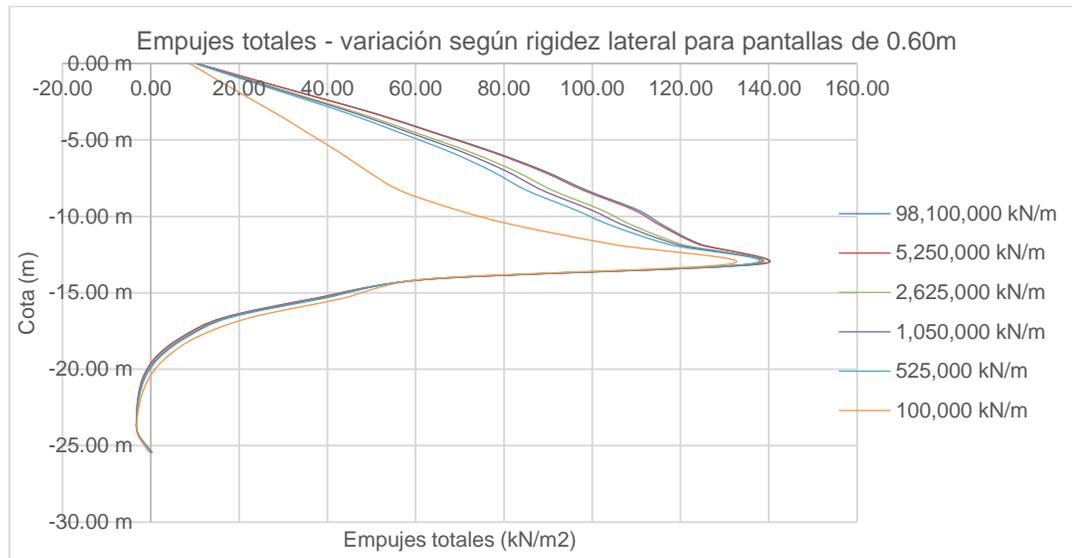


Figura 25. *Empujes totales sobre muros pantalla de 0,60 m variando la rigidez lateral de las losas de apuntalamiento*



La incidencia del espesor de los muros pantallas en los resultados de los empujes laterales se comprueba según lo expuesto en las imágenes 26, 27, 28 y 29.

Figura 26. *Empujes totales sobre muros pantalla con losa de apuntalamiento con rigidez lateral igual a 98 100 000 kN/m*

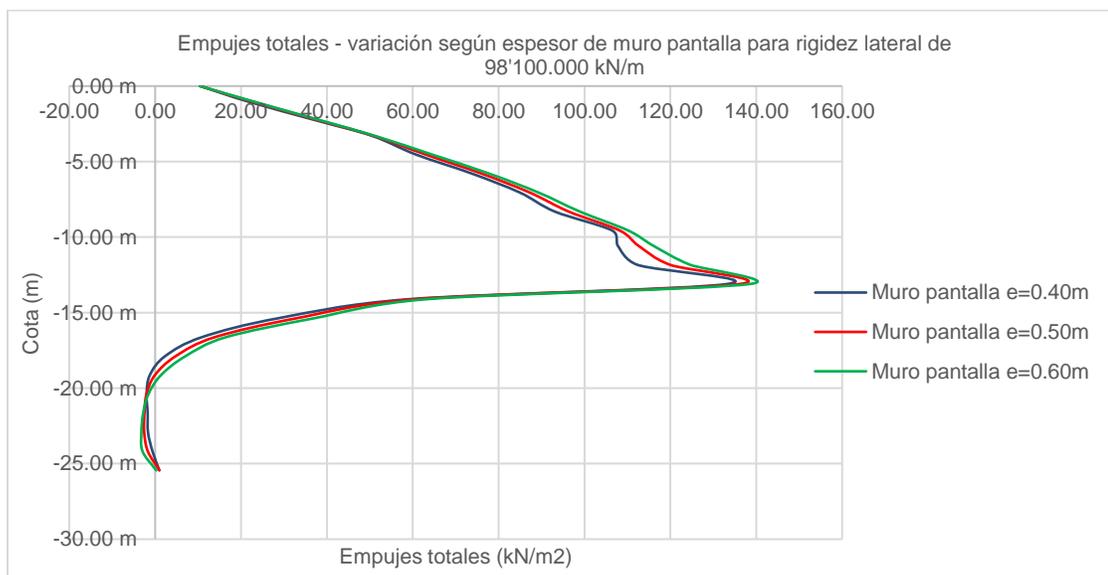


Figura 27. Empujes totales sobre muros pantalla con losa de apuntalamiento con rigidez lateral igual a 10 000 000 kN/m

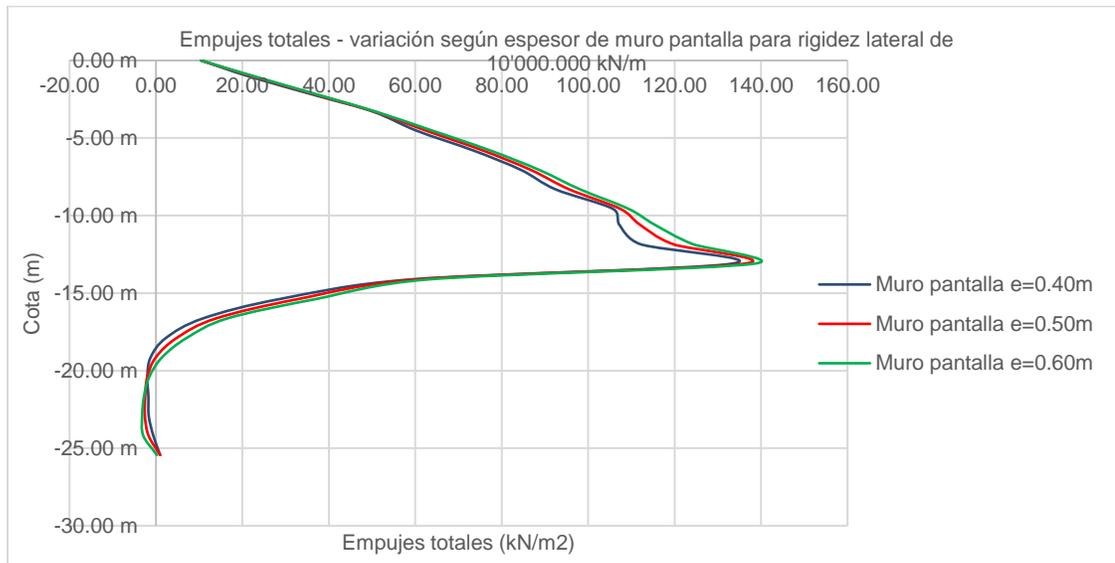


Figura 28. Empujes totales sobre muros pantalla con losa de apuntalamiento con rigidez lateral igual a 1 000 000 kN/m

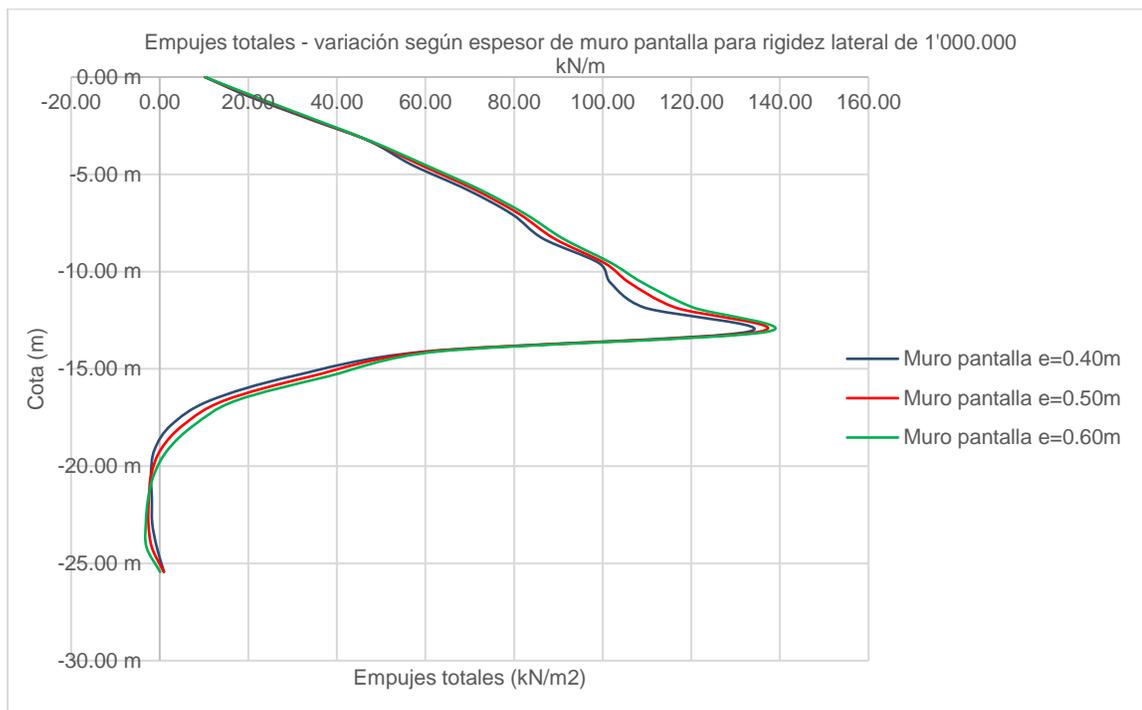
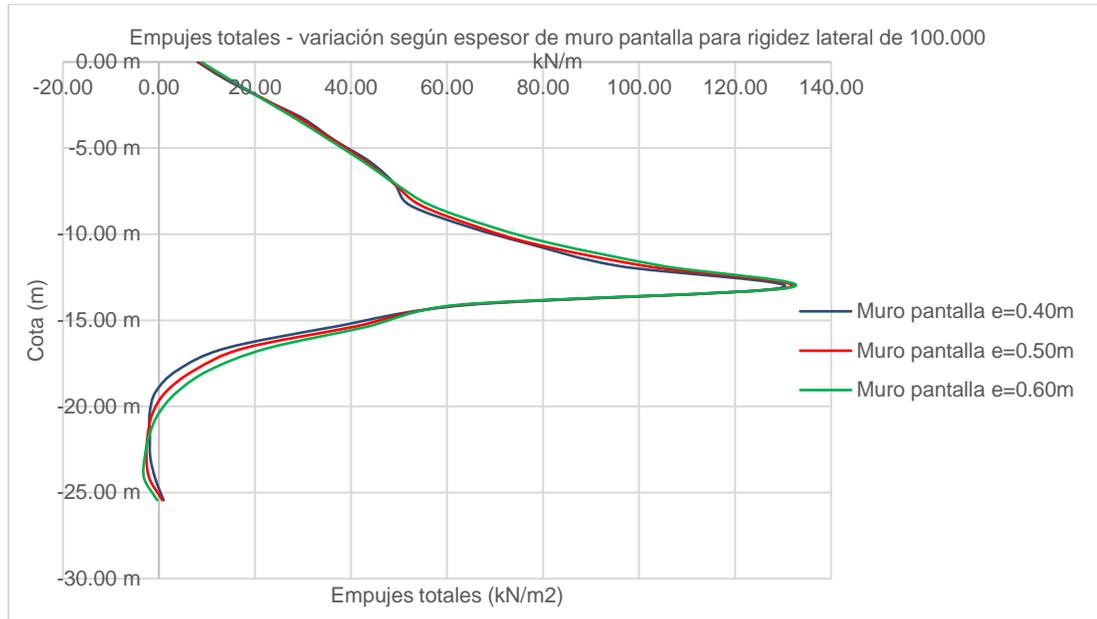


Figura 29. Empujes totales sobre muros pantalla con losa de apuntalamiento con rigidez lateral igual a 100 000 kN/m



Los resultados observados en las gráficas de los empujes laterales, en función de la profundidad para muros pantalla de diferentes espesores, evidencian que los muros con mayor espesor generan fuerzas más altas debido al aporte de rigidez que proporcionan al sistema, por lo que consideran que, para cada caso de estudio, la rigidez aportada por las losas de apuntalamiento se mantuvo constante. Sin embargo, la semejanza entre los tres modelos con distintos espesores de pantalla es evidente al desarrollar las diferencias un poco mayores para los modelos con más rigidez.

## 5.2 Análisis de losas como marco de rigidez

La rigidez global de un sistema de contención compuesto por muros pantalla apuntalados por medio de losas como marcos de rigidez tiene una alta complejidad de

cálculo y determinación, por lo que obtiene valores variables a lo largo de los muros de contención y de las losas de apuntalamiento. La especificidad de la rigidez del sistema podría determinarse por medio de matrices que ensamblen y describan el comportamiento de esta propiedad en varios puntos y se acoplen para el sistema global.

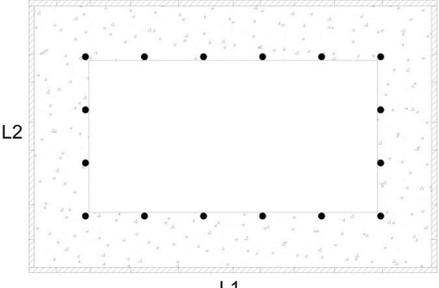
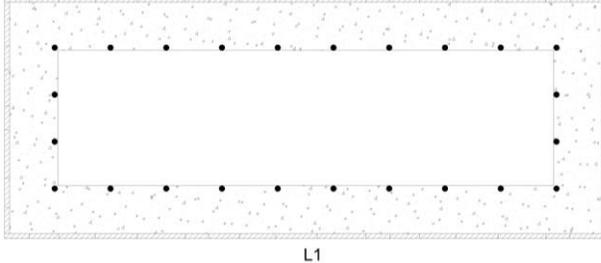
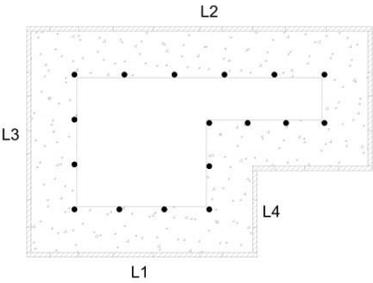
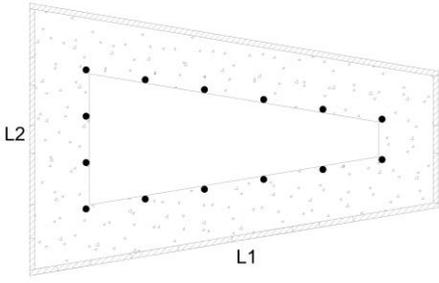
Sin embargo, para efectos del desarrollo de este documento, se acude a indicadores de rigidez, que tienen como objetivo construir aproximaciones a rigideces equivalentes del comportamiento global que mantengan la definición esencial de esta propiedad y permitan obtener parámetros de comparación y validación de los modelos propuestos. Esta aclaración permite explicar que, a lo largo de los resultados del presente documento, se determinan indicadores o parámetros de rigidez obtenidos bajo las mismas condiciones, con el fin de ser comparables entre sí y permitan obtener una aproximación al comportamiento esperado de este tipo de estructuras.

### **5.2.1 Rigidez lateral de los modelos de análisis (configuraciones en planta, tipos de losa y espesores de pantallas)**

La obtención de la rigidez lateral para los modelos de definió en función de la relación entre fuerzas aplicadas y sus desplazamientos (García, 1998). Los 20 modelos realizados obtuvieron dos, tres o cuatro valores de rigidez definidos de acuerdo con la configuración en planta. Los modelos con tipo de losa 1 y 2 de sección rectangular obtuvieron dos valores distintos de rigidez, uno para el lado corto y otro para el lado largo; de los modelos con tipo de losa tres con retrocesos en esquinas se consiguieron

cuatro valores de rigidez; para los modelos con tipo de losa 4 con lados no paralelos en planta se obtuvieron tres valores de rigideces. La descripción gráfica se observa en la tabla 5:

Tabla 5. *Denominación de lados por tipo de planta*

	
Planta tipo 1	Planta tipo 2
	
Planta tipo 3	Planta tipo 4

Las tablas 6 a 9 muestran los resultados de las rigideces de los 20 modelos de análisis para cada una de las zonas de estudio. La primera columna, de izquierda a derecha, describe el tipo de configuración en planta del modelo analizado; la segunda columna muestra el tipo de losa de apuntalamiento, la tercera, el espesor de muro

pantalla, la cuarta columna el ancho de la sección transversal de las losas de apuntalamiento, las columnas 5 a 8 muestran las longitudes de los lados a los que se realizó el cálculo de la rigidez (descritos gráficamente en la tabla anterior). Las celdas de las columnas de la derecha, resaltadas con diferentes tonos en rojo y verde, describen los valores de rigidez para cada caso, donde son los colores rojos de mayor intensidad las rigideces más bajas hasta los verdes con mayor intensidad, que son las rigideces más altas.

La tabla 10 muestra de manera gráfica los resultados de los valores de rigideces obtenidas para cada uno de los 20 modelos de análisis. Estas, que se muestran en cada una de las imágenes describen, los resultados obtenidos para cada nivel de modelo, diferenciados por los subíndices p1, s1, s2 y s3 (piso 1, sótano 1, sótano 2, y sótano 3, respectivamente).

Asimismo, la fuerza distribuida aplicada de forma horizontal y sobre el trasdós de los muros pantalla, en todos los niveles de los marcos de rigidez, tiene la misma magnitud por metro lineal (100 kN/m). El propósito de no modificar esta condición determina las diferencias entre los escenarios planteados respecto a su comportamiento y deformaciones esperadas ante la presencia de empujes laterales de suelos, por lo que acude a los valores de rigidez como indicador principal aun sabiendo que es la relación directa entre fuerzas y deformación.

Tabla 6. Rigideces de apuntalamiento según tipo de losa – piso 1

								PISO 1							
								RIGIDEZ PROMEDIO				RIGIDEZ MÍNIMA			
TIPO DE PLANTA	TIPO DE LOSA	e pantalla (m)	Ancho losa (m)	L1 (m)	L2 (m)	L3 (m)	L4 (m)	L1	L2	L3	L4	L1	L2	L3	L4
1	1	0.4	4	30	20	-	-	1,751,971 kN/m	1,882,733 kN/m	-	-	1,555,210 kN/m	1,568,627 kN/m	-	-
	2	0.4	4	30	20	-	-	871,801 kN/m	1,469,353 kN/m	-	-	657,462 kN/m	1,218,769 kN/m	-	-
	3	0.4	4	30	20	-	-	1,081,081 kN/m	1,828,392 kN/m	-	-	825,309 kN/m	1,558,846 kN/m	-	-
	1	0.4	3	30	20	-	-	445,637 kN/m	828,715 kN/m	-	-	326,655 kN/m	642,467 kN/m	-	-
		0.4	2	30	20	-	-	210,846 kN/m	398,221 kN/m	-	-	147,710 kN/m	282,805 kN/m	-	-
2	1	0.4	4	50	20	-	-	331,437 kN/m	1,249,108 kN/m	-	-	222,707 kN/m	1,053,741 kN/m	-	-
	2	0.4	4	50	20	-	-	442,775 kN/m	1,437,077 kN/m	-	-	305,979 kN/m	1,199,760 kN/m	-	-
	3	0.4	4	50	20	-	-	543,887 kN/m	1,812,063 kN/m	-	-	376,932 kN/m	1,529,052 kN/m	-	-
	1	0.5	4	50	20	-	-	367,849 kN/m	1,354,096 kN/m	-	-	247,893 kN/m	1,140,251 kN/m	-	-
	2	0.5	4	50	20	-	-	486,956 kN/m	1,542,190 kN/m	-	-	335,323 kN/m	1,279,591 kN/m	-	-
	3	0.5	4	50	20	-	-	598,832 kN/m	1,953,398 kN/m	-	-	413,121 kN/m	1,633,987 kN/m	-	-
	1	0.6	4	50	20	-	-	407,786 kN/m	1,465,048 kN/m	-	-	276,014 kN/m	1,232,286 kN/m	-	-
	2	0.6	4	50	20	-	-	520,523 kN/m	1,664,487 kN/m	-	-	357,424 kN/m	1,366,120 kN/m	-	-
	3	0.6	4	50	20	-	-	650,676 kN/m	2,091,113 kN/m	-	-	447,427 kN/m	1,737,619 kN/m	-	-
3	1	0.4	4	20	30	20	7.5	1,162,115 kN/m	726,279 kN/m	1,272,727 kN/m	1,767,826 kN/m	968,992 kN/m	540,930 kN/m	1,102,536 kN/m	1,677,852 kN/m
	2	0.4	4	20	30	20	7.5	1,084,056 kN/m	792,216 kN/m	1,351,221 kN/m	1,685,393 kN/m	928,505 kN/m	589,044 kN/m	1,154,068 kN/m	1,582,278 kN/m
	3	0.4	4	20	30	20	7.5	1,331,694 kN/m	979,211 kN/m	1,671,841 kN/m	1,976,285 kN/m	1,152,738 kN/m	733,496 kN/m	1,451,379 kN/m	1,879,699 kN/m
4	1	0.4	4	30.41	20	10	-	738,632 kN/m	1,515,152 kN/m	2,657,807 kN/m	-	547,632 kN/m	1,299,545 kN/m	2,610,966 kN/m	-
	2	0.4	4	30.41	20	10	-	756,743 kN/m	1,549,187 kN/m	2,175,805 kN/m	-	576,165 kN/m	1,360,544 kN/m	2,092,050 kN/m	-
	3	0.4	4	30.41	20	10	-	972,235 kN/m	2,022,245 kN/m	2,678,093 kN/m	-	754,216 kN/m	1,790,510 kN/m	2,583,979 kN/m	-

Tabla 7. Rigideces de apuntalamiento según tipo de losa – sótano 1

								SÓTANO 1							
TIPO DE PLANTA	TIPO DE LOSA	e pantalla (m)	Ancho losa (m)	L1 (m)	L2 (m)	L3 (m)	L4 (m)	RIGIDEZ PROMEDIO				RIGIDEZ MÍNIMA			
								L1	L2	L3	L4	L1	L2	L3	L4
1	1	0.4	4	30	20	-	-	2,458,297 kN/m	2,565,512 kN/m	-	-	2,167,630 kN/m	2,132,196 kN/m	-	-
	2	0.4	4	30	20	-	-	1,358,175 kN/m	2,078,385 kN/m	-	-	1,034,126 kN/m	1,731,602 kN/m	-	-
	3	0.4	4	30	20	-	-	1,717,986 kN/m	2,693,862 kN/m	-	-	1,317,523 kN/m	2,285,714 kN/m	-	-
	1	0.4	3	30	20	-	-	767,931 kN/m	1,305,057 kN/m	-	-	572,191 kN/m	1,011,122 kN/m	-	-
		0.4	2	30	20	-	-	385,706 kN/m	691,218 kN/m	-	-	274,198 kN/m	491,642 kN/m	-	-
2	1	0.4	4	50	20	-	-	590,143 kN/m	1,866,667 kN/m	-	-	402,576 kN/m	1,572,327 kN/m	-	-
	2	0.4	4	50	20	-	-	705,119 kN/m	2,044,094 kN/m	-	-	490,677 kN/m	1,709,402 kN/m	-	-
	3	0.4	4	50	20	-	-	882,365 kN/m	2,689,205 kN/m	-	-	614,553 kN/m	2,267,574 kN/m	-	-
	1	0.5	4	50	20	-	-	686,534 kN/m	2,149,547 kN/m	-	-	470,013 kN/m	1,809,955 kN/m	-	-
		0.5	4	50	20	-	-	810,779 kN/m	2,340,746 kN/m	-	-	562,050 kN/m	1,951,220 kN/m	-	-
	3	0.5	4	50	20	-	-	1,014,236 kN/m	3,070,175 kN/m	-	-	704,027 kN/m	2,574,003 kN/m	-	-
	1	0.6	4	50	20	-	-	783,267 kN/m	2,451,839 kN/m	-	-	538,445 kN/m	2,066,116 kN/m	-	-
		0.6	4	50	20	-	-	914,130 kN/m	2,708,978 kN/m	-	-	631,074 kN/m	2,242,152 kN/m	-	-
	3	0.6	4	50	20	-	-	1,142,110 kN/m	3,463,632 kN/m	-	-	790,264 kN/m	2,894,356 kN/m	-	-
3	1	0.4	4	20	30	20	7.5	1,699,569 kN/m	1,167,153 kN/m	1,851,607 kN/m	2,666,667 kN/m	1,457,726 kN/m	884,434 kN/m	1,597,444 kN/m	2,500,000 kN/m
	2	0.4	4	20	30	20	7.5	1,618,324 kN/m	1,249,519 kN/m	1,936,644 kN/m	2,551,020 kN/m	1,384,083 kN/m	927,070 kN/m	1,655,629 kN/m	2,343,750 kN/m
	3	0.4	4	20	30	20	7.5	2,063,328 kN/m	1,580,035 kN/m	2,494,654 kN/m	3,073,770 kN/m	1,788,909 kN/m	1,187,178 kN/m	2,159,827 kN/m	2,884,615 kN/m
4	1	0.4	4	30.41	20	10	-	1,190,848 kN/m	2,146,581 kN/m	3,511,853 kN/m	-	891,266 kN/m	1,872,659 kN/m	3,424,658 kN/m	-
	2	0.4	4	30.41	20	10	-	1,183,304 kN/m	2,090,957 kN/m	2,880,184 kN/m	-	900,770 kN/m	1,805,054 kN/m	2,857,143 kN/m	-
	3	0.4	4	30.41	20	10	-	1,579,298 kN/m	2,930,403 kN/m	3,810,976 kN/m	-	1,238,192 kN/m	2,617,801 kN/m	3,623,188 kN/m	-

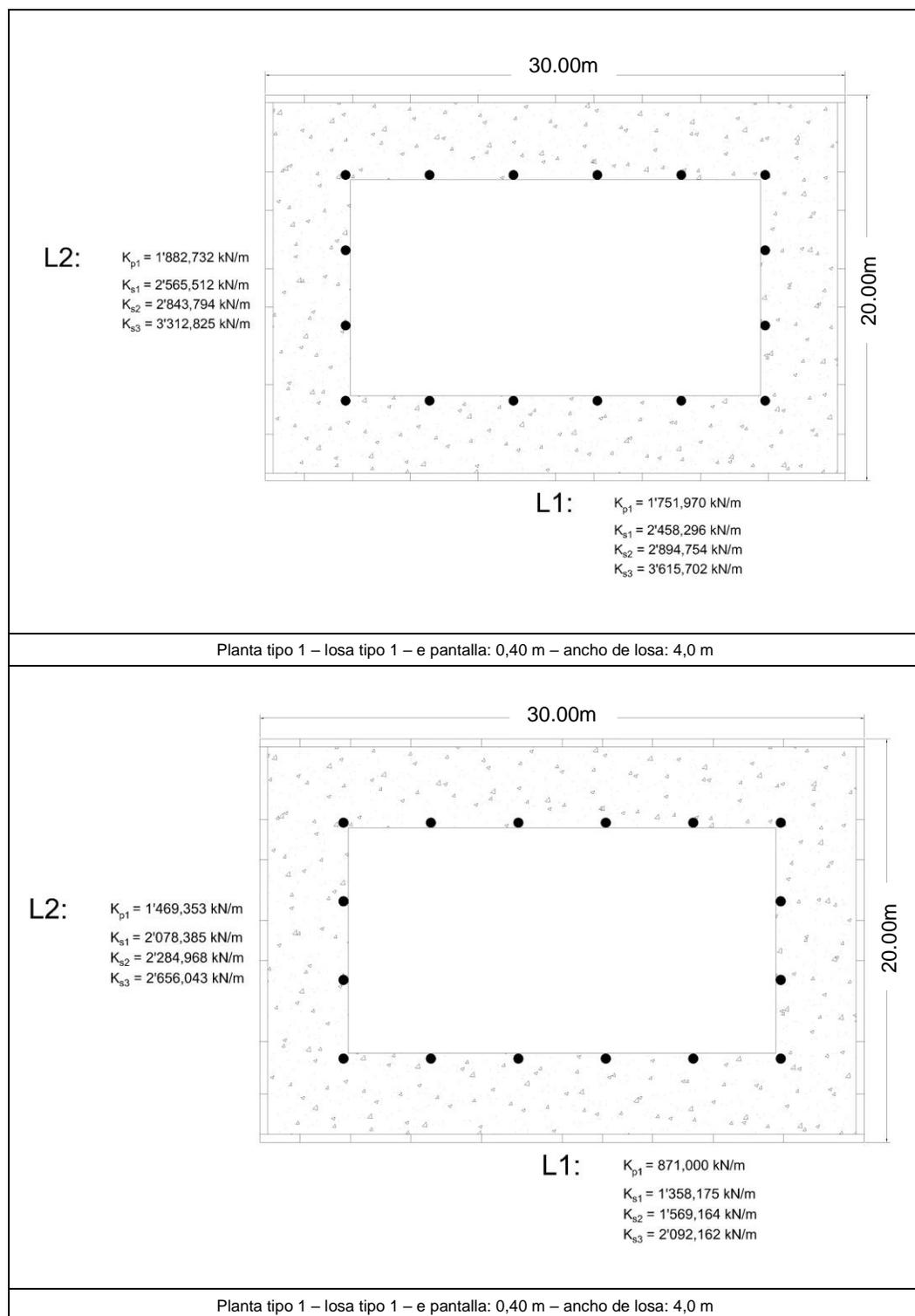
Tabla 8. Rigideces de apuntalamiento según tipo de losa – sótano 2

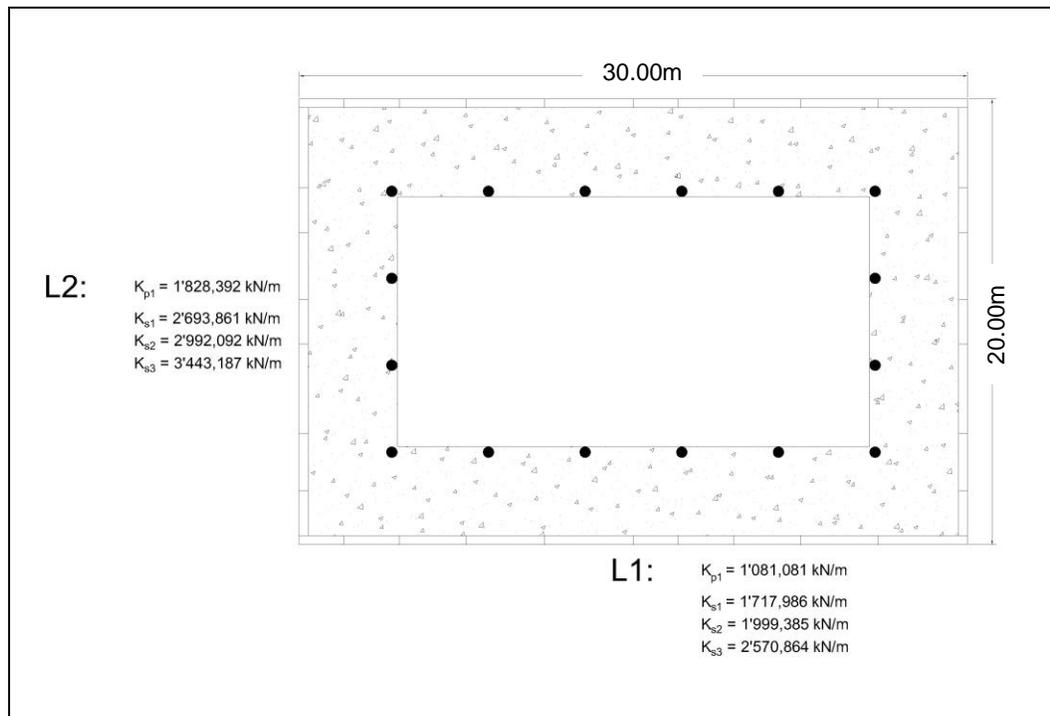
								SÓTANO 2							
								RIGIDEZ PROMEDIO				RIGIDEZ MÍNIMA			
TIPO DE PLANTA	TIPO DE LOSA	e pantalla (m)	Ancho losa (m)	L1 (m)	L2 (m)	L3 (m)	L4 (m)	L1	L2	L3	L4	L1	L2	L3	L4
1	1	0.4	4	30	20	-	-	2,894,755 kN/m	2,843,794 kN/m	-	-	2,516,779 kN/m	2,339,181 kN/m	-	-
	2	0.4	4	30	20	-	-	1,569,164 kN/m	2,284,968 kN/m	-	-	1,180,173 kN/m	1,890,359 kN/m	-	-
	3	0.4	4	30	20	-	-	1,999,385 kN/m	2,992,092 kN/m	-	-	1,506,781 kN/m	2,512,563 kN/m	-	-
	1	0.4	3	30	20	-	-	911,706 kN/m	1,455,604 kN/m	-	-	674,916 kN/m	1,119,194 kN/m	-	-
		0.4	2	30	20	-	-	524,218 kN/m	826,446 kN/m	-	-	372,625 kN/m	582,920 kN/m	-	-
2	1	0.4	4	50	20	-	-	790,650 kN/m	2,085,506 kN/m	-	-	540,073 kN/m	1,746,725 kN/m	-	-
	2	0.4	4	50	20	-	-	935,493 kN/m	2,230,010 kN/m	-	-	652,571 kN/m	1,851,852 kN/m	-	-
	3	0.4	4	50	20	-	-	1,142,454 kN/m	2,931,937 kN/m	-	-	793,273 kN/m	2,447,980 kN/m	-	-
	1	0.5	4	50	20	-	-	985,914 kN/m	2,448,409 kN/m	-	-	679,071 kN/m	2,051,282 kN/m	-	-
		0.5	4	50	20	-	-	1,141,079 kN/m	2,596,921 kN/m	-	-	796,686 kN/m	2,148,228 kN/m	-	-
	3	0.5	4	50	20	-	-	1,361,235 kN/m	3,405,497 kN/m	-	-	959,877 kN/m	2,832,861 kN/m	-	-
	1	0.6	4	50	20	-	-	1,209,890 kN/m	2,845,528 kN/m	-	-	840,760 kN/m	2,383,790 kN/m	-	-
		0.6	4	50	20	-	-	1,404,243 kN/m	3,008,165 kN/m	-	-	981,354 kN/m	2,475,248 kN/m	-	-
	3	0.6	4	50	20	-	-	1,617,362 kN/m	3,899,721 kN/m	-	-	1,141,813 kN/m	3,231,018 kN/m	-	-
3	1	0.4	4	20	30	20	7.5	2,142,916 kN/m	1,458,941 kN/m	2,163,499 kN/m	3,588,517 kN/m	1,814,882 kN/m	1,070,664 kN/m	1,826,484 kN/m	3,246,753 kN/m
	2	0.4	4	20	30	20	7.5	2,019,417 kN/m	1,513,270 kN/m	2,224,694 kN/m	3,329,634 kN/m	1,705,030 kN/m	1,098,097 kN/m	1,863,933 kN/m	2,952,756 kN/m
	3	0.4	4	20	30	20	7.5	2,626,793 kN/m	1,946,982 kN/m	2,910,603 kN/m	4,092,769 kN/m	2,242,152 kN/m	1,424,501 kN/m	2,460,025 kN/m	3,712,871 kN/m
4	1	0.4	4	30.41	20	10	-	1,463,225 kN/m	2,352,546 kN/m	3,929,273 kN/m	-	1,072,285 kN/m	2,040,816 kN/m	3,816,794 kN/m	-
	2	0.4	4	30.41	20	10	-	1,425,949 kN/m	2,252,252 kN/m	3,174,603 kN/m	-	1,065,149 kN/m	1,934,236 kN/m	3,144,654 kN/m	-
	3	0.4	4	30.41	20	10	-	1,978,035 kN/m	3,249,391 kN/m	4,302,926 kN/m	-	1,520,500 kN/m	2,881,844 kN/m	4,065,041 kN/m	-

Tabla 9. Rigideces de apuntalamiento según tipo de losa – sótano 3

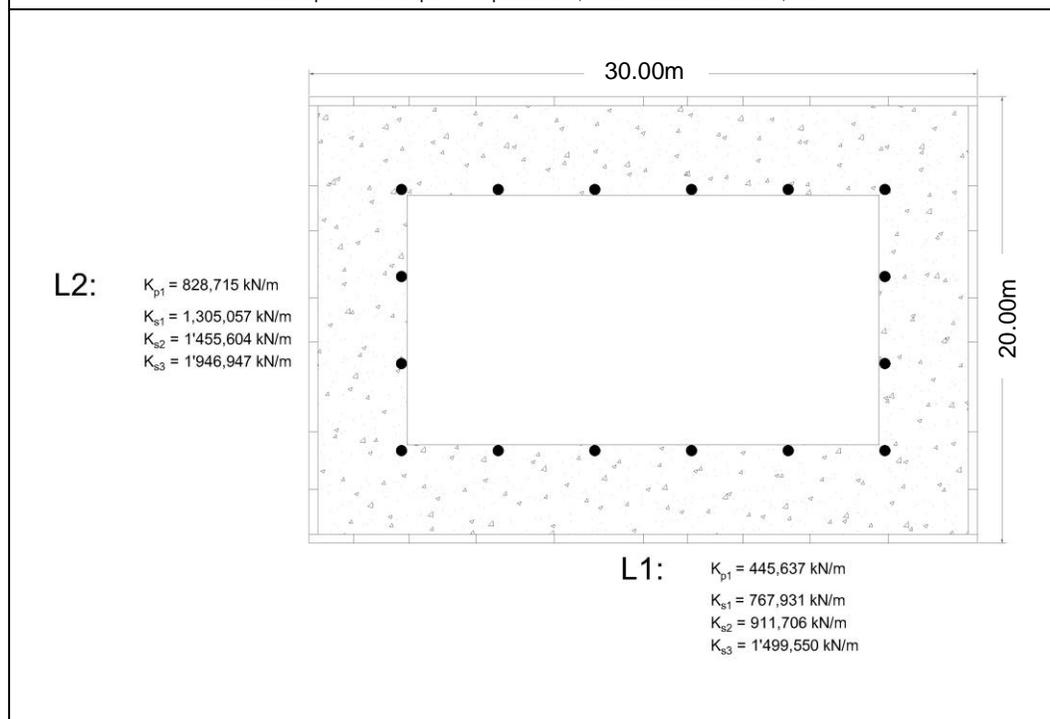
								SÓTANO 3							
TIPO DE PLANTA	TIPO DE LOSA	e pantalla (m)	Ancho losa (m)	L1 (m)	L2 (m)	L3 (m)	L4 (m)	RIGIDEZ PROMEDIO				RIGIDEZ MÍNIMA			
								L1	L2	L3	L4	L1	L2	L3	L4
1	1	0.4	4	30	20	-	-	3,615,702 kN/m	3,312,825 kN/m	-	-	3,099,174 kN/m	2,699,055 kN/m	-	-
	2	0.4	4	30	20	-	-	2,092,162 kN/m	2,656,042 kN/m	-	-	1,570,681 kN/m	2,178,649 kN/m	-	-
	3	0.4	4	30	20	-	-	2,570,864 kN/m	3,443,187 kN/m	-	-	1,920,615 kN/m	2,865,330 kN/m	-	-
	1	0.4	3	30	20	-	-	1,499,550 kN/m	1,956,947 kN/m	-	-	1,117,318 kN/m	1,494,768 kN/m	-	-
		0.4	2	30	20	-	-	1,039,231 kN/m	1,287,001 kN/m	-	-	750,000 kN/m	905,387 kN/m	-	-
2	1	0.4	4	50	20	-	-	1,606,011 kN/m	2,628,614 kN/m	-	-	1,133,530 kN/m	2,188,184 kN/m	-	-
	2	0.4	4	50	20	-	-	1,717,811 kN/m	2,612,428 kN/m	-	-	1,229,105 kN/m	2,155,172 kN/m	-	-
	3	0.4	4	50	20	-	-	1,961,239 kN/m	3,372,681 kN/m	-	-	1,388,118 kN/m	2,793,296 kN/m	-	-
	1	0.5	4	50	20	-	-	2,144,362 kN/m	3,208,801 kN/m	-	-	1,534,684 kN/m	2,677,376 kN/m	-	-
	2	0.5	4	50	20	-	-	2,290,617 kN/m	3,178,928 kN/m	-	-	1,653,986 kN/m	2,617,801 kN/m	-	-
	3	0.5	4	50	20	-	-	2,593,850 kN/m	4,056,795 kN/m	-	-	1,851,166 kN/m	3,350,084 kN/m	-	-
	1	0.6	4	50	20	-	-	2,801,462 kN/m	3,901,895 kN/m	-	-	2,030,045 kN/m	3,262,643 kN/m	-	-
	2	0.6	4	50	20	-	-	3,220,423 kN/m	4,035,745 kN/m	-	-	2,338,634 kN/m	3,311,258 kN/m	-	-
	3	0.6	4	50	20	-	-	3,337,379 kN/m	4,844,291 kN/m	-	-	2,400,384 kN/m	3,992,016 kN/m	-	-
3	1	0.4	4	20	30	20	7.5	2,824,859 kN/m	2,140,455 kN/m	2,715,283 kN/m	4,754,358 kN/m	2,336,449 kN/m	1,552,795 kN/m	2,257,336 kN/m	4,120,879 kN/m
	2	0.4	4	20	30	20	7.5	2,574,767 kN/m	2,087,124 kN/m	2,649,508 kN/m	4,243,281 kN/m	2,123,142 kN/m	1,509,054 kN/m	2,183,406 kN/m	3,623,188 kN/m
	3	0.4	4	20	30	20	7.5	3,355,705 kN/m	2,588,438 kN/m	3,438,114 kN/m	5,309,735 kN/m	2,785,515 kN/m	1,862,197 kN/m	2,849,003 kN/m	4,629,630 kN/m
4	1	0.4	4	30.41	20	10	-	2,177,475 kN/m	2,872,384 kN/m	4,489,338 kN/m	-	1,579,740 kN/m	2,475,248 kN/m	4,347,826 kN/m	-
	2	0.4	4	30.41	20	10	-	2,062,878 kN/m	2,629,273 kN/m	3,503,854 kN/m	-	1,538,189 kN/m	2,244,669 kN/m	3,460,208 kN/m	-
	3	0.4	4	30.41	20	10	-	2,682,204 kN/m	3,708,282 kN/m	4,854,369 kN/m	-	2,020,598 kN/m	3,262,643 kN/m	4,545,455 kN/m	-

Tabla 10. Rigideces de apuntalamiento según tipo de losa

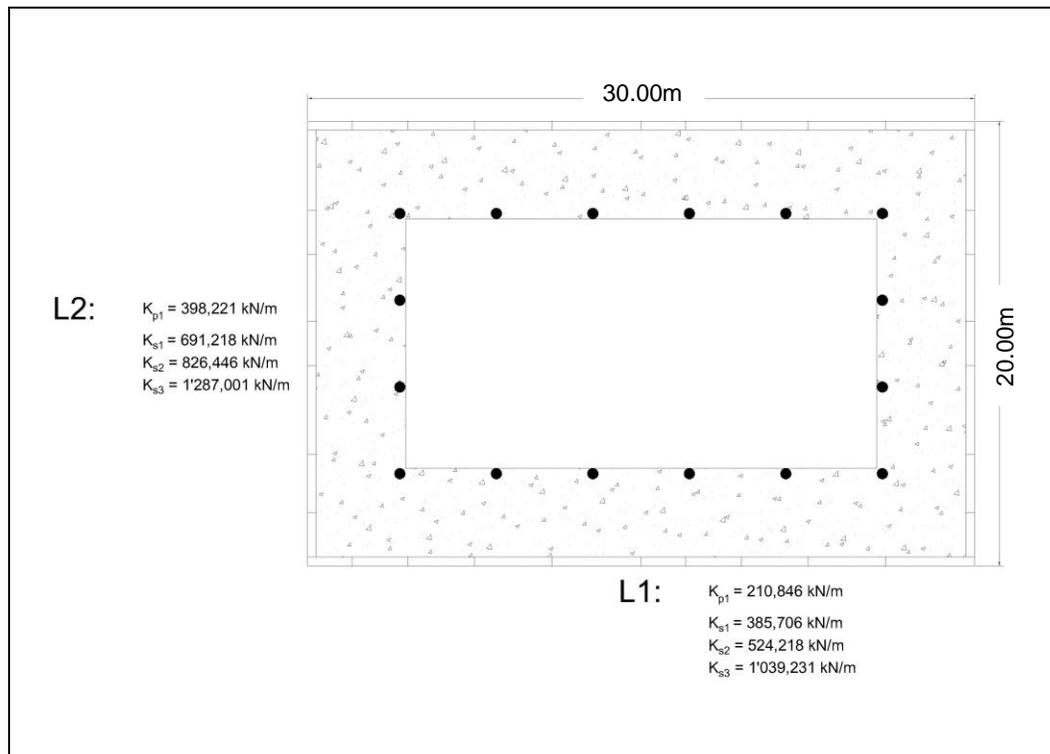




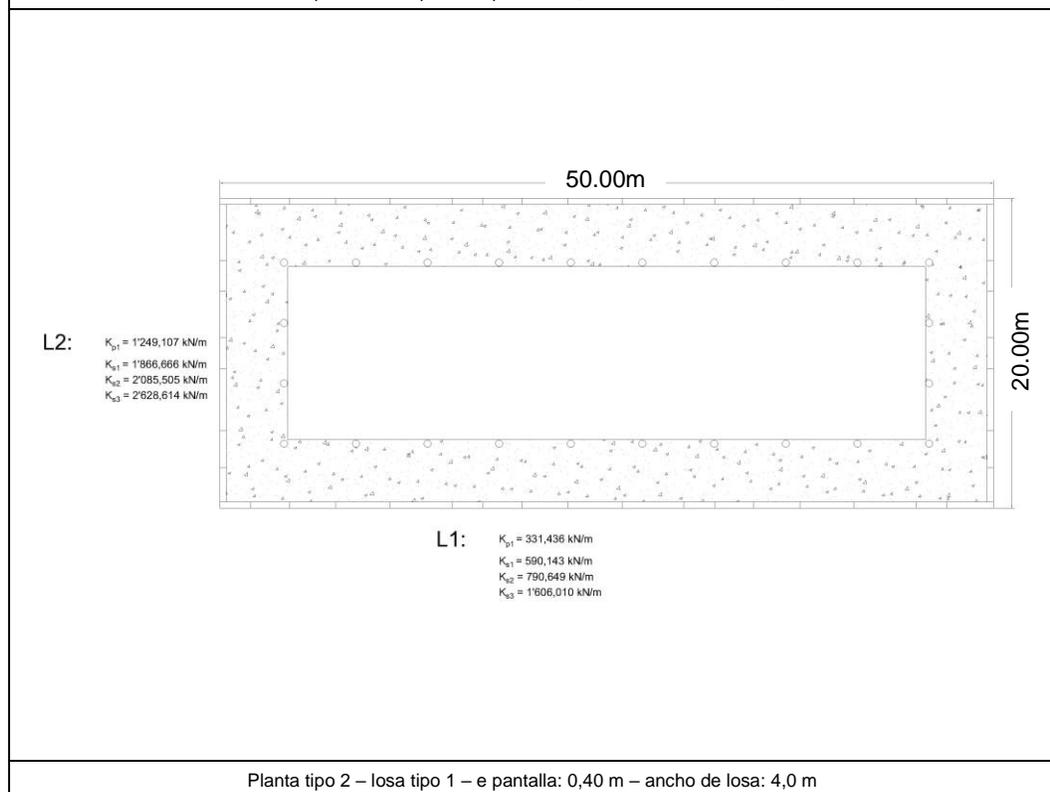
Planta tipo 1 – losa tipo 3 – e pantalla: 0,40 m – ancho de losa: 4,0 m



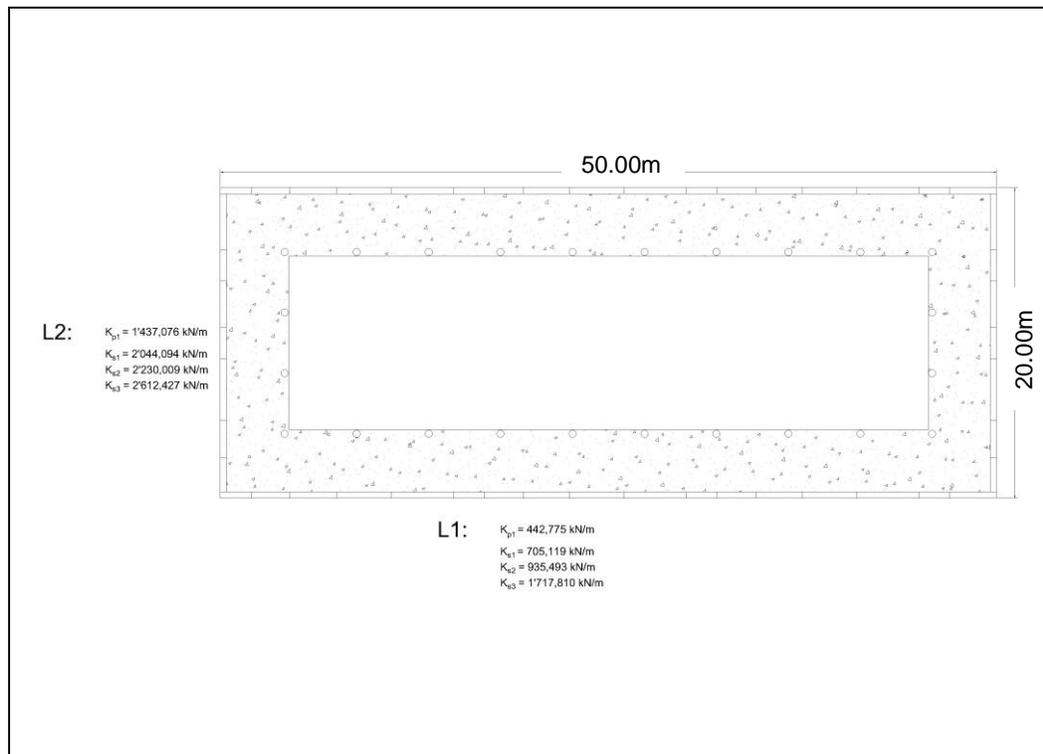
Planta tipo 1 – losa tipo 1 – e pantalla: 0,40 m – ancho de losa: 3,0 m



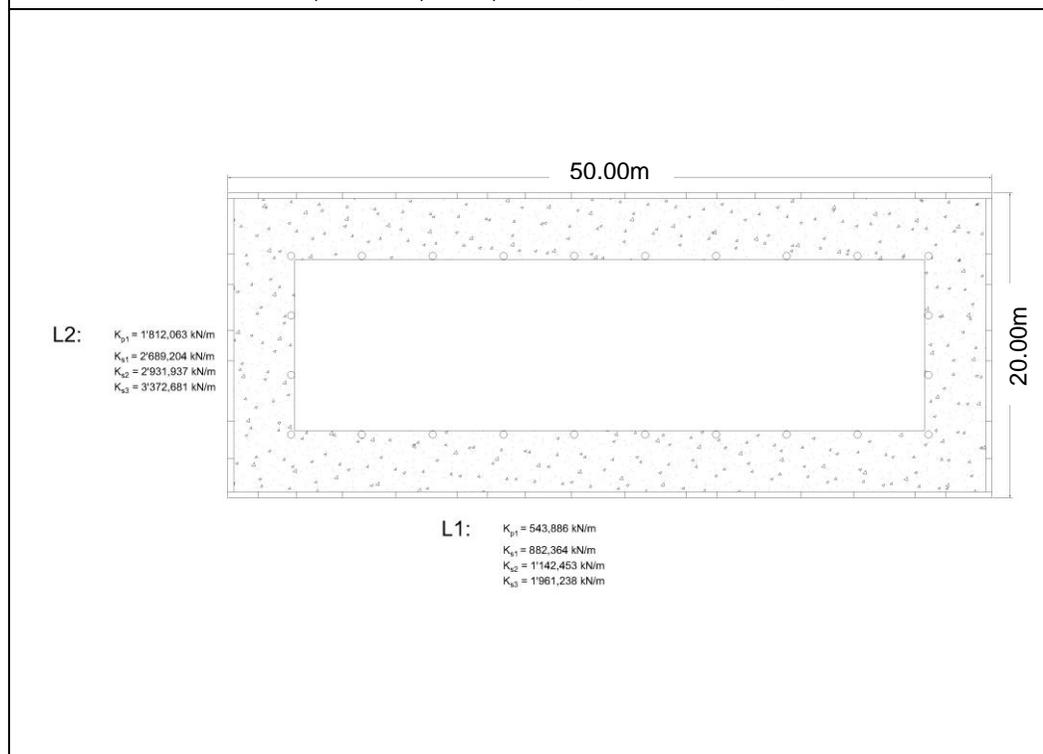
Planta tipo 1 – losa tipo 1 – e pantalla: 0,40 m – ancho de losa: 2,0 m



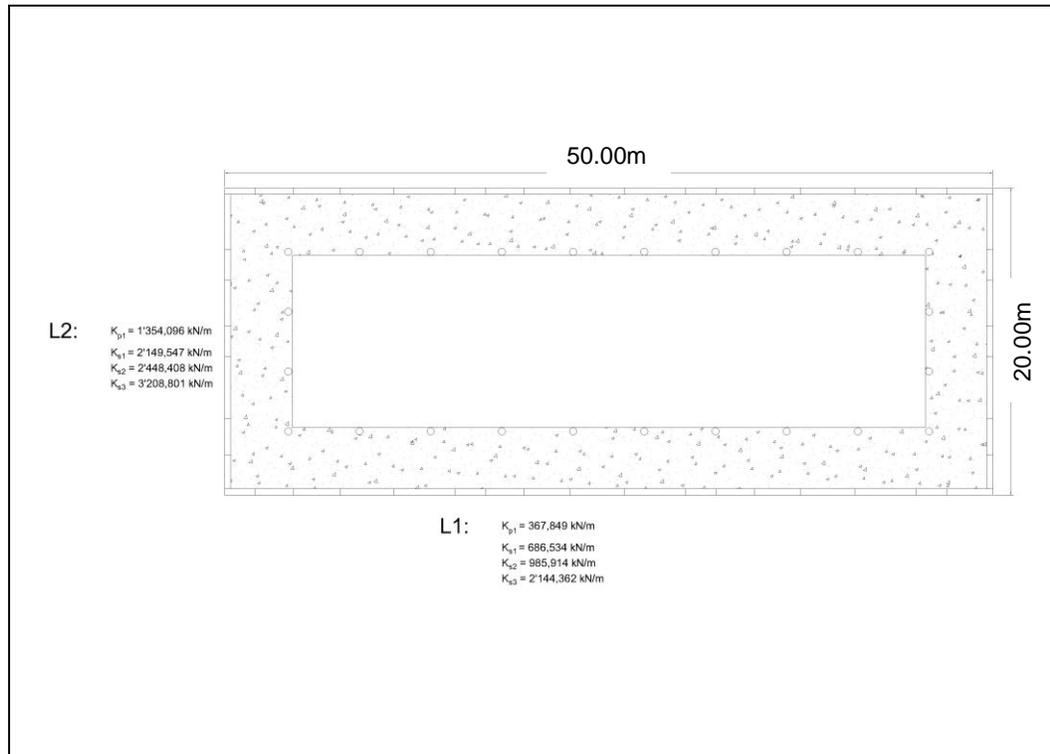
Planta tipo 2 – losa tipo 1 – e pantalla: 0,40 m – ancho de losa: 4,0 m



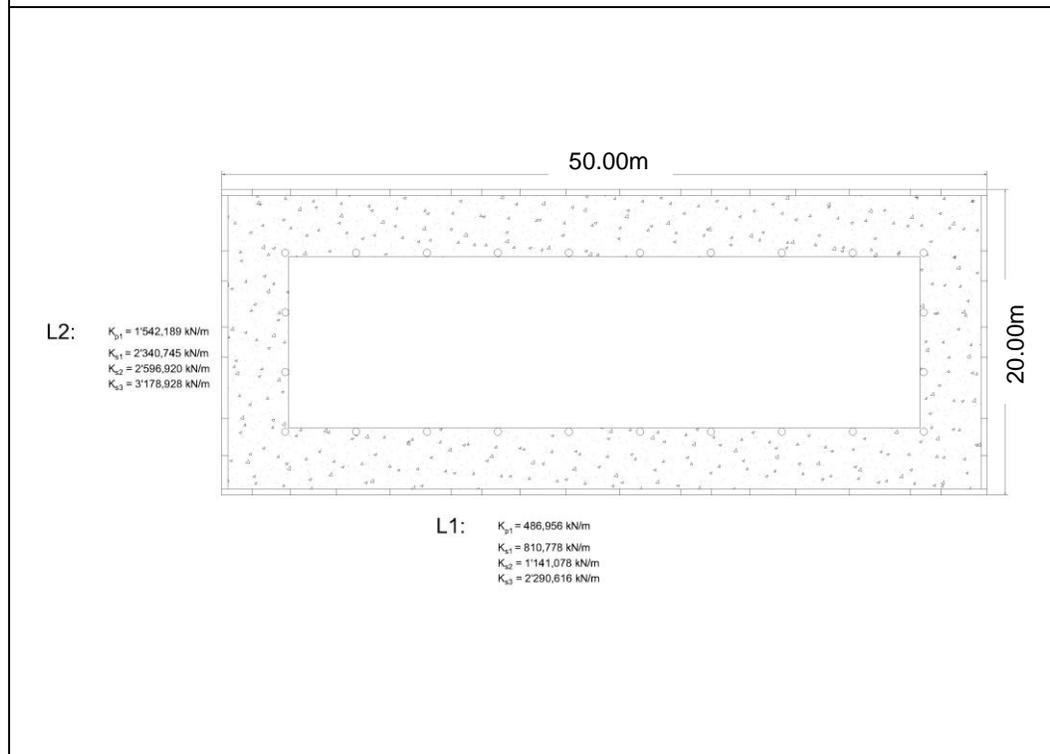
Planta tipo 2 – losa tipo 2 – e pantalla: 0,40 m – ancho de losa: 4,0 m



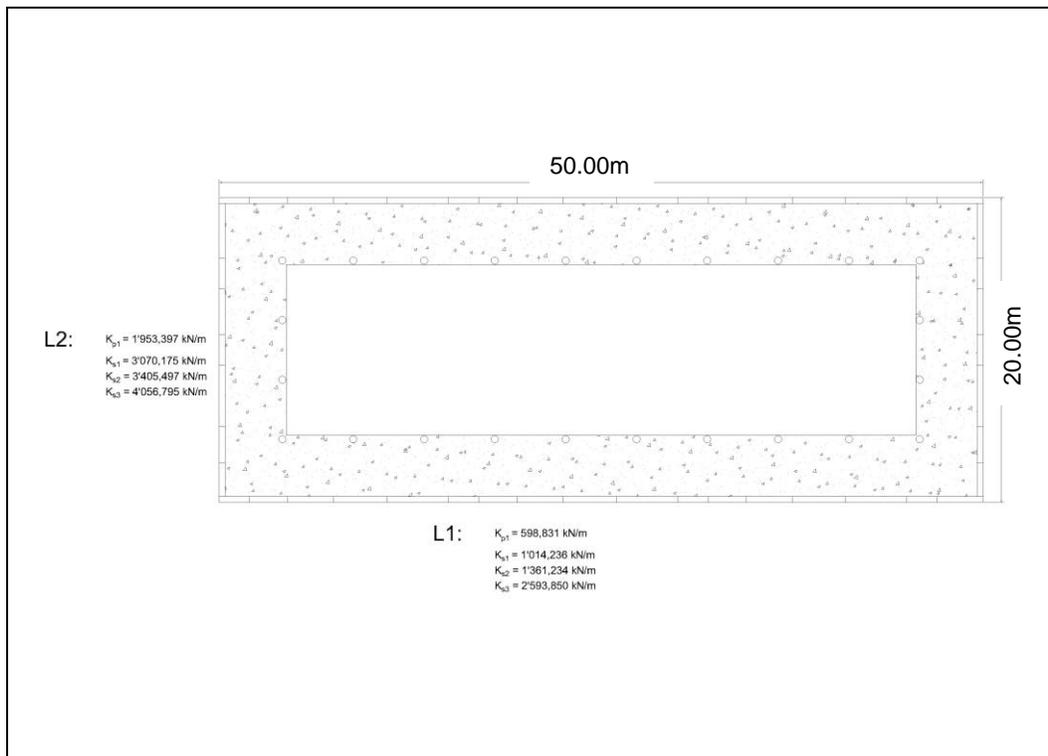
Planta tipo 2 – losa tipo 3 – e pantalla: 0,40 m – ancho de losa: 4,0 m



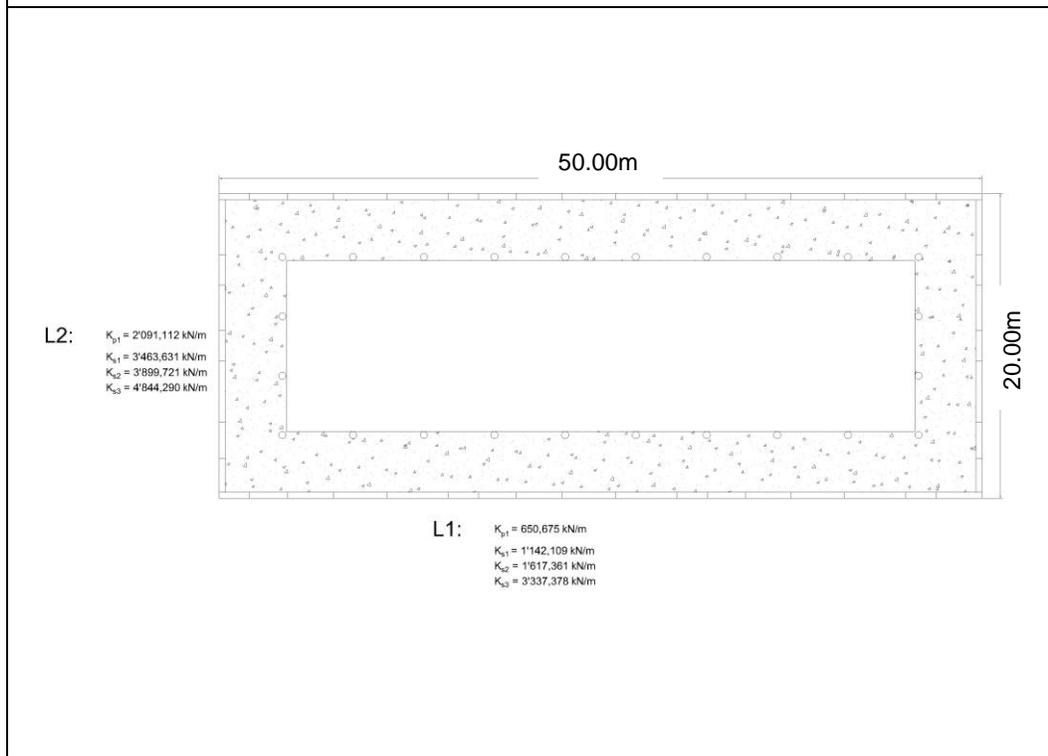
Planta tipo 2 – losa tipo 1 – e pantalla: 0,50 m – ancho de losa: 4,0 m



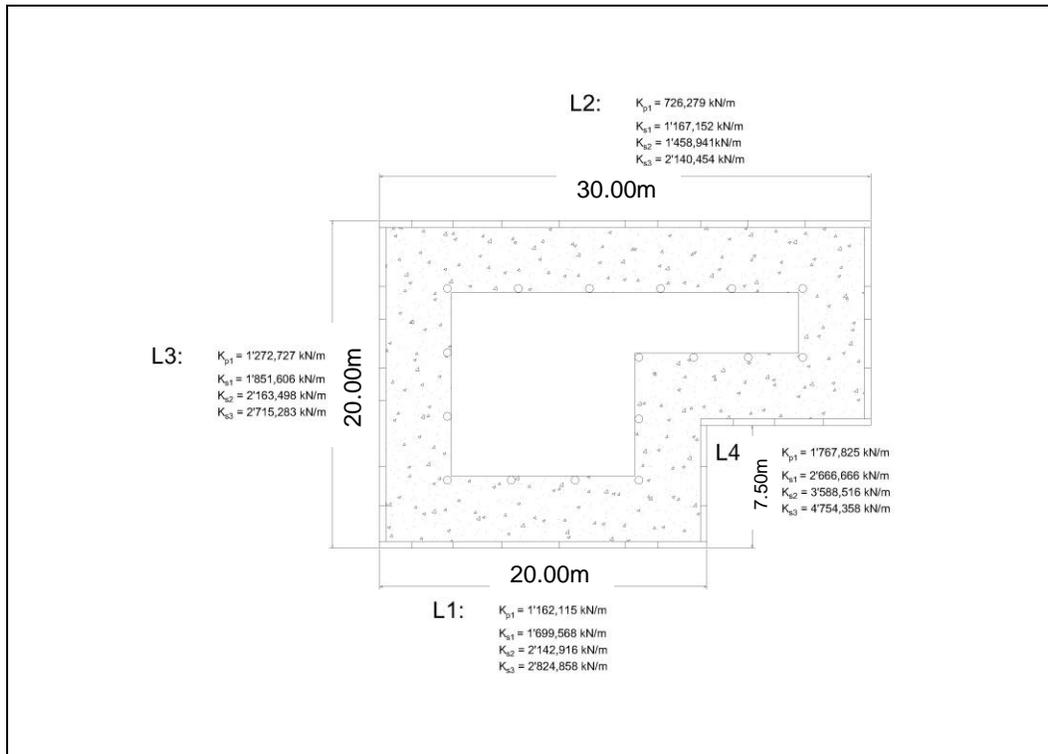
Planta tipo 2 – losa tipo 2 – e pantalla: 0,50 m – ancho de losa: 4,0 m



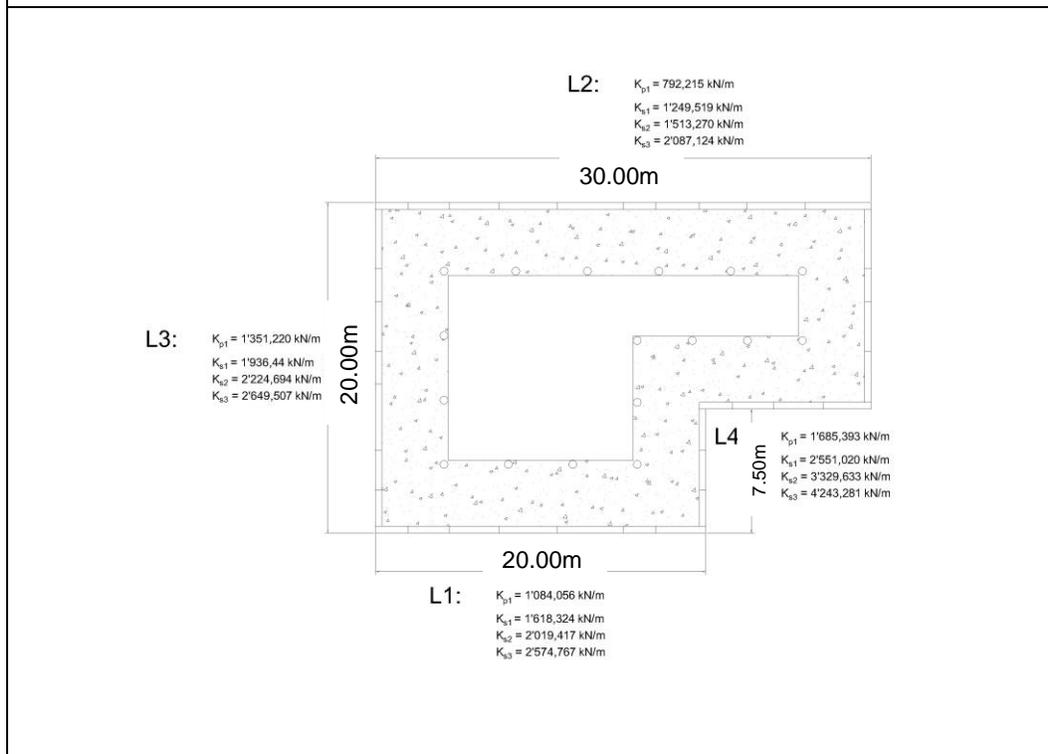
Planta tipo 2 – losa tipo 3 – e pantalla: 0,50 m – ancho de losa: 4,0 m



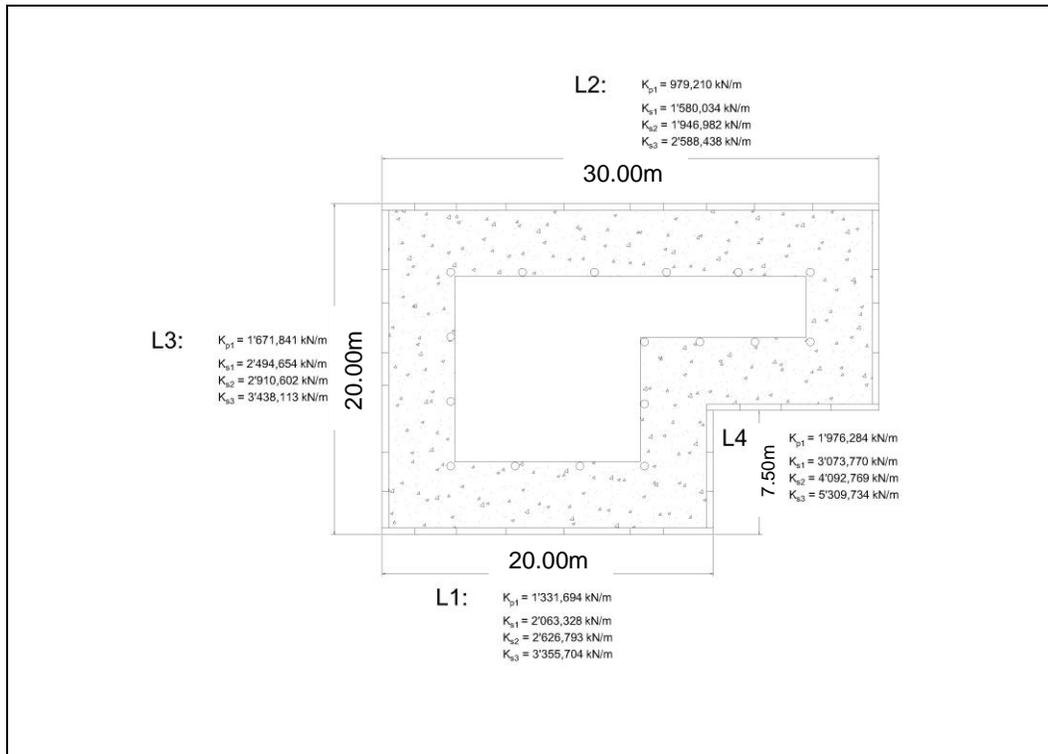
Planta tipo 2 – losa tipo 3 – e pantalla: 0,60 m – ancho de losa: 4,0 m



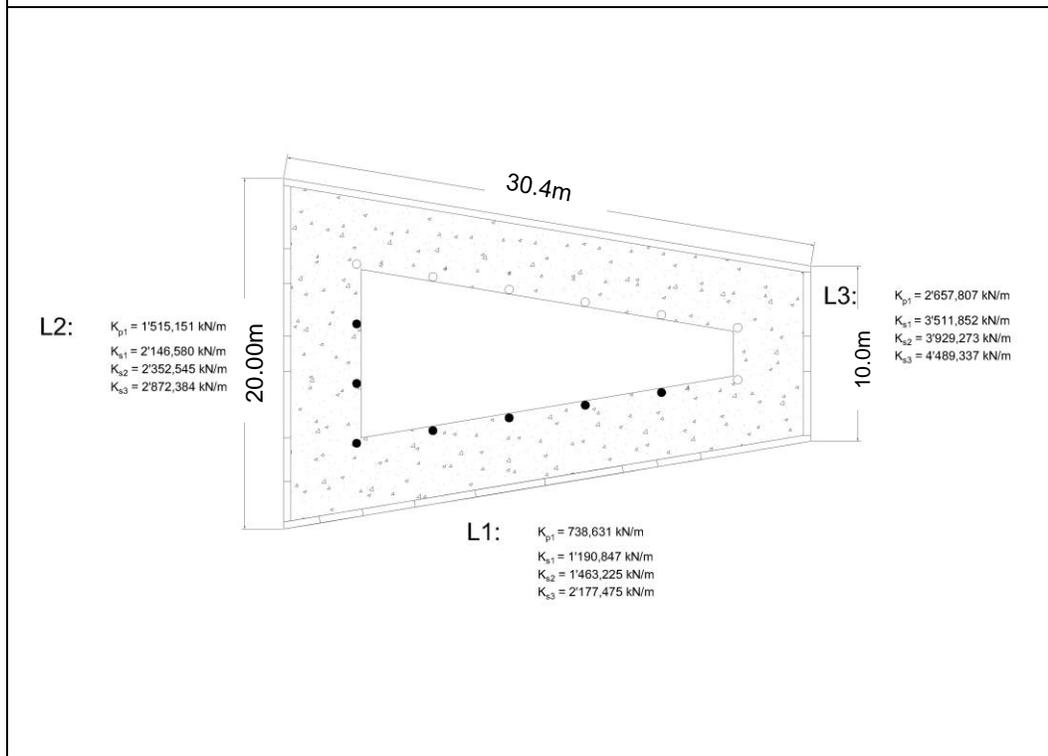
Planta tipo 3 – losa tipo 1 – e pantalla: 0,40 m – ancho de losa: 4,0 m



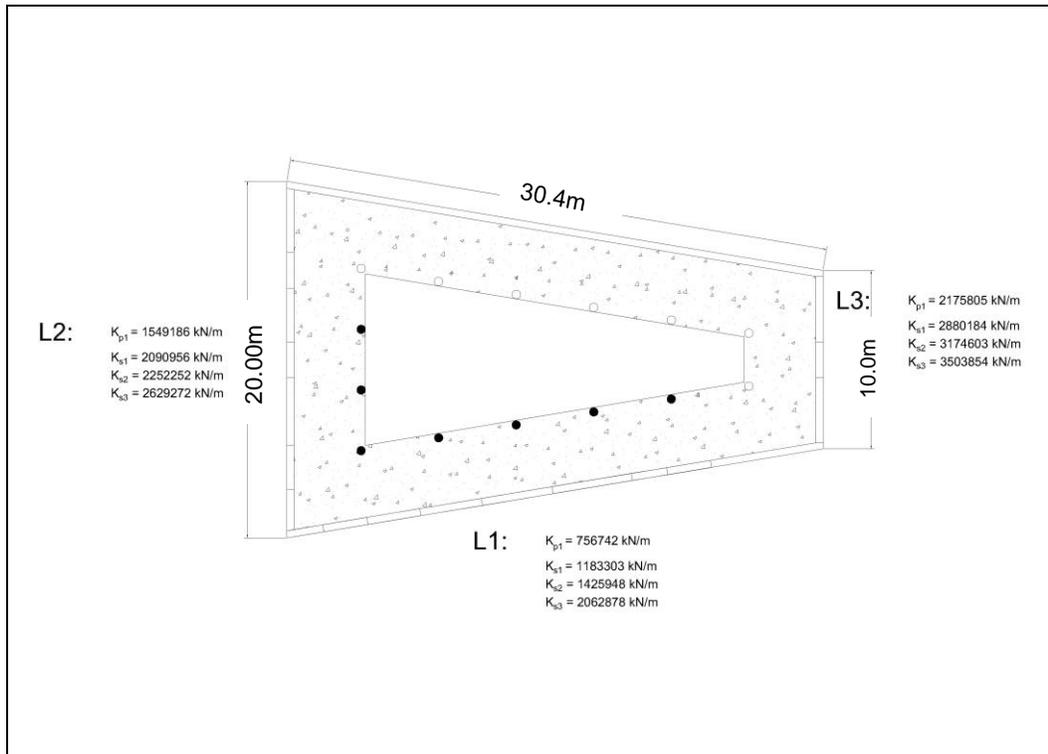
Planta tipo 3 – losa tipo 2 – e pantalla: 0,40 m – ancho de losa: 4,0 m



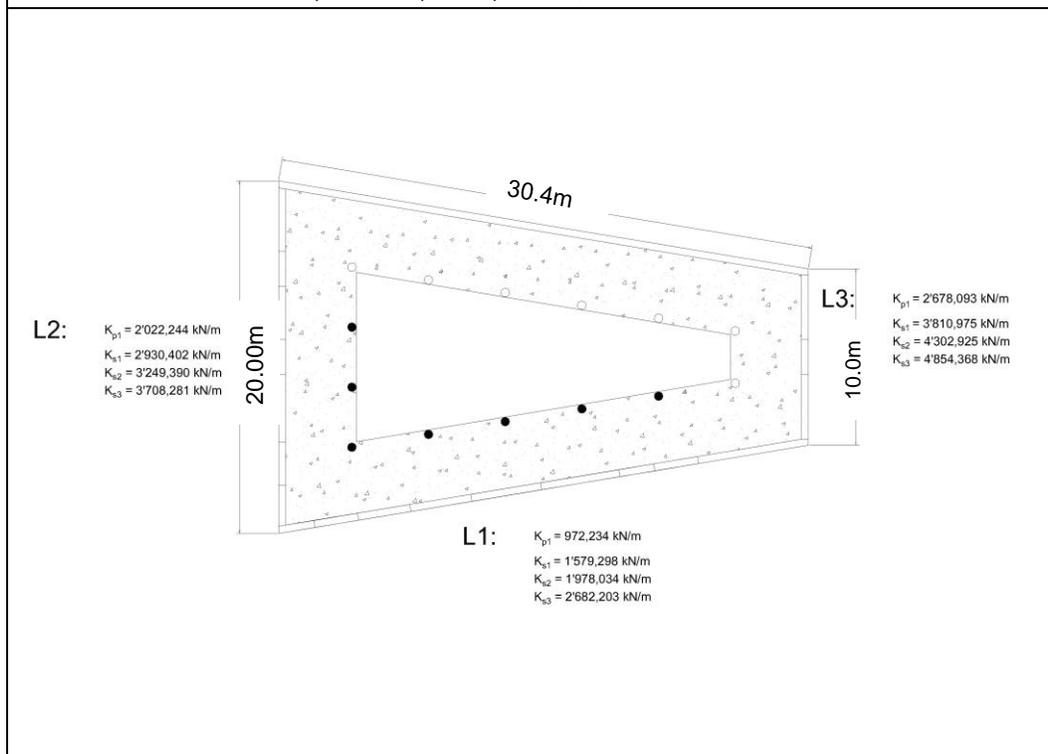
Planta tipo 3 – losa tipo 3 – e pantalla: 0,40 m – ancho de losa: 4,0 m



Planta tipo 4 – losa tipo 1 – e pantalla: 0,40 m – ancho de losa: 4,0 m



Planta tipo 4 – losa tipo 2 – e pantalla: 0,40m – ancho de losa: 4,0 m



Planta tipo 4 – losa tipo 3 – e pantalla: 0,40 m – ancho de losa: 4,0 m

En el anexo 1 se muestran los valores de rigideces obtenidos organizados de menor a mayor según el promedio obtenido de las rigideces por nivel, lo que crea un indicador que permite identificar cuáles son los modelos que, por sus características, arrojan un mejor comportamiento del sistema. La forma de identificar los marcos de rigidez especificados en la primera columna de izquierda a derecha se describe como: PT: planta tipo, LT: losa tipo, e: espesor de pantalla, a: ancho de la sección transversal de la losa de apuntalamiento y L: lado de análisis del modelo.

### **5.2.2 Variación de rigidez según el nivel de sótano**

Las características de los marcos de rigidez utilizados para analizar los modelos fueron replicadas en cada nivel. Por ejemplo, para los modelos denominados como *Planta tipo 1 – Losa tipo 1 – e: 0,40 m – ancho 4,0 m*, se sabe que la configuración de planta tipo es rectangular con baja relación entre lados, el espesor de pantalla es igual a 0,40 m, respecto a la losa tiene un ancho de su sección transversal igual a 4,0 m y el tipo de losa es maciza con espesor de 0,20 m, la cual se mantiene igual en todos los niveles del modelo (piso 1, sótano 1, sótano 2 y sótano 3).

De tal forma que los resultados demuestran que, a pesar de mantener las mismas condiciones en los marcos de rigidez, tanto en el tipo de losa como en las fuerzas aplicadas, la rigidez que aportan estas losas al sistema general se ve degradado con el ascenso de nivel. Es decir, que los sótanos inferiores aportan mayor rigidez al sistema en general, lo cual resulta ser beneficioso conociendo que los

empujes laterales presentados en el trasdós de los muros pantalla también incrementa conforme aumenta la profundidad. Lo anterior se evidencia en las figuras 30 a 35, que comparan los valores de rigidez en los modelos para cada nivel de profundidad apuntalado, por lo que mantienen las mismas condiciones de fuerzas aplicadas y tipos de losas. La imagen que se presenta a continuación expone de manera abreviada los tipos de losas y plantas que se tienen como referencia para la lectura de resultados de cada gráfica:

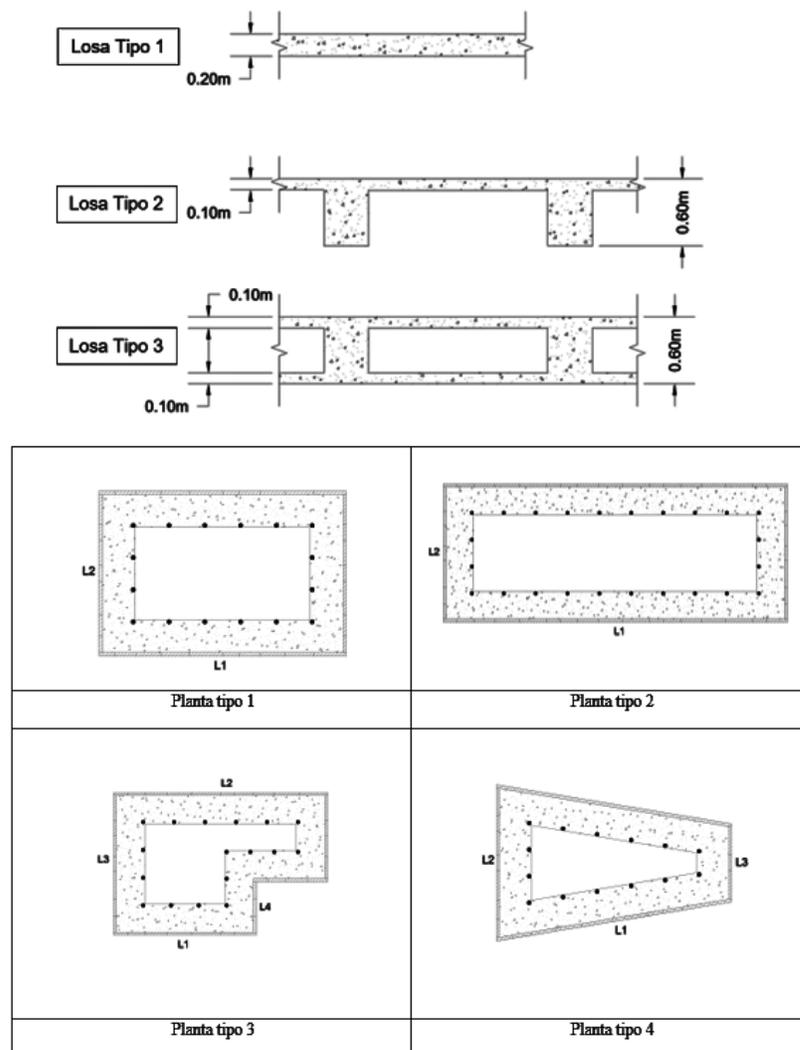


Figura 30. Variación de rigideces por niveles de profundidad para plantas tipo 1

- L1

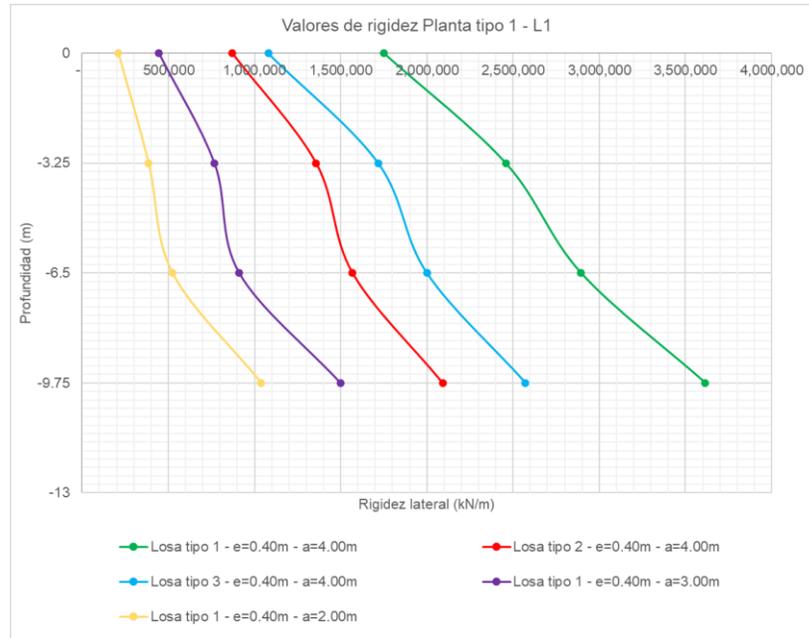


Figura 31. Variación de rigideces por niveles de profundidad para plantas tipo 2

(L1) e= 0,40 m

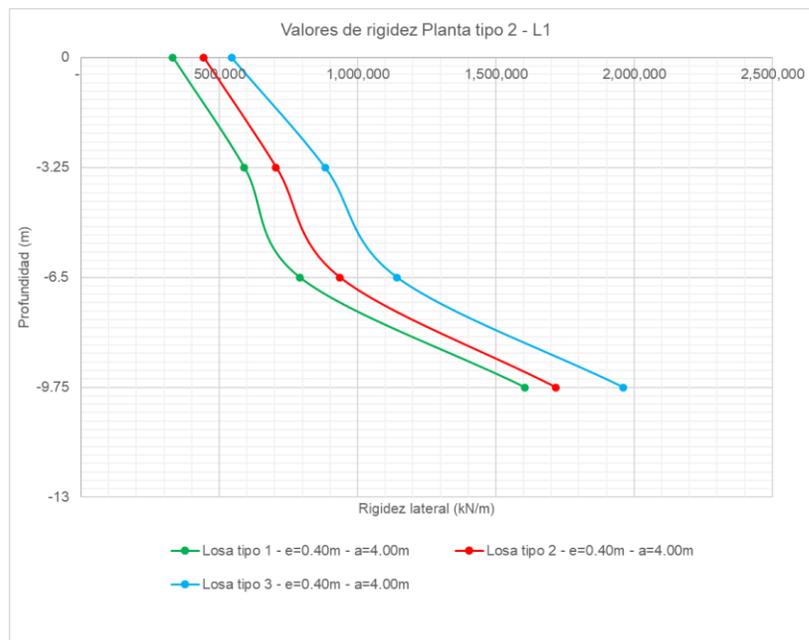


Figura 32. Variación de rigideces por niveles de profundidad para plantas tipo 2

(L1)  $e=0,50\text{ m}$



Figura 33. Variación de rigideces por niveles de profundidad para plantas tipo 2

(L1)  $e=0,60\text{ m}$

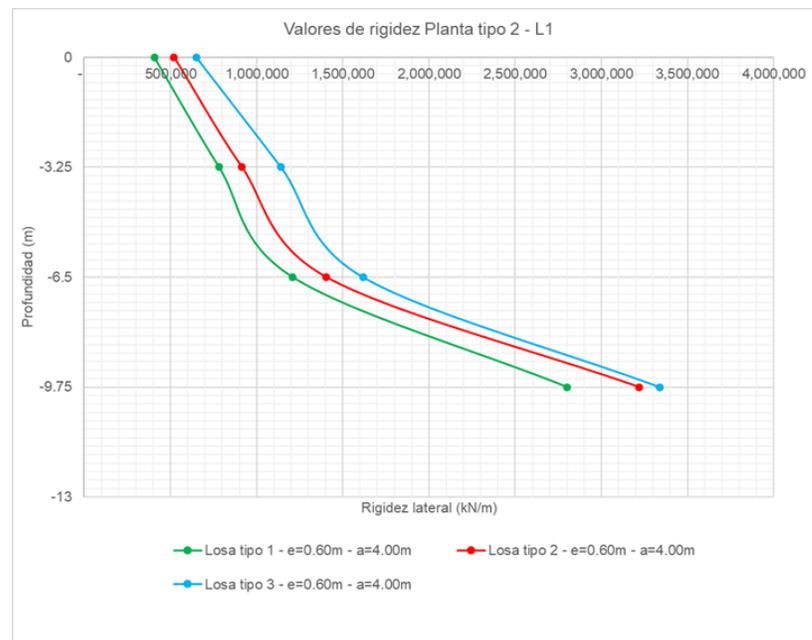


Figura 34. Variación de rigideces por niveles de profundidad para plantas tipo 3

(L1)  $e=0,40\text{ m}$

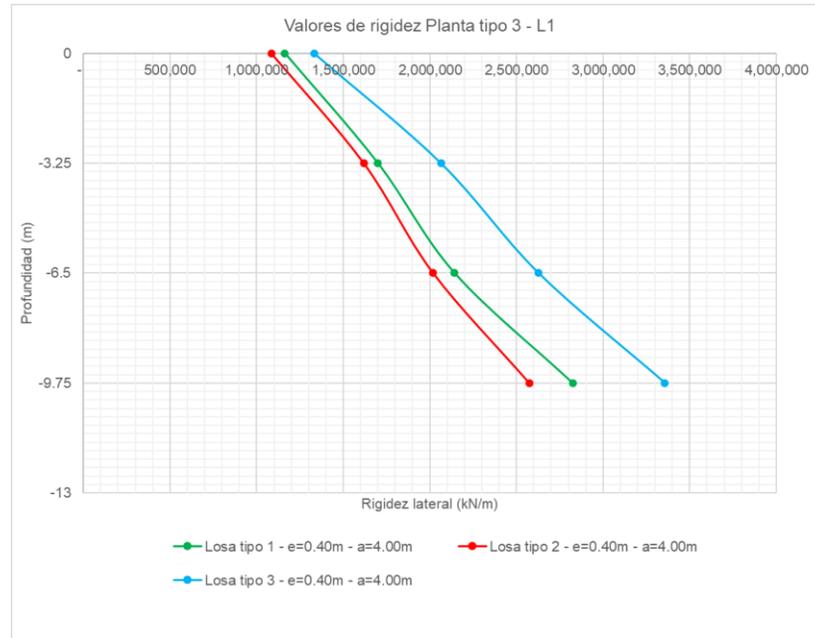
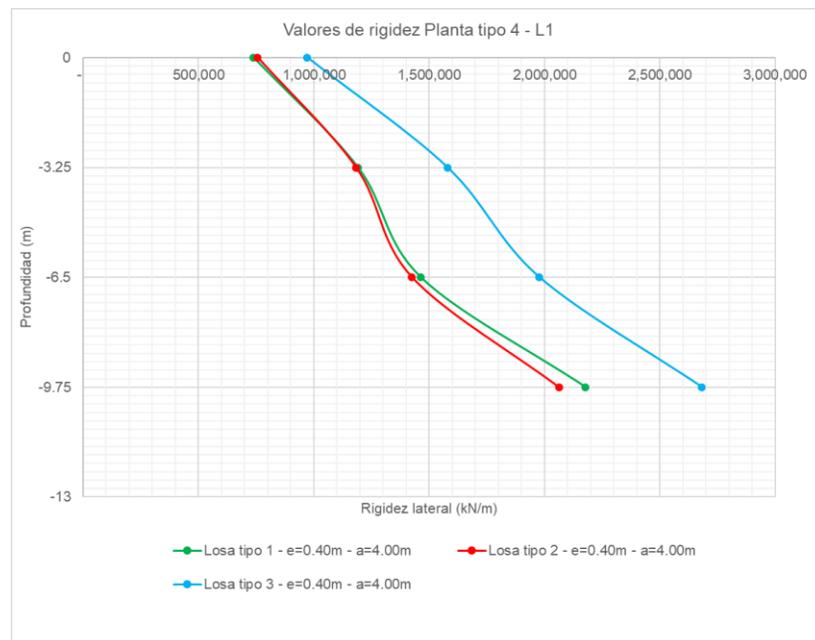


Figura 35. Variación de rigideces por niveles de profundidad para plantas tipo 1

(L1)  $e=0,40\text{ m}$

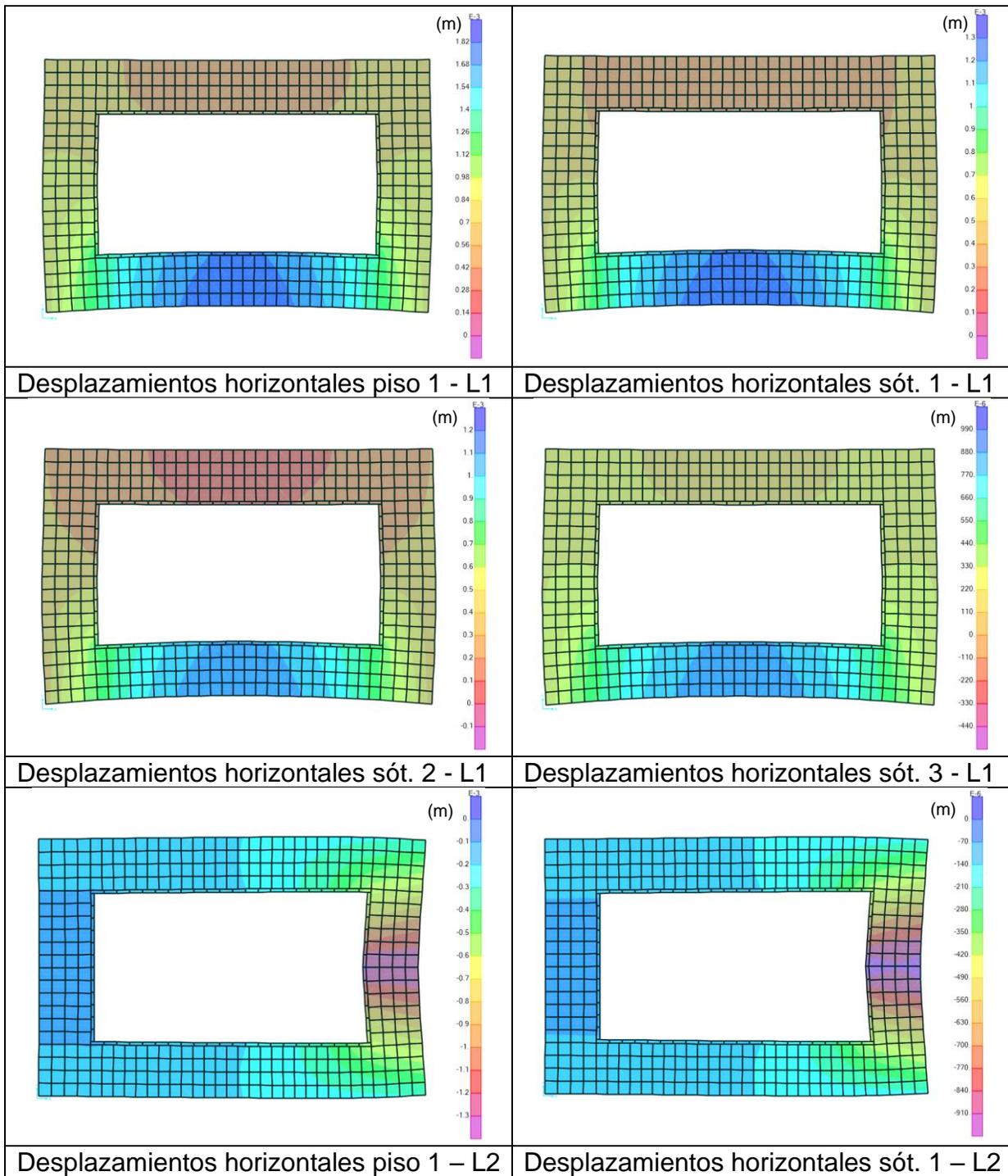


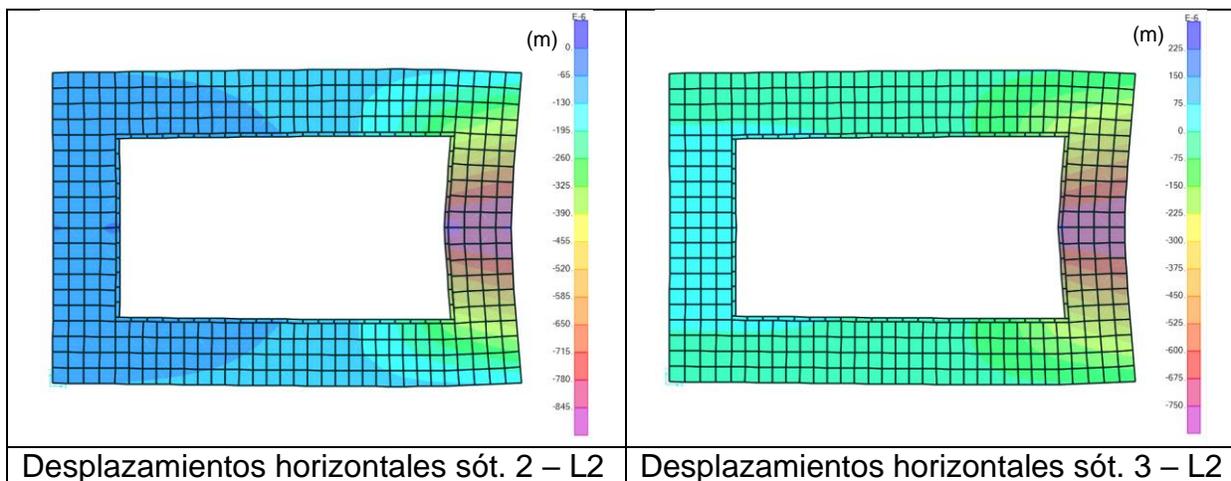
### 5.2.3 Variación longitudinal de la rigidez lateral de losas de apuntalamiento

Los desplazamientos presentados en los centros de las luces de los lados de las plantas regulares son los más altos a lo largo del marco de rigidez, lo que produce valores más pequeños aun sabiendo que la relación es inversamente proporcional entre estas dos medidas. Además, los valores de rigidez expuestos en los anteriores análisis corresponden a promedios que describen de una manera global el comportamiento de los marcos de rigidez de los muros pantalla en diferentes situaciones.

Sin embargo, los valores de rigidez medidos en varios puntos en el sentido longitudinal de las losas de apuntalamiento no son constantes y varían en función de los desplazamientos presentados. Es decir, que para las zonas cercanas a las esquinas se presentan valores de rigidez más altos a los presentados en el centro de la luz. Las imágenes de la tabla 11 muestran los desplazamientos que se generan producto de la aplicación de una carga distribuida horizontal de 100 kN/m en el trasdós del muro pantalla a lo largo de la longitud de cada lado de los marcos de rigidez para plantas tipo 1 con losa tipo 1 (placa maciza de 0,20 m).

Tabla 11. Desplazamientos horizontales plantas tipo 1





Los valores máximos de desplazamientos para este modelo se presentan a continuación:

Tabla 12. *Desplazamientos horizontales plantas tipo 1*

Nivel	L1			L2		
	Desp. máximos	Desp. Prom.	dmax/dprom	Desp. máximos	Desp. Prom.	dmax/dprom
Piso 1	1,93 mm	1,71 mm	120,0 %	1,28 mm	1,06 mm	112,7 %
Sótano 1	1,38 mm	1,22 mm	120,3 %	0,94 mm	0,78 mm	113,4 %
Sótano 2	1,19 mm	1,04 mm	121,6 %	0,86 mm	0,70 mm	115,0 %
Sótano 3	0,97 mm	0,83 mm	122,7 %	0,74 mm	0,60 mm	116,7 %

En este caso,  $F_y$  y  $F_x$  indican el sentido de las fuerzas aplicadas sobre los lados de los marcos de rigidez y, en consecuencia, la dirección de los desplazamientos. El descenso de los desplazamientos para los niveles inferiores es evidente, por lo cual insiste que la aplicación de las fuerzas externas y las características de las losas de apuntalamiento eran las mismas para el caso de análisis. Por otro lado, las imágenes reflejan que los máximos desplazamientos se presentan en la mitad de la luz libre de las losas de apuntalamiento, por lo que reducen conforme se acercan a las esquinas

que son las zonas de mayor rigidez. Esta particularidad se presenta para los tipo planta 2 y 4 también, debido a que, por su configuración, cada lado garantiza tener al menos un apoyo en las esquinas como se muestra en las figuras 36 y 37:

Figura 36. *Desplazamientos horizontales plantas tipo 2 (fuerzas en dirección X e Y resp.)*

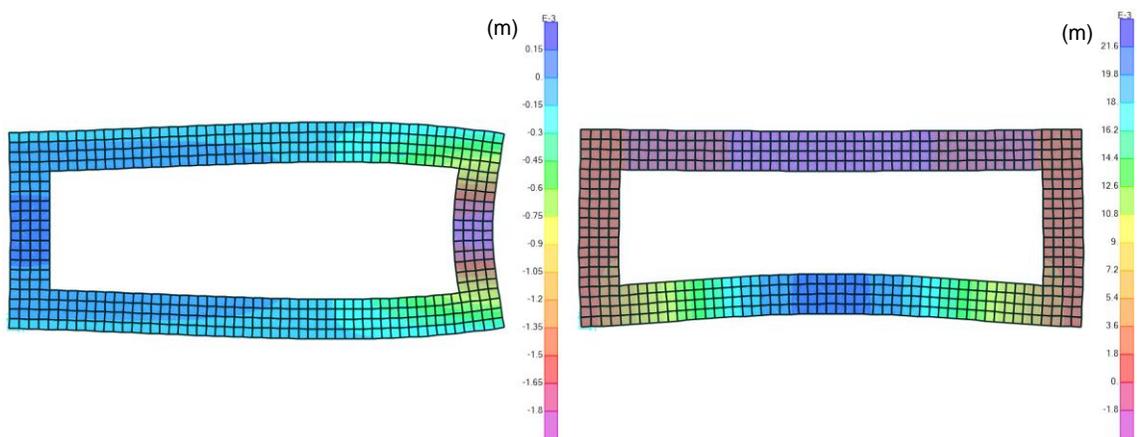
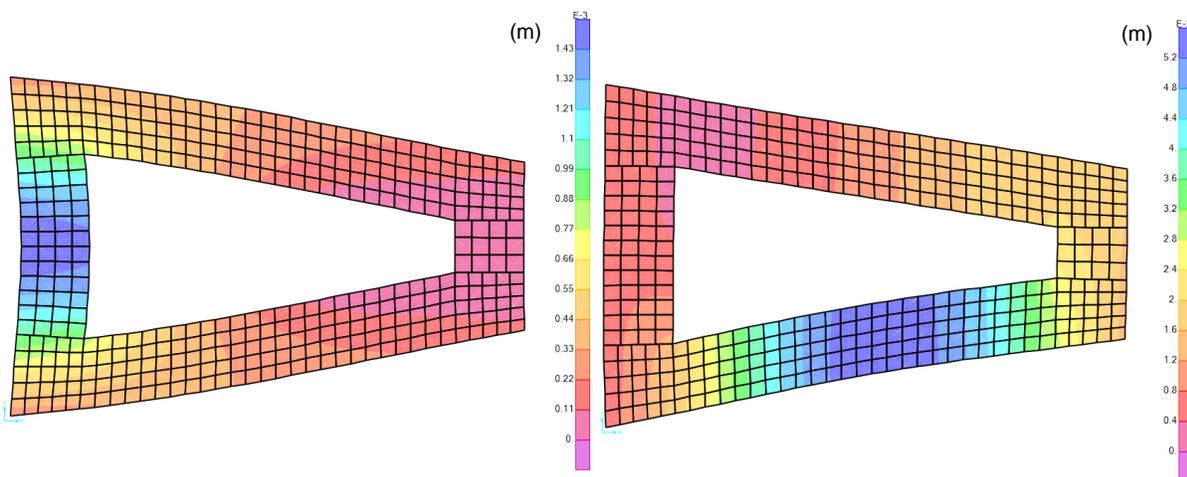
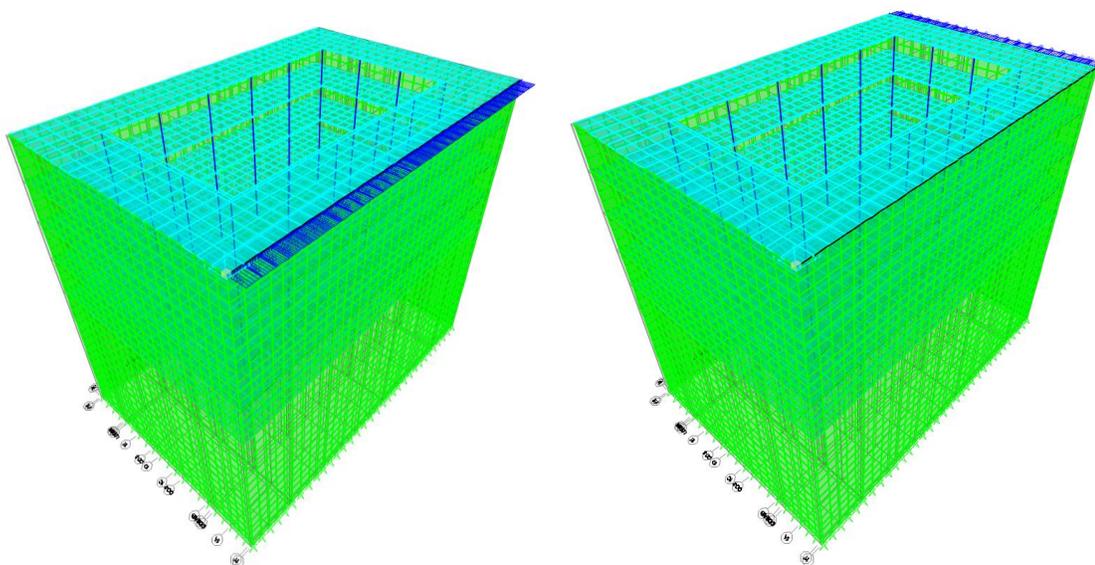


Figura 37. *Desplazamientos horizontales plantas tipo 4 (fuerzas en dirección X e Y resp.)*



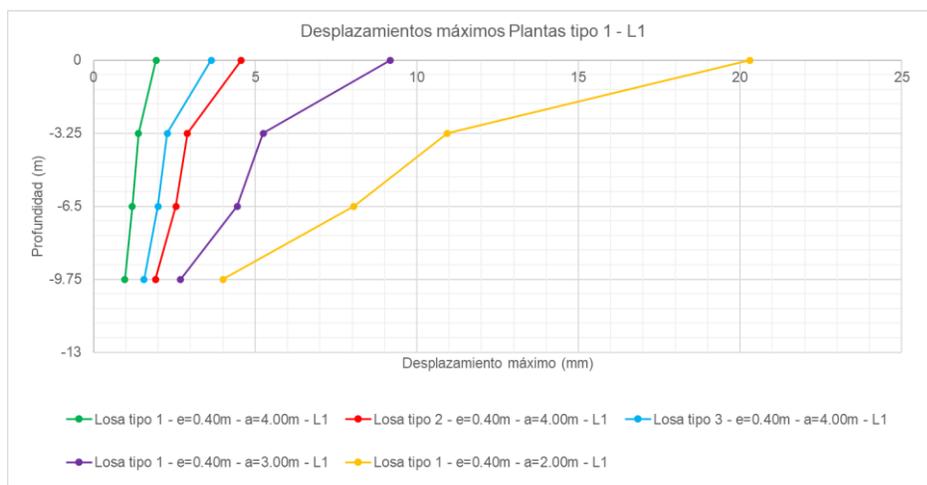
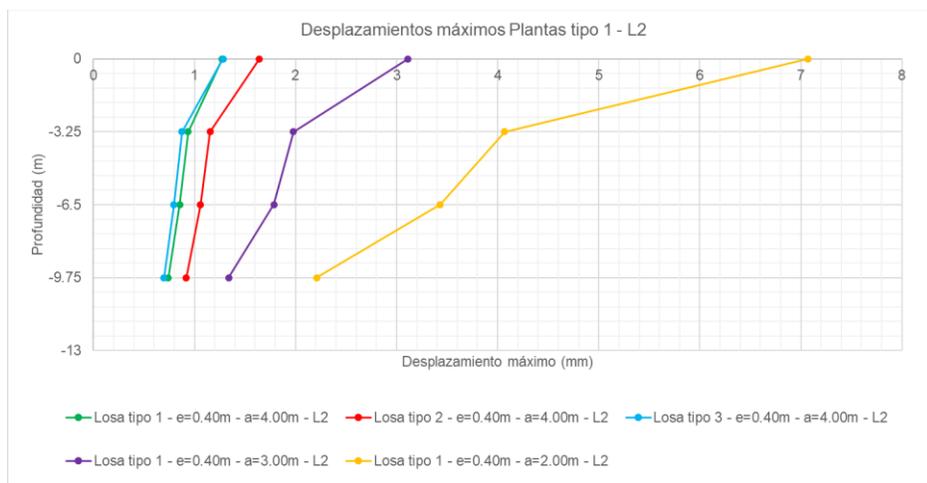
La figura 38 ilustra las fuerzas distribuidas impuestas sobre el marco de rigidez de piso 1; el mismo proceso se realizó sobre los tres niveles de sótanos inferiores para obtener los resultados expuestos con anterioridad.

Figura 38. *Fuerza distribuida para análisis por nivel (piso 1)*



#### 5.2.4 Desplazamientos máximos

Los desplazamientos resultantes de la aplicación de la fuerza distribuida, de manera uniforme en cada uno de los marcos de rigidez, varía en función del tipo de losa, el lado de aplicación de la fuerza, el espesor de pantalla y la ubicación en profundidad. Los máximos desplazamientos resultantes, bajo estas condiciones, se presentan a continuación agrupándolos con diferentes criterios con el fin de no saturar la graficación.

Figura 39. *Desplazamientos máximos planta tipo 1 – L1*Figura 40. *Desplazamientos máximos planta tipo 1 – L2*

Los marcos de rigidez con menor ancho en su sección transversal presentan mayores deformaciones para los dos lados en revisión. Para las plantas tipo 1, cuya configuración es rectangular con relación de lados menor a 1,5, el lado L1 corresponde al lado de mayor longitud y el lado L2 al menor. Los desplazamientos en el lado L2 presentan menores diferencias para las losas de 4,0 m de ancho de sección transversal, lo cual se traduce en la ocurrencia de desplazamientos laterales más

pequeños restringidos por la cercanía a las esquinas donde existe mayor rigidez. Para los lados L1 las losas macizas de 0,20 m presentan los valores de menor desplazamiento, es decir, resultan ser las de mayor aporte de rigidez.

Las figuras 41 a 46 representan los máximos desplazamientos para las plantas tipo 2 considerando la variación de los espesores de pantalla propuestos para este tipo de planta:

Figura 41. *Desplazamientos máximos planta tipo 2 – L1 – e=0,40 m*

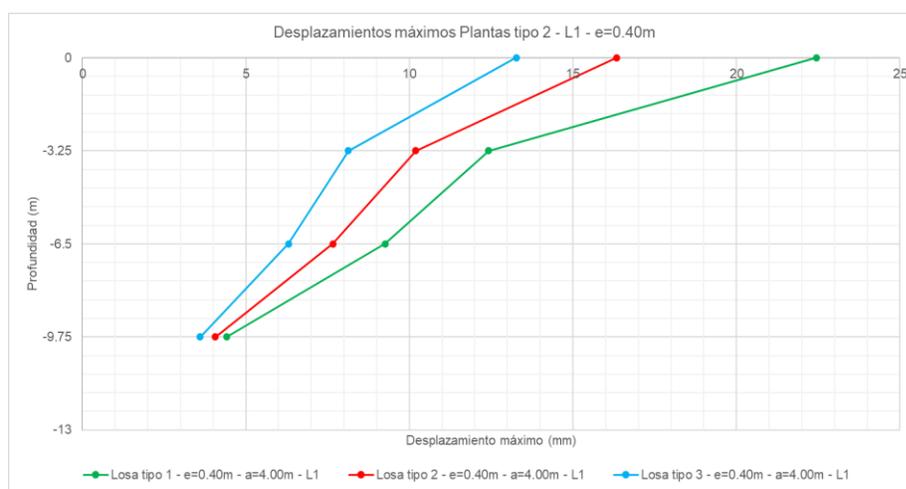


Figura 42. *Desplazamientos máximos planta tipo 2 – L2 – e=0,40 m*

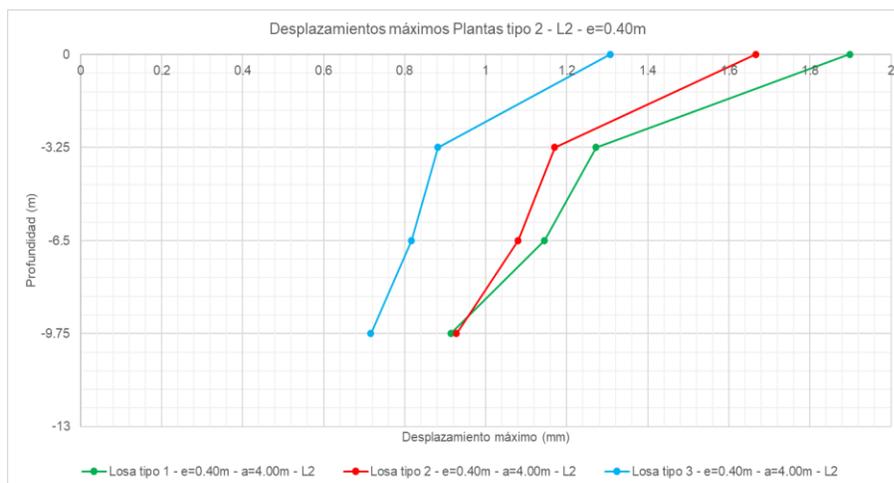


Figura 43. Desplazamientos máximos planta tipo 2 – L1 –  $e=0,50\text{ m}$

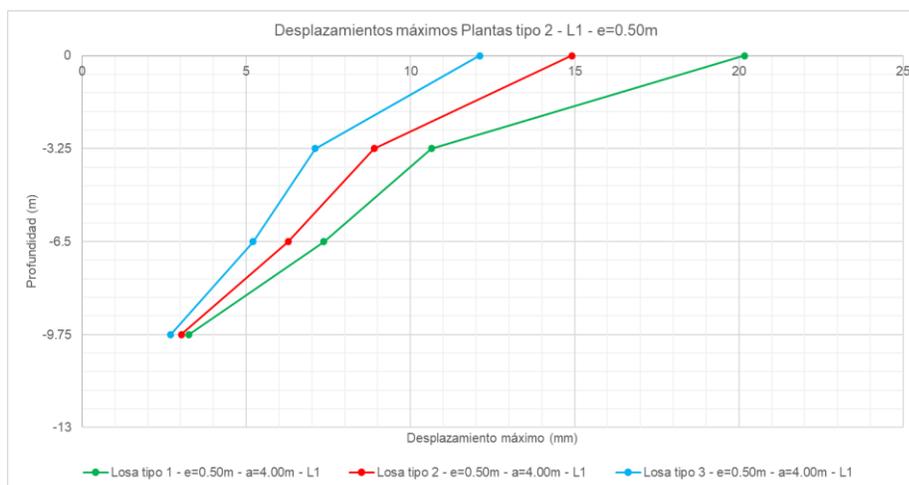


Figura 44. Desplazamientos máximos planta tipo 2 – L2 –  $e=0,50\text{ m}$

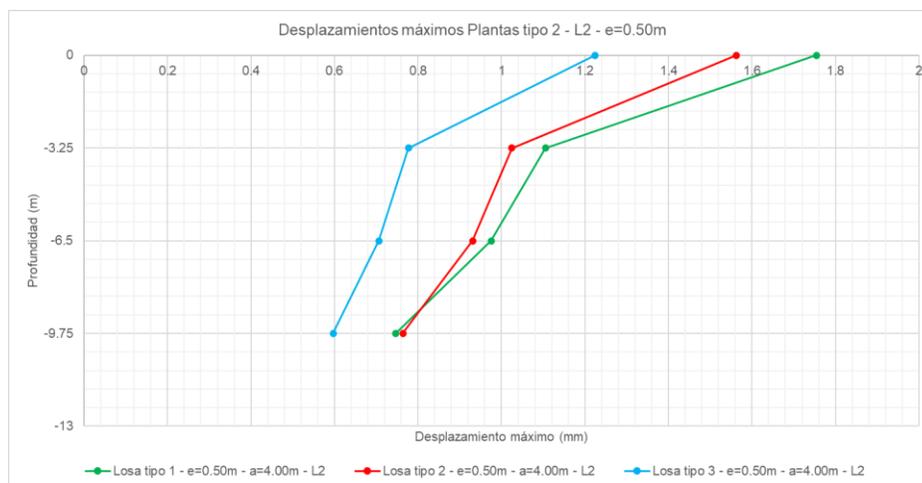


Figura 45. *Desplazamientos máximos planta tipo 2 – L1 – e= 0,60 m*

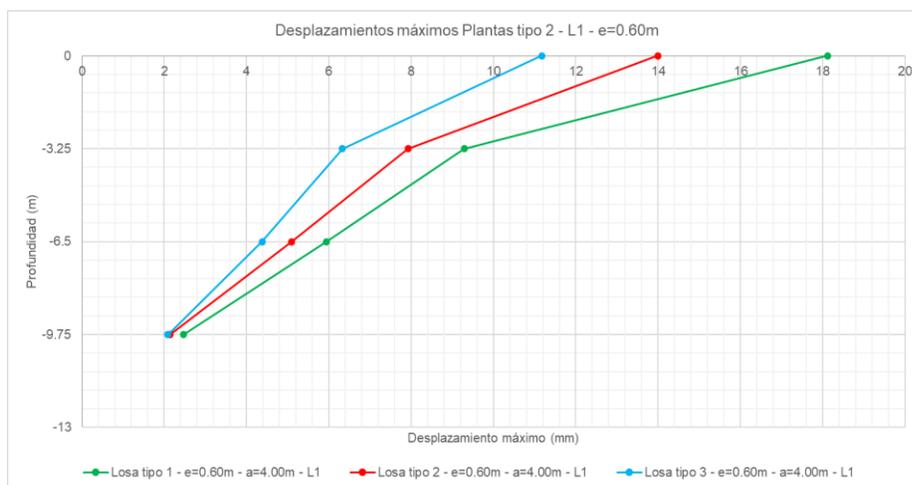
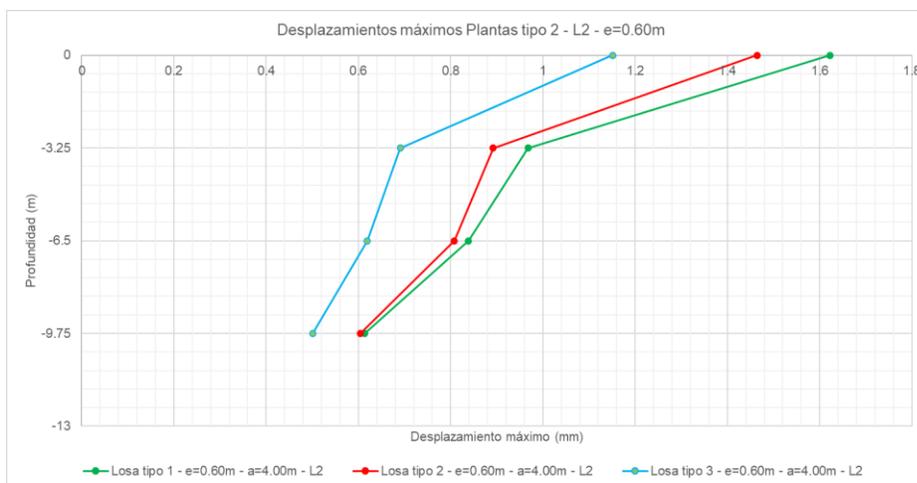


Figura 46. *Desplazamientos máximos planta tipo 2 – L2 – e= 0,60 m*



El marco de rigidez compuesto por las losas tipo 1 (macizas con espesor de 0,20 m) permiten los mayores desplazamientos para las plantas tipo 2 (configuración rectangular con relación de lados mayor a 1,5) en relación con los demás tipos de losa. Además del aumento de la relación entre lados, el incremento de la relación entre estos y el ancho de la sección transversal de la losa de apuntalamiento influyen en los

resultados obtenidos y los compara con lo observado para la configuración en planta tipo 1.

Figura 47. *Desplazamientos máximos planta tipo 3 – L1*

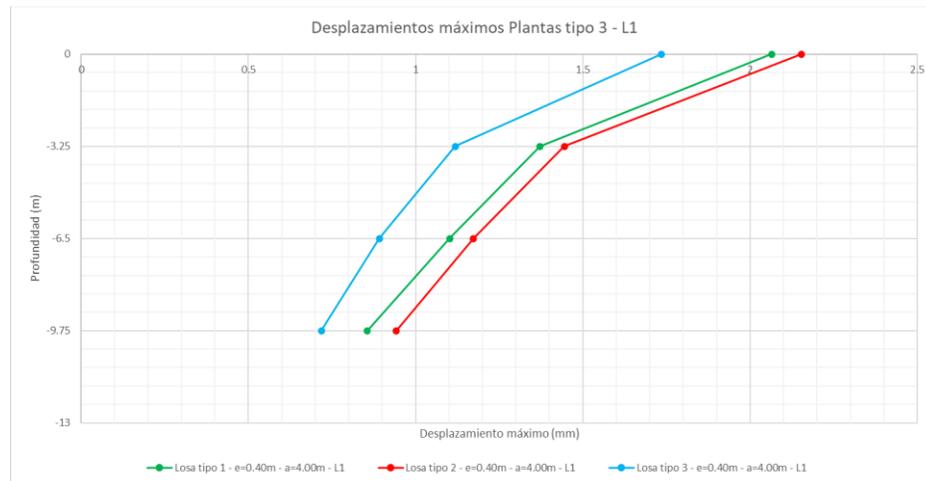


Figura 48. *Desplazamientos máximos planta tipo 3 – L2*

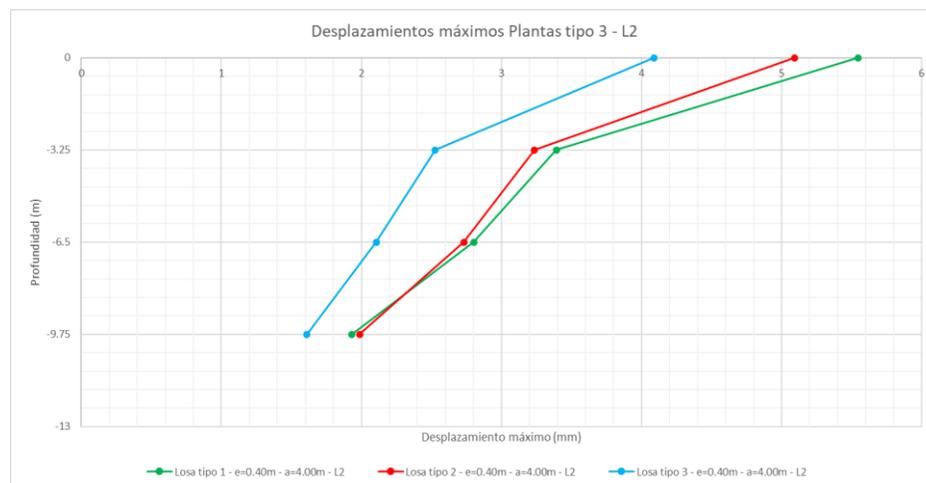


Figura 49. *Desplazamientos máximos planta tipo 3 – L3*

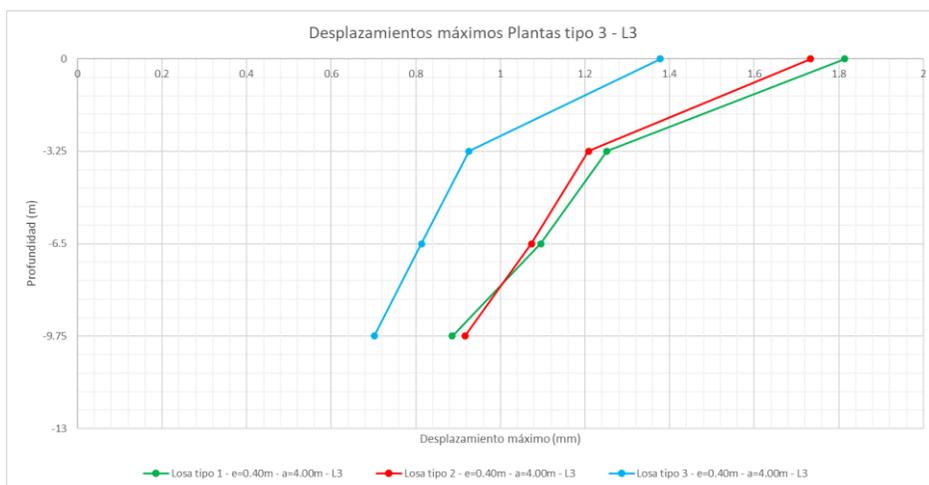
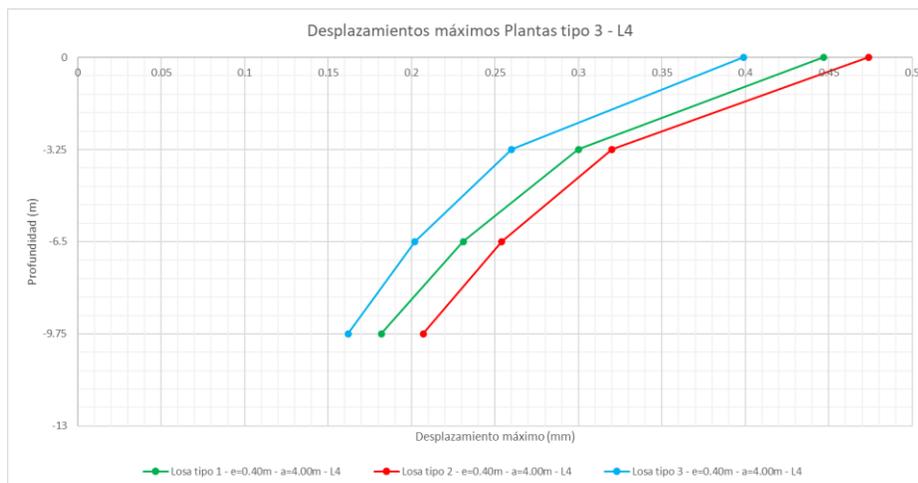


Figura 50. *Desplazamientos máximos planta tipo 3 – L4*



Las gráficas de desplazamientos para la configuración de planta tipo 3 muestran comportamientos diferenciales entre los lados 2 y 3 que, para este caso, con los mayores y los lados 1 y 4 que son los de menor longitud, teniendo en cuenta que este tipo de plantas consiste en una configuración con retrocesos en esquina. Para el caso de los lados 2 y 3, los marcos de rigidez consistentes en las losas tipo 1 y 2 tienen

comportamientos iguales, a diferencia de lo ocurrido para los lados 1 y 4, en donde se observa mayor dispersión en los desplazamientos obtenidos. Todos los casos de este tipo de modelos tienen en común que los menores desplazamientos se presentan para los tipos de losa 3.

Figura 51. *Desplazamientos máximos planta tipo 4 – L1*

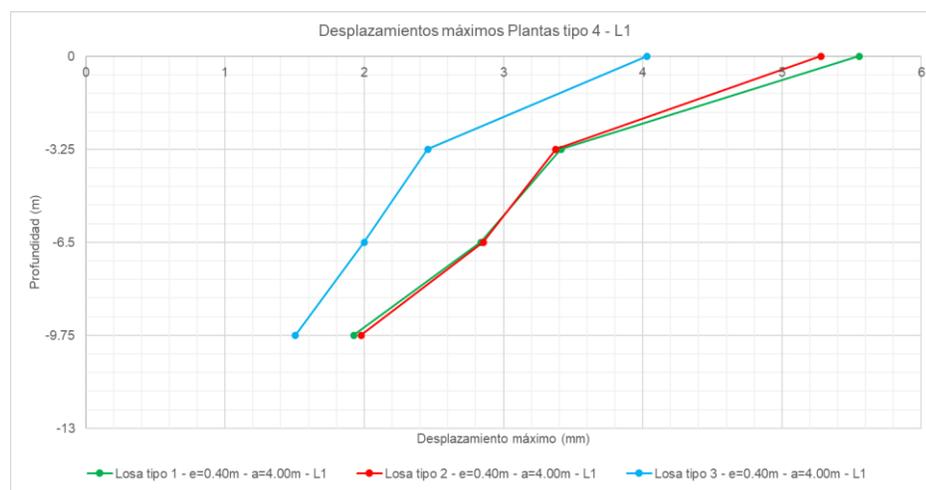


Figura 52. *Desplazamientos máximos planta tipo 4 – L2*

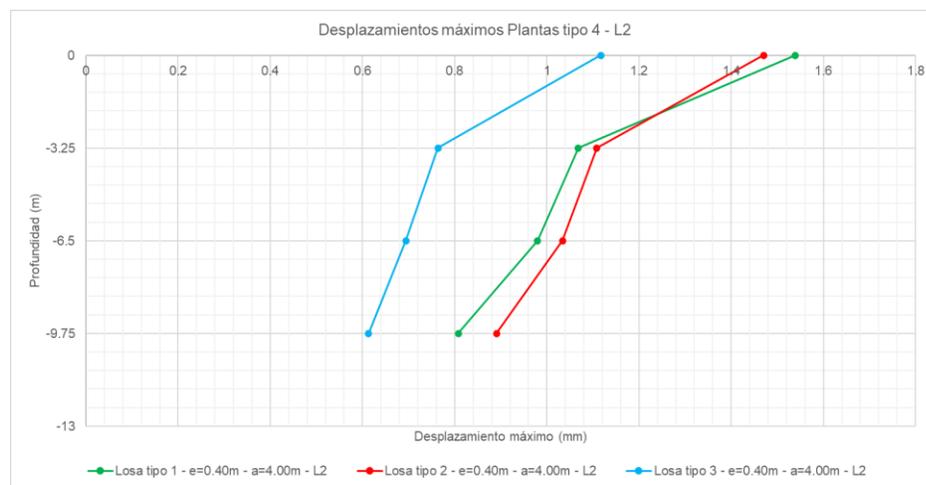
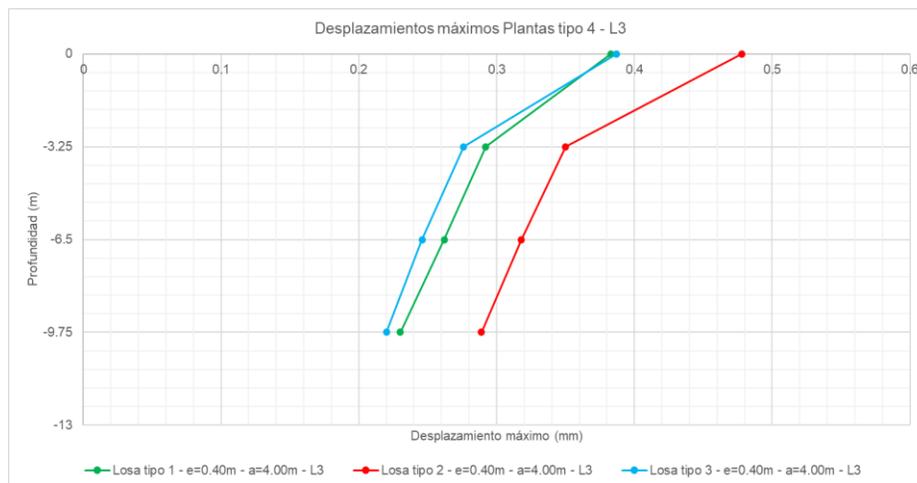


Figura 53. *Desplazamientos máximos planta tipo 4 – L3*



Respecto a los desplazamientos presentados para las plantas tipo 4, el comportamiento es regular respecto al orden de posibilidad de deformaciones que otorga cada tipo de losa empleada como marco de rigidez. Las losas tipo 3 restringen en mayor medida los desplazamientos; las losas tipo 1 se ubican como intermedias y las losas tipo 2 someten al sistema de contención a mayores desplazamientos.

En general, las gráficas muestran un cambio abrupto en la pendiente del segmento que une los desplazamientos relativos entre piso 1 y sótano 1 respecto a los segmentos de los sótanos inferiores, los cuales presentan un comportamiento casi lineal en el incremento de los desplazamientos entre estos niveles.

La tabla 13 muestra de manera ordenada los valores de los máximos desplazamientos encontradas para cada caso de estudio. De manera similar a lo expuesto en la tabla de rigideces revisada previamente, la designación de cada modelo se describe de la siguiente manera: PT: planta tipo, LT: losa tipo, e: espesor del muro pantalla, a: ancho de la sección transversal del marco de rigidez y L: lado de la

configuración en planta. El criterio impuesto para ordenar los desplazamientos consistió en organizarlos de mayor a menor, por lo que mide este como el promedio de los desplazamientos máximos por cada nivel (piso 1, sótano 1, sótano 2, sótano 3).

La configuración en planta tipo 2 correspondiente a las plantas rectangulares con relación entre lados mayor a 1,5, que, para el caso particular del presente documento relaciona lados de 20,0 m y 50,0 m de longitud, presentan los desplazamientos más altos y, en consecuencia, son consideradas como más desfavorables para el sistema de contención; esta situación ocurre justo en el lado mayor de la planta (50 m).

Tabla 13. Desplazamientos horizontales máximos

Desplazamiento horizontal (m)	Nivel			
	Tipo de losa	0m (P1)	-3.25m (S <sup>11</sup> )	-6.5m (S <sup>21</sup> )
PT 2, LT 1, e=0.4m, a=4m, L1	0.02245	0.01242	0.00926	0.00441
PT 1, LT 1, e=0.4m, a=2m, L1	0.02031	0.01094	0.00805	0.00400
PT 2, LT 1, e=0.5m, a=4m, L1	0.02017	0.01064	0.00736	0.00326
PT 2, LT 1, e=0.6m, a=4m, L1	0.01812	0.00929	0.00595	0.00246
PT 2, LT 2, e=0.4m, a=4m, L1	0.01634	0.01019	0.00766	0.00407
PT 2, LT 2, e=0.5m, a=4m, L1	0.01491	0.00890	0.00628	0.00302
PT 2, LT 2, e=0.6m, a=4m, L1	0.01399	0.00792	0.00510	0.00214
PT 2, LT 3, e=0.4m, a=4m, L1	0.01327	0.00814	0.00630	0.00360
PT 2, LT 3, e=0.5m, a=4m, L1	0.01210	0.00710	0.00521	0.00270
PT 2, LT 3, e=0.6m, a=4m, L1	0.01118	0.00633	0.00438	0.00208
PT 1, LT 1, e=0.4m, a=3m, L1	0.00918	0.00524	0.00445	0.00269
PT 1, LT 1, e=0.4m, a=2m, L2	0.00707	0.00407	0.00343	0.00221
PT 4, LT 1, e=0.4m, a=4m, L1	0.00555	0.00341	0.00284	0.00193
PT 3, LT 1, e=0.4m, a=4m, L2	0.00555	0.00339	0.00280	0.00193
PT 4, LT 2, e=0.4m, a=4m, L1	0.00528	0.00338	0.00286	0.00198
PT 3, LT 2, e=0.4m, a=4m, L2	0.00509	0.00324	0.00273	0.00199
PT 1, LT 2, e=0.4m, a=4m, L1	0.00456	0.00290	0.00254	0.00191
PT 3, LT 3, e=0.4m, a=4m, L2	0.00409	0.00253	0.00211	0.00161
PT 4, LT 3, e=0.4m, a=4m, L1	0.00403	0.00246	0.00200	0.00151
PT 1, LT 3, e=0.4m, a=4m, L1	0.00364	0.00228	0.00199	0.00156
PT 1, LT 1, e=0.4m, a=3m, L2	0.00311	0.00198	0.00179	0.00134
PT 3, LT 2, e=0.4m, a=4m, L1	0.00215	0.00145	0.00117	0.00094
PT 3, LT 1, e=0.4m, a=4m, L1	0.00206	0.00137	0.00110	0.00086
PT 1, LT 1, e=0.4m, a=4m, L1	0.00193	0.00138	0.00119	0.00097
PT 2, LT 1, e=0.4m, a=4m, L2	0.00190	0.00127	0.00115	0.00091
PT 3, LT 1, e=0.4m, a=4m, L3	0.00181	0.00125	0.00110	0.00089
PT 2, LT 1, e=0.5m, a=4m, L2	0.00175	0.00111	0.00098	0.00075
PT 3, LT 3, e=0.4m, a=4m, L1	0.00174	0.00112	0.00089	0.00072
PT 3, LT 2, e=0.4m, a=4m, L3	0.00173	0.00121	0.00107	0.00092
PT 2, LT 2, e=0.4m, a=4m, L2	0.00167	0.00117	0.00108	0.00093
PT 1, LT 2, e=0.4m, a=4m, L2	0.00164	0.00116	0.00106	0.00092
PT 2, LT 1, e=0.6m, a=4m, L2	0.00162	0.00097	0.00084	0.00061
PT 2, LT 2, e=0.5m, a=4m, L2	0.00156	0.00103	0.00093	0.00076
PT 4, LT 1, e=0.4m, a=4m, L2	0.00154	0.00107	0.00098	0.00081
PT 4, LT 2, e=0.4m, a=4m, L2	0.00147	0.00111	0.00103	0.00089
PT 2, LT 2, e=0.6m, a=4m, L2	0.00146	0.00089	0.00081	0.00060
PT 3, LT 3, e=0.4m, a=4m, L3	0.00138	0.00093	0.00081	0.00070
PT 2, LT 3, e=0.4m, a=4m, L2	0.00131	0.00088	0.00082	0.00072
PT 1, LT 3, e=0.4m, a=4m, L2	0.00128	0.00088	0.00080	0.00070
PT 1, LT 1, e=0.4m, a=4m, L2	0.00128	0.00094	0.00086	0.00074
PT 2, LT 3, e=0.5m, a=4m, L2	0.00122	0.00078	0.00071	0.00060
PT 2, LT 3, e=0.6m, a=4m, L2	0.00115	0.00069	0.00062	0.00050
PT 4, LT 3, e=0.4m, a=4m, L2	0.00112	0.00076	0.00069	0.00061
PT 4, LT 2, e=0.4m, a=4m, L3	0.00048	0.00035	0.00032	0.00029
PT 3, LT 2, e=0.4m, a=4m, L4	0.00047	0.00032	0.00025	0.00021
PT 3, LT 1, e=0.4m, a=4m, L4	0.00045	0.00030	0.00023	0.00018
PT 3, LT 3, e=0.4m, a=4m, L4	0.00040	0.00026	0.00020	0.00016
PT 4, LT 3, e=0.4m, a=4m, L3	0.00039	0.00028	0.00025	0.00022
PT 4, LT 1, e=0.4m, a=4m, L3	0.00038	0.00029	0.00026	0.00023

### 5.2.5 Variación de rigidez en función de la configuración en planta

El estudio de las diferentes configuraciones en planta tiene como propósito revisar los efectos de los empujes laterales de tierras en un sistema de contención ante diferentes condiciones geométricas, las cuales, en muchos casos, dependen de la forma del lote a implantar el diseño arquitectónico del proyecto.

El propósito es de determinar las diferencias entre las configuraciones en planta propuestas para el desarrollo de esta investigación; para este fin se mantienen todas las condiciones iguales para que sea lógica la comparación. Los marcos de rigidez cuentan con los mismos escenarios: losa de apuntalamiento tipo 3 (losa con vigas, torta superior e inferior), ancho de sección transversal del marco de rigidez igual a 4,0 m, espesor de muros pantalla igual a 0,40 m. Con el propósito de no desvirtuar los valores a comparar, se mantiene constante también la longitud de los lados a evaluar entre sí para cada configuración en planta, agrupándolos de la siguiente manera:

- Los lados de 30 m de longitud de las plantas tipo 1, 3 y 4.
- Los lados de 20 m de longitud de las plantas tipo 1, 2, 3 y 4.
- Los lados de 7,5 m y 10 m de longitud de las plantas tipo 3 y 4.

La planta tipo 2 que cuenta con la losa de apuntalamiento con mayor medida longitudinal ( $L_1 = 50,0$  m) no fue comparada debido a la singularidad en su extensión. Sin embargo, y como se observa en la tabla 14, es de resaltar que los valores de rigidez obtenidos para este escenario son los de menor magnitud, por lo cual se recalca que, para este tipo de longitudes, se debe prestar especial atención para efectos de análisis y diseño.

Tabla 14. Cuadros comparativos de indicadores de rigidez

MODELO	L1 (m)	L2 (m)	L3 (m)	L4 (m)	PISO 1 (0.00m)				SÓTANO 1 (-3.25m)				SÓTANO 2 (-6.50m)				SÓTANO 3 (-9.75m)			
					RIGIDEZ PROMEDIO (kN/m)				RIGIDEZ PROMEDIO (kN/m)				RIGIDEZ PROMEDIO (kN/m)				RIGIDEZ PROMEDIO (kN/m)			
					L1	L2	L3	L4												
PT 1, LT 3, e=0.40m, a=4m	30	20	-	-	1,081,081	1,828,392	-	-	1,717,986	2,693,862	-	-	1,999,385	2,992,092	-	-	2,570,864	3,443,187	-	-
PT 2, LT 3, e=0.40m, a=4m	50	20	-	-	543,887	1,812,063	-	-	882,365	2,689,205	-	-	1,142,454	2,931,937	-	-	1,961,239	3,372,681	-	-
PT 3, LT 3, e=0.40m, a=4m	20	30	20	7.5	1,331,694	979,211	1,671,841	1,976,285	2,063,328	1,580,035	2,494,654	3,073,770	2,626,793	1,946,982	2,910,603	4,092,769	3,355,705	2,588,438	3,438,114	5,309,735
PT 4, LT 3, e=0.40m, a=4m	30.41	20	10	-	972,235	2,022,245	2,678,093	-	1,579,298	2,930,403	3,810,976	-	1,978,035	3,249,391	4,302,926	-	2,682,204	3,708,282	4,854,369	-

MODELO	L=30m	PISO 1 (0.00m)		SÓTANO 1 (-3.25m)		SÓTANO 2 (-6.50m)		SÓTANO 3 (-9.75m)	
		RIGIDEZ PROMEDIO (kN/m)		RIGIDEZ PROMEDIO (kN/m)		RIGIDEZ PROMEDIO (kN/m)		RIGIDEZ PROMEDIO (kN/m)	
		L1	L2	L1	L2	L1	L2	L1	L2
PT 1, LT 3, e=0.40m, a=4m	L1	1,081,081		1,717,986		1,999,385		2,570,864	
PT 3, LT 3, e=0.40m, a=4m	L2		979,211		1,580,035		1,946,982		2,588,438
PT 4, LT 3, e=0.40m, a=4m	L1	972,235		1,579,298		1,978,035		2,682,204	

Lados de 30m

MODELO	L=20m	PISO 1 (0.00m)			SÓTANO 1 (-3.25m)			SÓTANO 2 (-6.50m)			SÓTANO 3 (-9.75m)		
		RIGIDEZ PROMEDIO (kN/m)			RIGIDEZ PROMEDIO (kN/m)			RIGIDEZ PROMEDIO (kN/m)			RIGIDEZ PROMEDIO (kN/m)		
		L1	L2	L3									
PT 1, LT 3, e=0.40m, a=4m	L2		1,828,392			2,693,862			2,992,092			3,443,187	
PT 2, LT 3, e=0.40m, a=4m	L2		1,812,063			2,689,205			2,931,937			3,372,681	
PT 3, LT 3, e=0.40m, a=4m	L1	L3	1,331,694		1,671,841	2,063,328		2,494,654	2,626,793		2,910,603	3,355,705	3,438,114
PT 4, LT 3, e=0.40m, a=4m	L2		2,022,245			2,930,403			3,249,391			3,708,282	

Lados de 20m

MODELO	L=30m	PISO 1 (0.00m)		SÓTANO 1 (-3.25m)		SÓTANO 2 (-6.50m)		SÓTANO 3 (-9.75m)	
		RIGIDEZ PROMEDIO (kN/m)		RIGIDEZ PROMEDIO (kN/m)		RIGIDEZ PROMEDIO (kN/m)		RIGIDEZ PROMEDIO (kN/m)	
		L3	L4	L3	L4	L3	L4	L3	L4
PT 3, LT 3, e=0.40m, a=4m	L4		1,976,285		3,073,770		4,092,769		5,309,735
PT 4, LT 3, e=0.40m, a=4m	L3	2,678,093		3,810,976		4,302,926		4,854,369	

Lados menores: 7.5m y 10m

La tabla 14 relaciona los valores de los indicadores de rigidez expresados en kN/m para distintos sistemas que conservan las mismas condiciones, adoptando como variable de análisis la geometría en planta de cada modelo para su cotejo. De esta manera, la primera columna de la tabla describe los modelos de análisis con las siguientes siglas: *PT* indica Plata tipo, *LT* indica Losa Tipo, *e* indica espesor de muro pantalla y *a* indica el ancho del marco de rigidez. En la tabla se aprecia que el tipo de losa, espesor de pantalla y ancho del marco de rigidez se mantiene para todos los casos.

Los tipos de planta tienen una consideración aparte y varían con el propósito de estudiar la influencia de su geometría en la determinación de los resultados de los indicadores de rigidez. Con el objetivo de mantener esta como la única variable de análisis para esta sección de estudio, los lados de longitud similar o igual de cada uno de los modelos fueron agrupados y comparados entre sí en sus valores de rigidez resultante.

Las columnas *L1*, *L2*, *L3* y *L4* de la primera tabla corresponden a la designación de los lados de cada uno de los modelos de análisis y se acompañan de sus respectivas longitudes, los cuales después son comparados entre sí de acuerdo a su similitud. Así, los indicadores de rigidez que se presentan para cada caso de análisis son comparados entre sí, conservando como única variable la geometría en planta de cada sistema de contención y determinando el grado de influencia que este aspecto tiene en el aporte de rigidez del sistema, observando cuales son los tipos de planta que per se deben ser analizados con mayor rigurosidad por su geometría en planta.

La figura 54 hace un paralelo de los valores de rigidez obtenidos para las configuraciones de planta, que cuentan con uno de los lados igual a 30 m, los cuales se muestran a continuación:

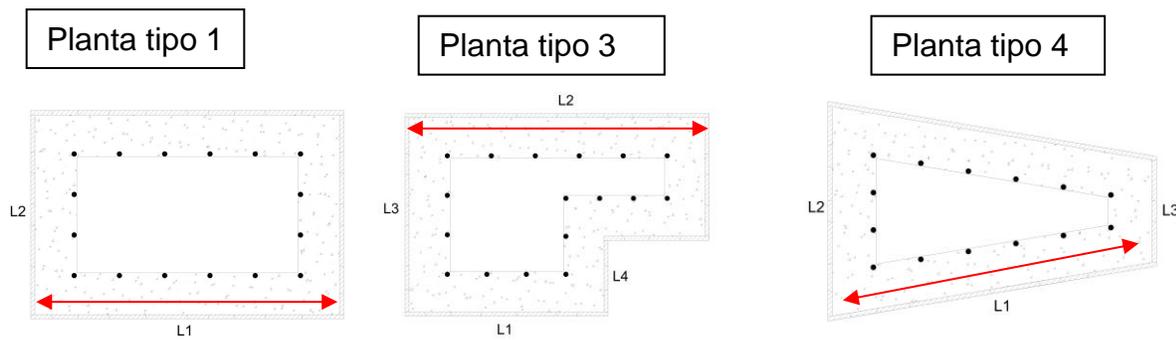
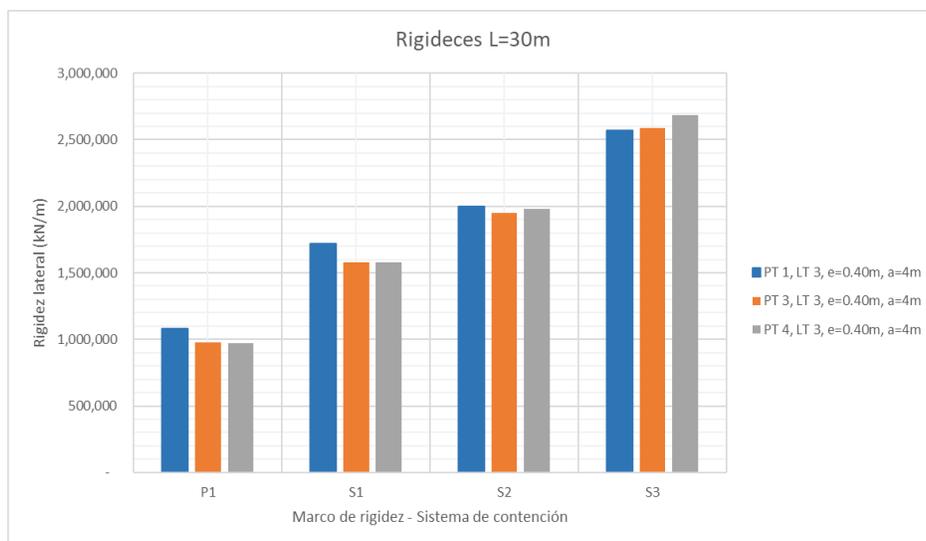


Figura 54. Rigideces  $L=30\text{ m}$



Los marcos de rigidez presentan, bajo las mismas condiciones de losa de apuntalamiento, un comportamiento similar para distintas distribuciones en planta. La planta tipo 3 presenta valores menores respecto a las otras dos, pero con una leve disminución en sus valores. Por otro lado, la figura 55 hace un paralelo de los valores

de rigidez obtenidos para las configuraciones de planta que cuentan con uno de los lados igual a 20 m, los cuales se muestran a continuación:

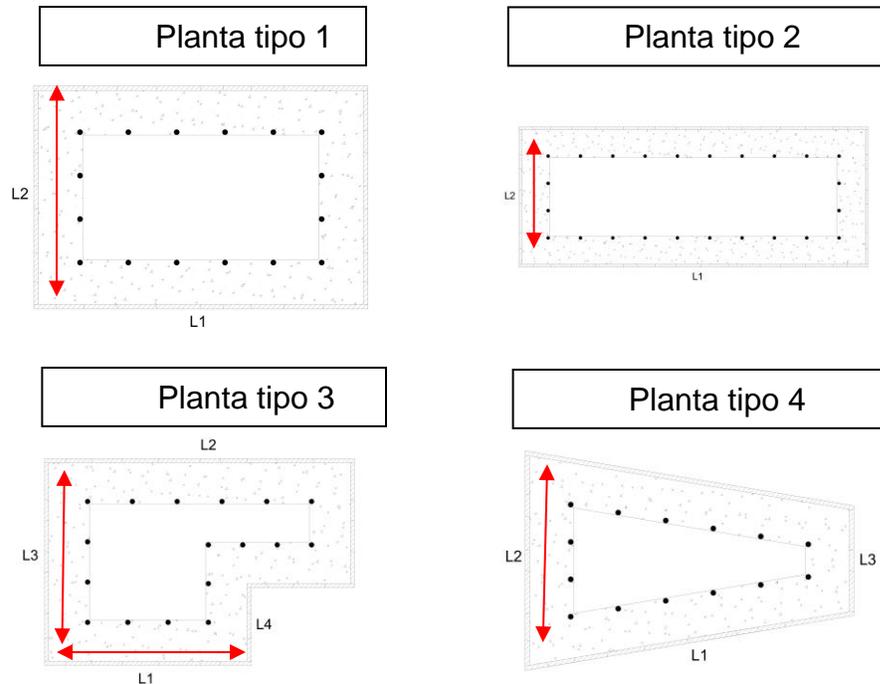
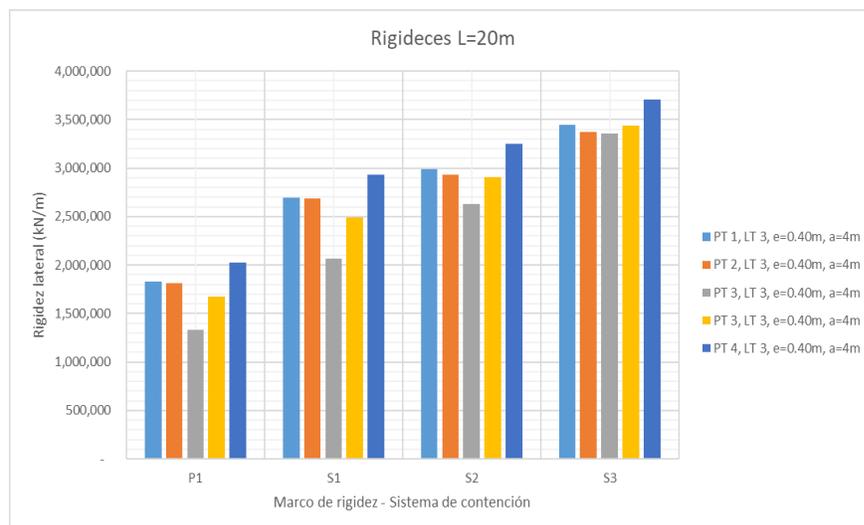


Figura 55. Rigideces  $L = 20 \text{ m}$



Las losas con medidas longitudinales con lados de 20 m muestran valores más dispersos respecto al análisis realizado sobre las losas con losas con longitud de 30 m.

Los marcos de rigidez correspondientes a las plantas tipo 3 muestran menores resultados de rigidez lateral en sus dos segmentos de análisis. Las plantas tipos 1 y 2 obtuvieron resultados bastante similares para cada nivel de análisis, mientras que la planta tipo 4 arrojó resultados un poco más grandes en relación con los expuestos para las otras configuraciones en planta.

Además, la figura 56 hace un paralelo de los valores de rigidez obtenidos para las configuraciones de planta que cuentan con los lados de menor medida, se exponen a continuación:

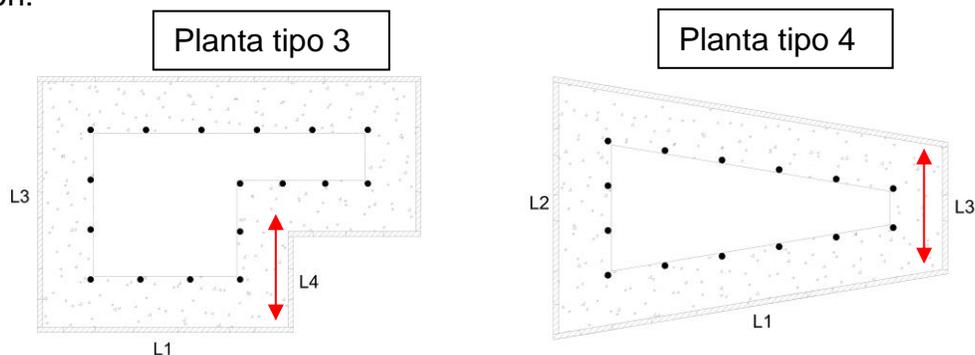
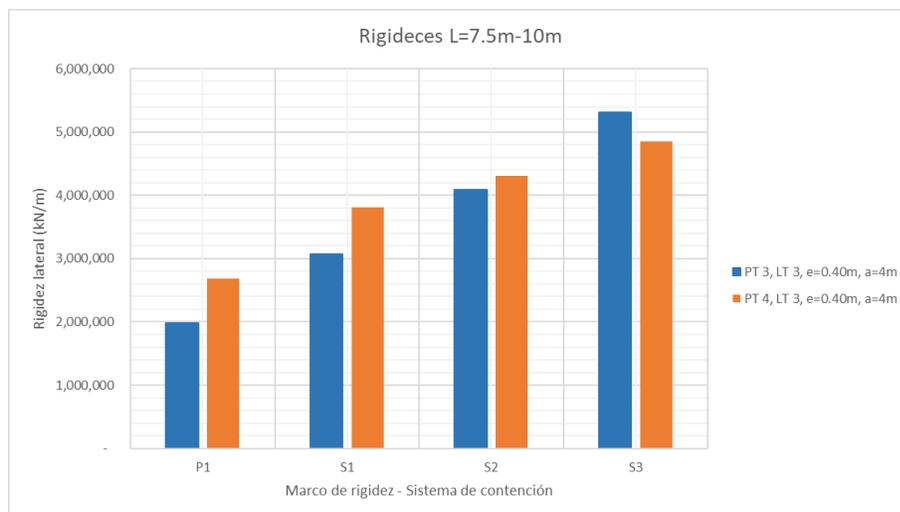


Figura 56. Rigideces  $L= 7,5 m - 10 m$

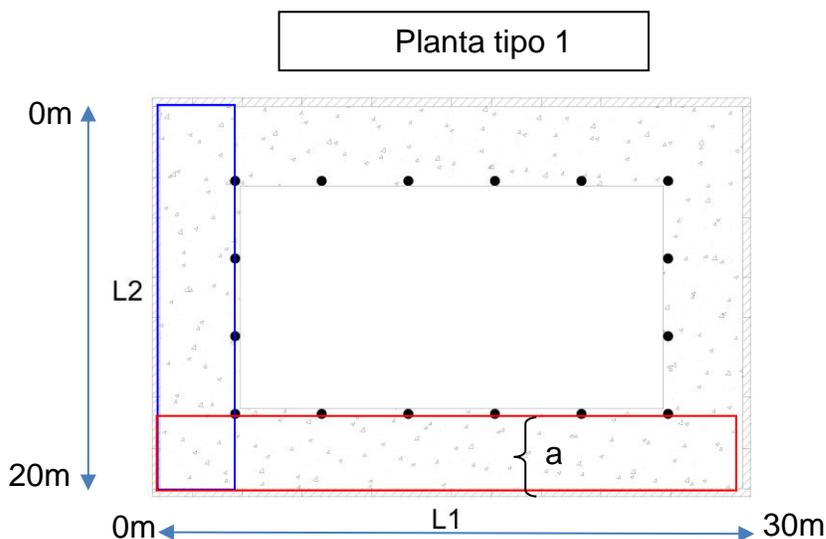


La comparación entre las longitudes más pequeñas de los sistemas se realizó sobre el segmento de 10 m para la planta tipo 4 y de 7,5 m para la planta tipo 3. Las rigideces obtenidas en el análisis y comparativo muestran que el sistema de la planta tipo 4 es más rígido que la planta tipo 3 a nivel de piso 1, sótano 1 y sótano 2. A nivel de sótano 3, se presenta una variación en el comparativo de ambos sistemas, que se explica con la generación de desplazamientos más pequeños y similares para ambos casos, pero una mayor fuerza externa aplicada sobre la planta tipo 4, que tiene una longitud 33 % mayor que la planta tipo 3. Cabe resaltar que se ha insistido en la diferencia de longitudes de análisis con el fin de ser considerado para obtener conclusiones.

En general, se observa que las configuraciones en planta tipo 3 tienen una menor rigidez debido a las condiciones inherentes a su distribución en relación con las otras plantas estudiadas. Se recuerda que las plantas tipo 3 corresponden a los sistemas con retrocesos en esquinas.

#### **5.2.6 Desplazamientos según ancho de la losa de apuntalamiento**

La figura 57 y la figura 58 comparan los desplazamientos obtenidos para 3 modelos de análisis de marco de rigidez diferenciados solo en el ancho de la sección transversal de las losas de apuntalamiento. Los modelos adoptados para este análisis tienen las siguientes características: planta tipo 1, losa tipo 1, espesor de pantalla de 0,40 m; los anchos de la sección varían entre 2,0 m, 3,0 m y 4,0 m. La medida en referencia se señala a continuación con la letra *a*:



Los desplazamientos en la zona demarcada en color rojo correspondientes al lado  $L1$  se exponen en la figura 57, mientras que los demarcados en color azul del lado  $L2$  se muestran en la figura 58. En ambas gráficas los desplazamientos son a nivel de piso 1. Los máximos para cada caso y por nivel se presentan en la figura 59.

Figura 57. Desplazamientos laterales de losas de ancho variable  $L1$

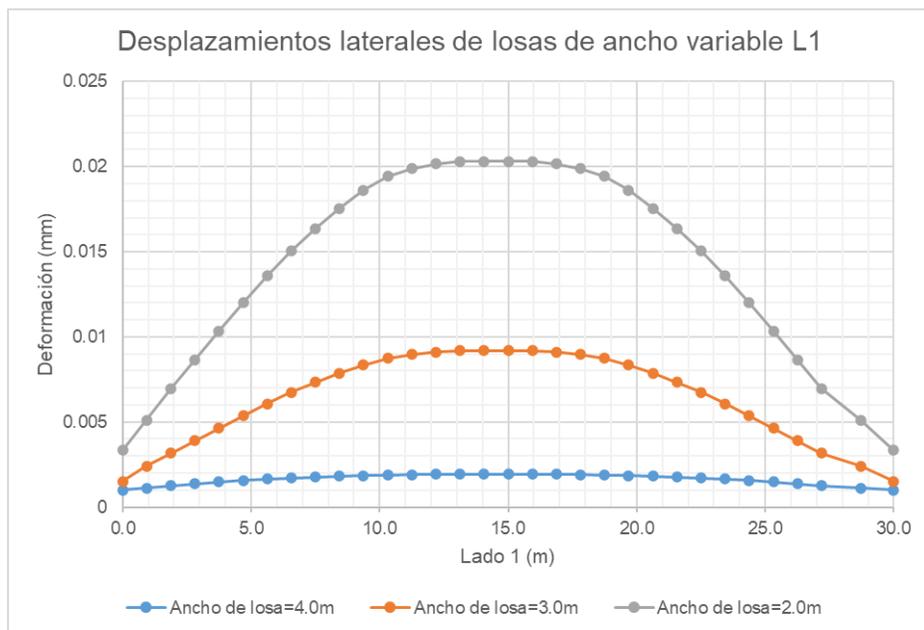


Figura 58. *Desplazamientos laterales de losas de ancho variable L2*

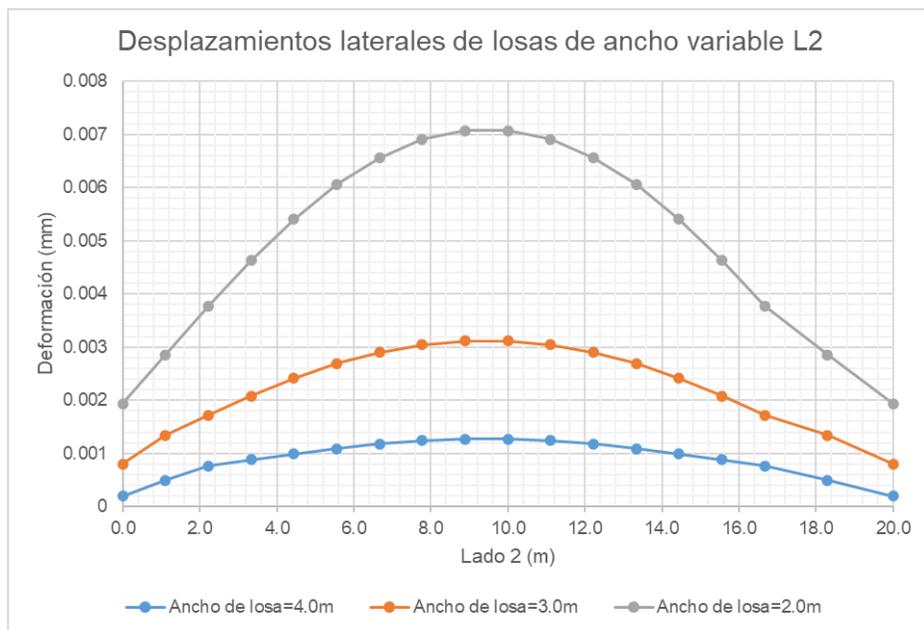
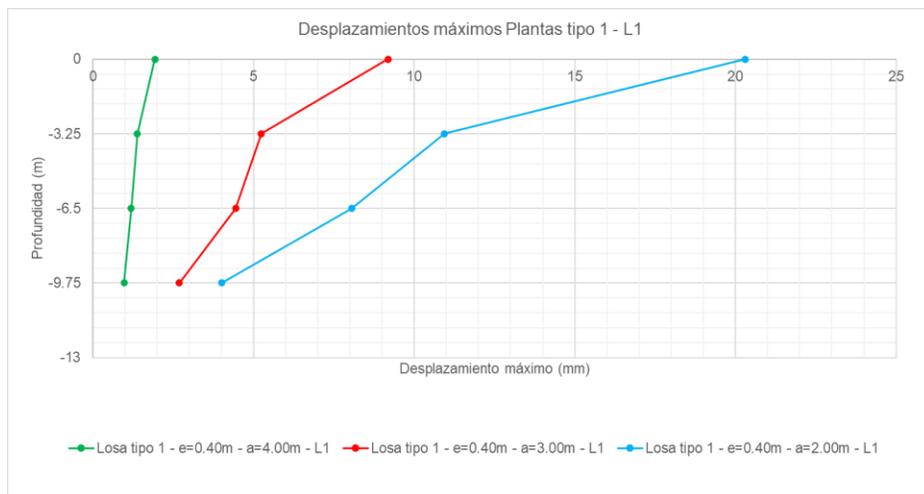


Figura 59. *Desplazamientos laterales máximos de losas de ancho variable*



El impacto del ancho del marco de rigidez es evidente según las deformaciones resultantes de los cálculos realizados para los escenarios propuestos. Los desplazamientos ocurridos en sistemas con losas más angostas son bastante mayores a los presentados para losas de ancho mayor. Las figuras 60 y 61 muestran los

desplazamientos máximos presentados para cada profundidad de sótano y piso 1 y su variación según el ancho de las losas puntales.

Figura 60. *Desplazamientos máximos según ancho de losa – L1*

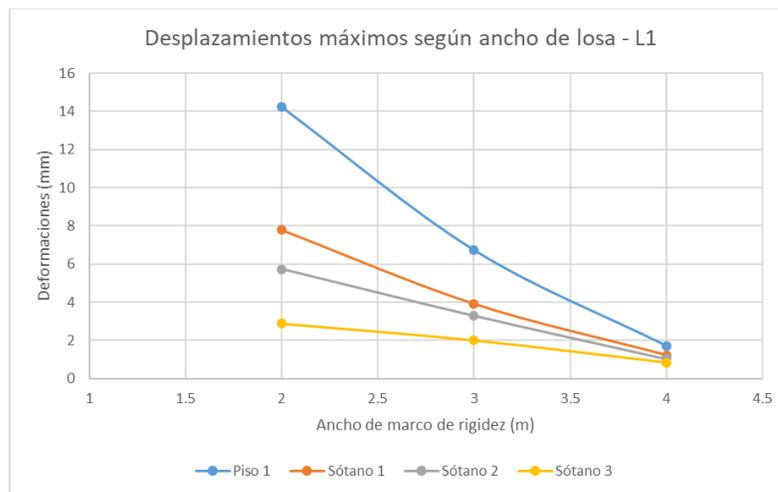
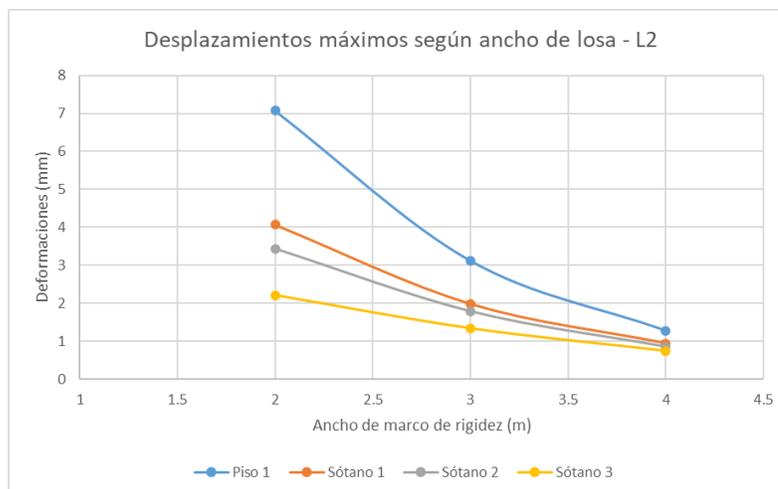


Figura 61. *Desplazamientos máximos según ancho de losa – L2*



El aumento del ancho de la losa de rigidez disminuye los desplazamientos en los sistemas de contención. La incidencia de este factor es de gran escala, por lo que observa que la variación del ancho de rigidez puede significar el aumento de

desplazamientos hasta en un 300 % como ocurre en la variación de 4,0 m a 3,0 m a nivel de piso 1 para el análisis del lado L1.

### 5.2.7 Variación de rigidez en función del espesor de pantalla

Los modelos de planta tipo 2 se analizaron con variación de los espesores de muros pantalla y toma como referencias los siguientes valores: 0,40 m, 0,50 m y 0,60 m. El propósito es revisar los cambios de rigidez por piso del sistema con estas variaciones. Las figuras 62 y 63 muestran las rigideces obtenidas para cada espesor de pantalla en los cuatro niveles de profundidad.

Figura 62. Variación de rigidez según espesor de muros pantalla – L1

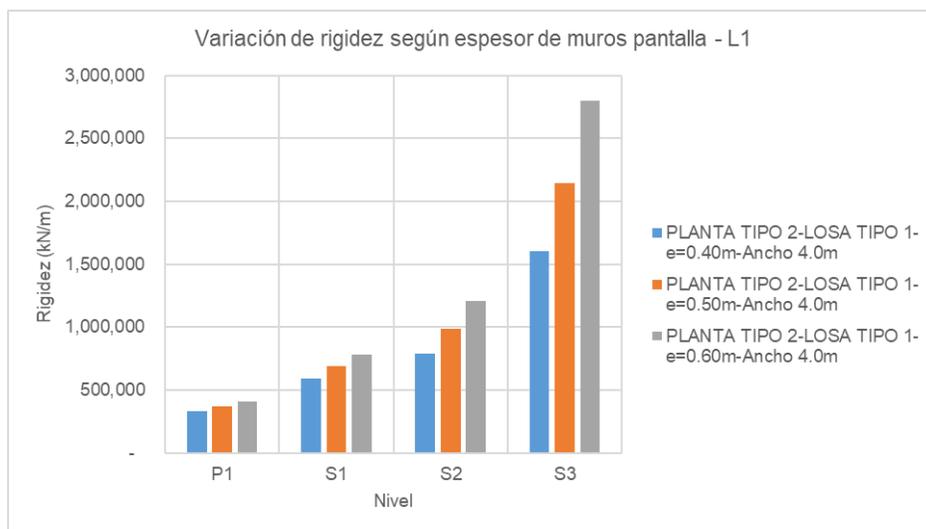
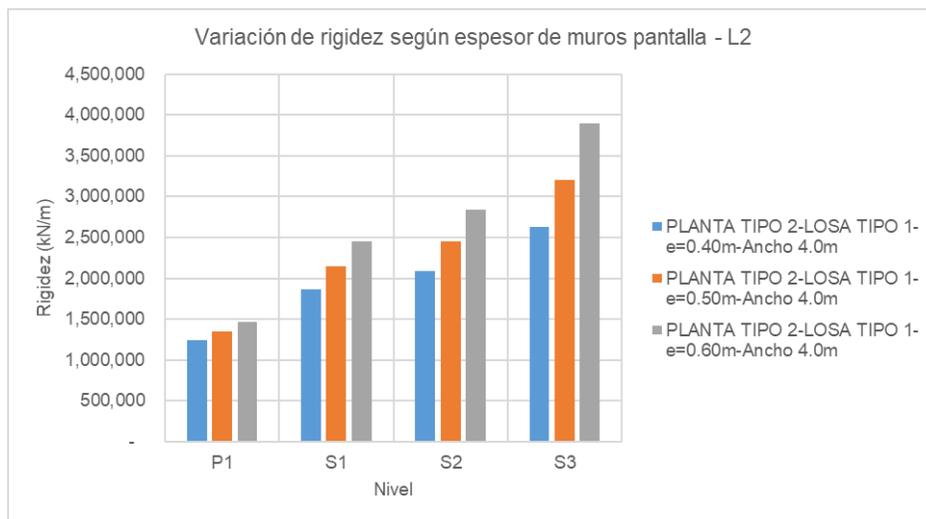


Figura 63. Variación de rigidez según espesor de muros pantalla – L2



La constancia de ascenso de rigidez para los niveles más profundos se mantiene acorde con los análisis realizados con anterioridad. Sin embargo, es importante verificar el grado de variación que tienen los modelos en función de modificar los espesores de pantalla. Para estos escenarios, se observa que el aporte de rigidez de los módulos de pantalla es directamente proporcional al incremento de su espesor.

De igual forma, el incremento porcentual entre escenarios se explica con lo expuesto en la *Tabla 15*. Allí se representa el porcentaje de rigidez de un modelo con espesor menor sobre uno de espesor de pantalla mayor. Por ejemplo, la rigidez del modelo en el lado L1 en piso 1 con espesor de pantalla igual a 0,40 m, es el 90,1 % de la rigidez de la misma situación con espesor de pantalla de 0,50m. En general, se observa que los porcentajes de variación de rigidez para las pantallas de 0,40 m y 0,50 m son similares a los encontrados para los muros pantalla de 0,50 m y 0,60 m. Asimismo, la diferencia entre valores de rigidez se amplía conforme desciende la

ubicación de las losas de apuntalamiento. Es decir, que la influencia del cambio de espesor de muro pantalla se ve marcada en mayor medida para los sótanos inferiores.

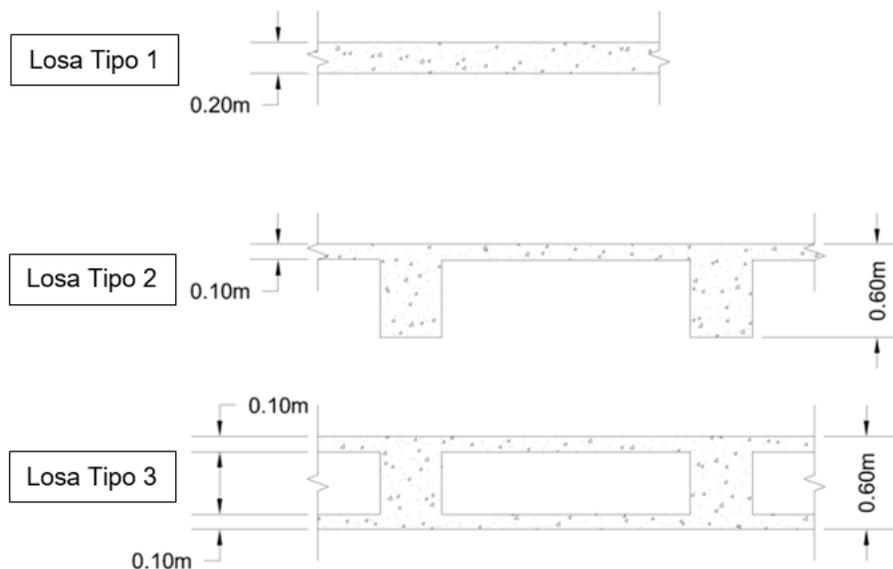
Tabla 15. *Análisis de rigideces por variación del espesor de muros pantalla*

	PISO 1		SÓTANO 1		SÓTANO 2		SÓTANO 3	
	L1	L2	L1	L2	L1	L2	L1	L2
R (0,40 m) /R (0,50 m)	90,1 %	92,2 %	86,0 %	86,8 %	80,2 %	85,2 %	74,9 %	81,9 %
R (0,40 m) /R (0,60 m)	81,3 %	85,3 %	75,3 %	76,1 %	65,3 %	73,3 %	57,3 %	67,4 %
R (0,50 m) /R (0,60 m)	90,2 %	92,4 %	87,7 %	87,7 %	81,5 %	86,0 %	76,5 %	82,2 %

### 5.2.8 Variación de rigidez en función del tipo de losa

El tipo de losa empleado para conformar el marco de rigidez, en un sistema de contención compuesto por muros pantalla, es otro factor de gran determinación para evaluar la rigidez global del sistema. A continuación, se ilustran de nuevo los tipos de losas empleadas para la modelación de los casos en estudio:

Figura 64. Tipos de losa



De tal forma que, la tabla 16 cuenta con los valores de rigidez calculados para varios modelos con los cuatro tipos de planta, por lo que varía en cada uno el tipo de losa para conformar el marco de rigidez según como se describieron anteriormente.

Tabla 16. *Análisis de rigideces por variación tipo de losa*

	PISO 1				SÓTANO 1				SÓTANO 2				SÓTANO 3			
	RIGIDEZ PROMEDIO (kN/m)				RIGIDEZ PROMEDIO (kN/m)				RIGIDEZ PROMEDIO (kN/m)				RIGIDEZ PROMEDIO (kN/m)			
	L1	L2	L3	L4												
PLANTA TIPO 1-LOSA TIPO 1-e=0.40m-Ancho 4.0m	1,751,971 kN/m	1,882,733 kN/m	-	-	2,458,297 kN/m	2,565,512 kN/m	-	-	2,894,755 kN/m	2,843,794 kN/m	-	-	3,615,702 kN/m	3,312,825 kN/m	-	-
PLANTA TIPO 1-LOSA TIPO 2-e=0.40m-Ancho 4.0m	871,801 kN/m	1,469,353 kN/m	-	-	1,358,175 kN/m	2,078,385 kN/m	-	-	1,569,164 kN/m	2,284,968 kN/m	-	-	2,092,162 kN/m	2,656,042 kN/m	-	-
PLANTA TIPO 1-LOSA TIPO 3-e=0.40m-Ancho 4.0m	1,081,081 kN/m	1,828,392 kN/m	-	-	1,717,986 kN/m	2,693,862 kN/m	-	-	1,999,385 kN/m	2,992,092 kN/m	-	-	2,570,864 kN/m	3,443,187 kN/m	-	-
PLANTA TIPO 2-LOSA TIPO 1-e=0.40m-Ancho 4.0m	331,437 kN/m	1,249,108 kN/m	-	-	590,143 kN/m	1,866,667 kN/m	-	-	790,650 kN/m	2,085,506 kN/m	-	-	1,606,011 kN/m	2,628,614 kN/m	-	-
PLANTA TIPO 2-LOSA TIPO 2-e=0.40m-Ancho 4.0m	442,775 kN/m	1,437,077 kN/m	-	-	705,119 kN/m	2,044,094 kN/m	-	-	935,493 kN/m	2,230,010 kN/m	-	-	1,717,811 kN/m	2,612,428 kN/m	-	-
PLANTA TIPO 2-LOSA TIPO 3-e=0.40m-Ancho 4.0m	543,887 kN/m	1,812,063 kN/m	-	-	882,365 kN/m	2,689,205 kN/m	-	-	1,142,454 kN/m	2,931,937 kN/m	-	-	1,961,239 kN/m	3,372,681 kN/m	-	-
PLANTA TIPO 3-LOSA TIPO 1-e=0.40m-Ancho 4.0m	1,162,115 kN/m	726,279 kN/m	1,272,727 kN/m	1,767,826 kN/m	1,699,569 kN/m	1,167,153 kN/m	1,851,607 kN/m	2,666,667 kN/m	2,142,916 kN/m	1,458,941 kN/m	2,163,499 kN/m	3,588,517 kN/m	2,824,859 kN/m	2,140,455 kN/m	2,715,283 kN/m	4,754,358 kN/m
PLANTA TIPO 3-LOSA TIPO 2-e=0.40m-Ancho 4.0m	1,084,056 kN/m	792,216 kN/m	1,351,221 kN/m	1,685,393 kN/m	1,618,324 kN/m	1,249,519 kN/m	1,936,644 kN/m	2,551,020 kN/m	2,019,417 kN/m	1,513,270 kN/m	2,224,694 kN/m	3,329,634 kN/m	2,574,767 kN/m	2,087,124 kN/m	2,649,508 kN/m	4,243,281 kN/m
PLANTA TIPO 3-LOSA TIPO 3-e=0.40m-Ancho 4.0m	1,331,694 kN/m	979,211 kN/m	1,671,841 kN/m	1,976,285 kN/m	2,063,328 kN/m	1,580,035 kN/m	2,494,654 kN/m	3,073,770 kN/m	2,626,793 kN/m	1,946,982 kN/m	2,910,603 kN/m	4,092,769 kN/m	3,355,705 kN/m	2,588,438 kN/m	3,438,114 kN/m	5,309,735 kN/m
PLANTA TIPO 4-LOSA TIPO 1-e=0.40m-Ancho 4.0m	738,632 kN/m	1,515,152 kN/m	2,657,807 kN/m	-	1,190,848 kN/m	2,146,581 kN/m	3,511,853 kN/m	-	1,463,225 kN/m	2,352,546 kN/m	3,929,273 kN/m	-	2,177,475 kN/m	2,872,384 kN/m	4,489,338 kN/m	-
PLANTA TIPO 4-LOSA TIPO 2-e=0.40m-Ancho 4.0m	756,743 kN/m	1,549,187 kN/m	2,175,805 kN/m	-	1,183,304 kN/m	2,090,957 kN/m	2,880,184 kN/m	-	1,425,949 kN/m	2,252,252 kN/m	3,174,603 kN/m	-	2,062,878 kN/m	2,629,273 kN/m	3,503,854 kN/m	-
PLANTA TIPO 4-LOSA TIPO 3-e=0.40m-Ancho 4.0m	972,235 kN/m	2,022,245 kN/m	2,678,093 kN/m	-	1,579,298 kN/m	2,930,403 kN/m	3,810,976 kN/m	-	1,978,035 kN/m	3,249,391 kN/m	4,302,926 kN/m	-	2,682,204 kN/m	3,708,282 kN/m	4,854,369 kN/m	-

Los valores descritos en la tabla 16 se simplifican y agrupan por tipos de planta y fracción de análisis (L1 o L2) en las gráficas que se presentan a continuación.

Figura 65. *Rigideces planta tipo 1 – L1 según tipo de losa*

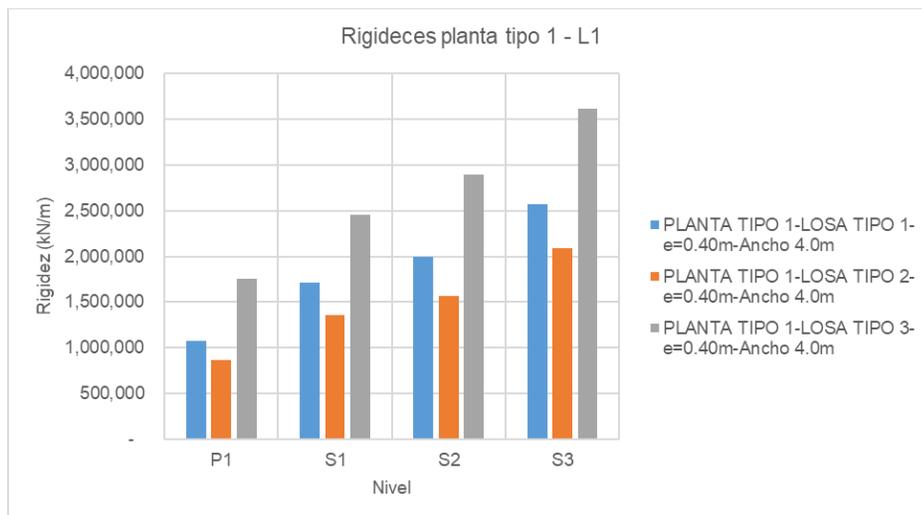


Figura 66. *Rigideces planta tipo 1 – L2 según tipo de losa*

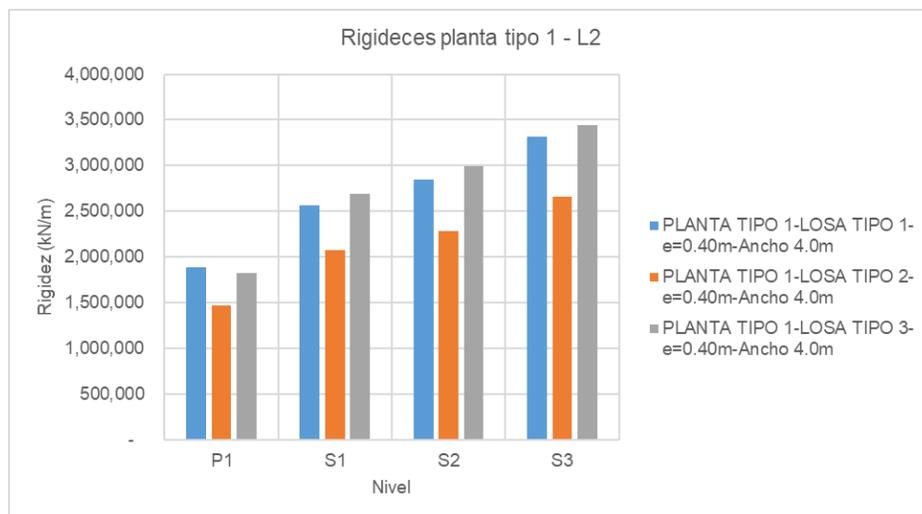


Figura 67. Rigideces planta tipo 2 – L1 según tipo de losa

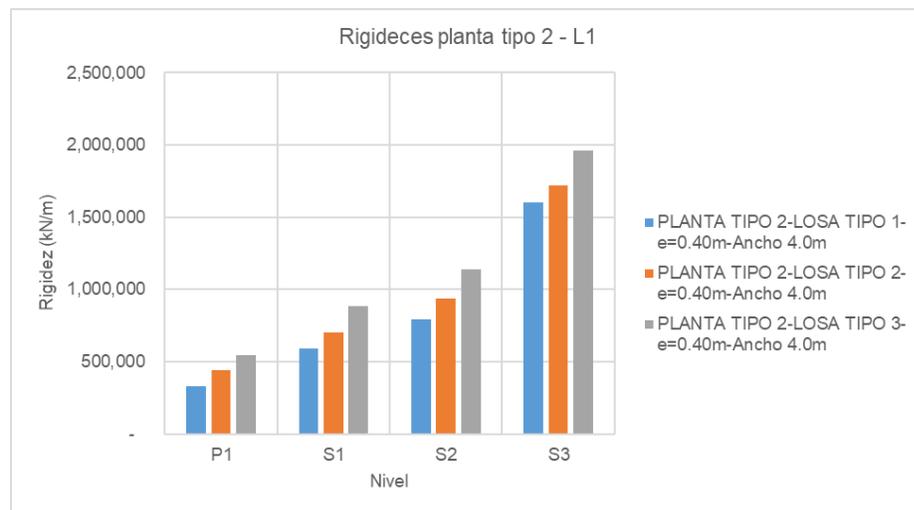


Figura 68. Rigideces planta tipo 2 – L2 según tipo de losa

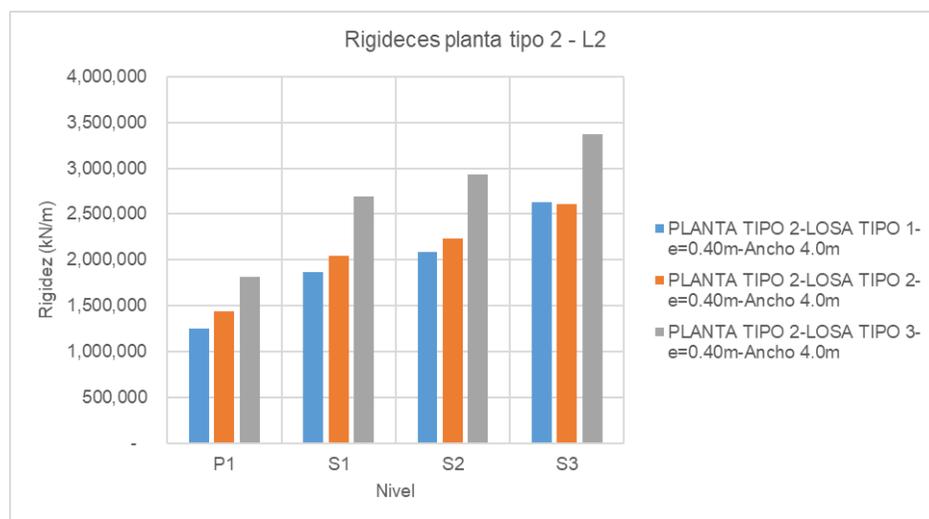


Figura 69. Rigideces planta tipo 3 – L2 según tipo de losa

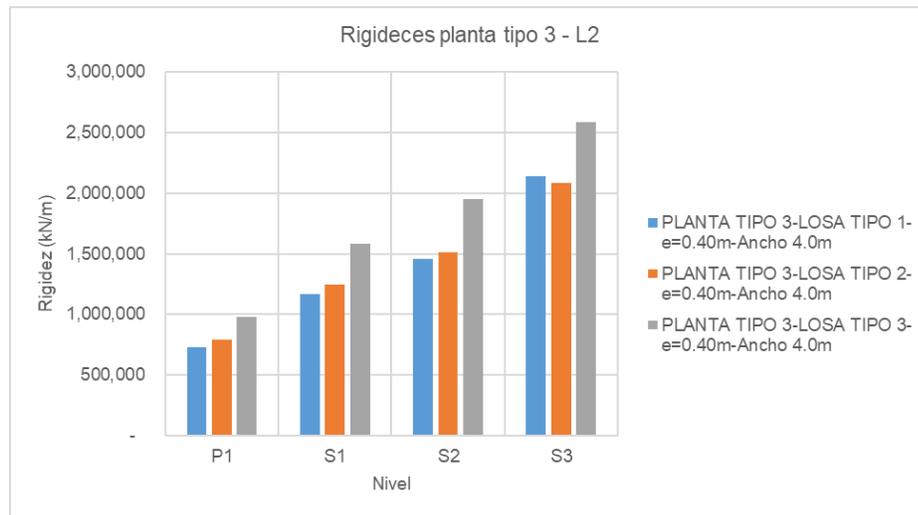


Figura 70. Rigideces planta tipo 3 – L3 según tipo de losa

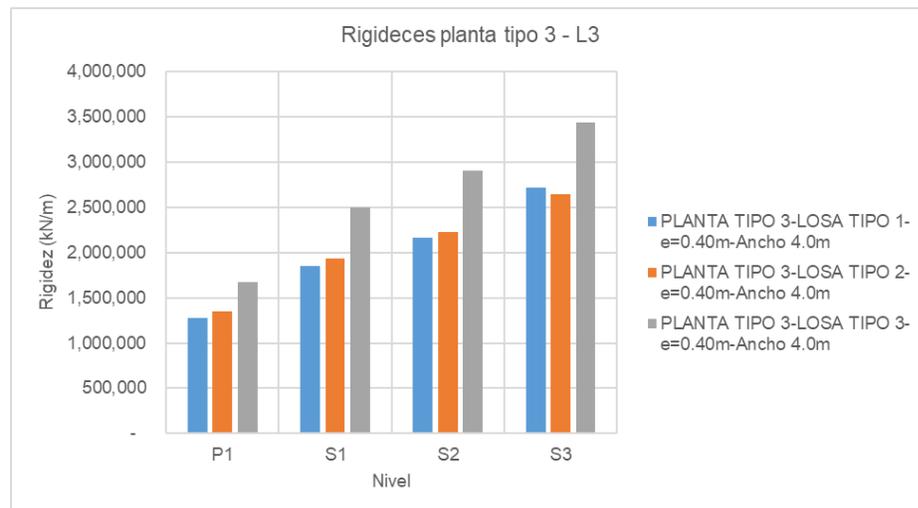


Figura 71. Rigideces planta tipo 4 – L1 según tipo de losa

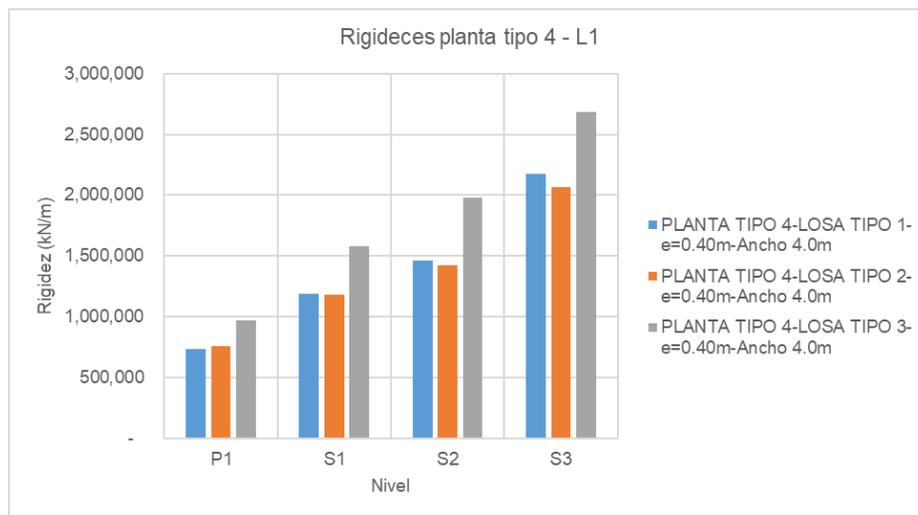
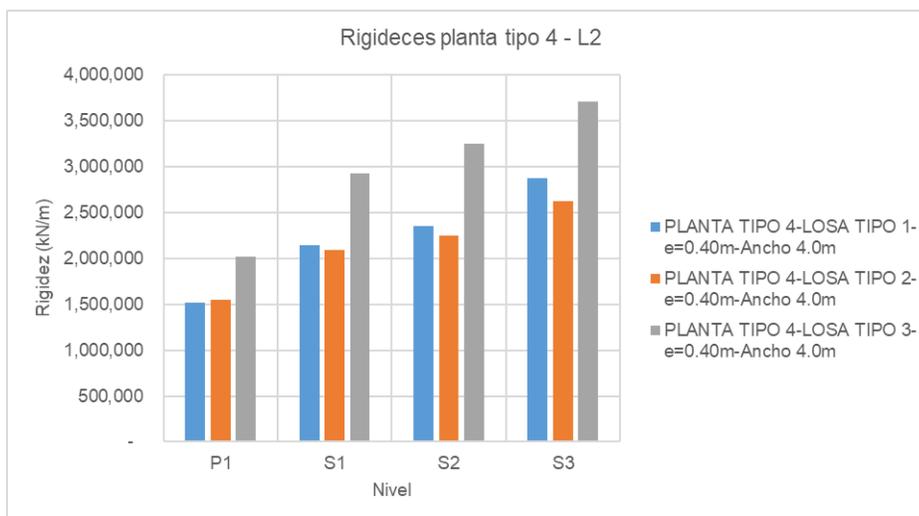


Figura 72. Rigideces planta tipo 4 – L2 según tipo de losa



Las losas tipo 3 otorgan una mayor rigidez y en consecuencia menores desplazamientos potenciales al sistema de contención para todos los casos en estudio. La presencia de la torta inferior resulta ser determinante en el aporte de rigidez al sistema, lo cual considera que las losas tipo 2 que carecen de esta, son las que

otorgan menores valores de rigidez en la mayoría de los escenarios planteados y tienen en promedio un 78 % de la rigidez en relación con lo aportado por las losas tipo 3.

La presencia de dos diafragmas rígidos separados por la altura de las vigas de entrepiso (losas tipo 3) resulta ser más eficiente que la construcción de un solo diafragma rígido con el doble de espesor (losa tipo 1), con rigideces en promedio 80 % de esta última con respecto a la primera. La construcción de vigas en las losas de apuntalamiento no garantiza el mejor comportamiento, lo que cobra una mayor importancia a la configuración y disposición de los diafragmas rígidos, modelados para el caso en estudio como elementos tipo *Shell*. El aporte de la rigidez en mayor medida por parte de las losas tipo 3, se puede explicar por el acortamiento de la luz libre en altura entre los marcos de rigidez ubicados a nivel de sótanos, a pesar de tener un espesor menor, esta configuración proporciona los mejores resultados como marco de rigidez.

#### **Análisis de volúmenes de concreto por tipo de losa:**

La *Tabla 17* presenta un indicador que relaciona los valores de rigidez promedio con el tenor de concreto para 12 modelos de análisis. El tenor o cuantía de concreto es el cociente entre el volumen de concreto promedio sobre metro cuadrado de losa y se calculó para cada uno de los tres tipos obteniendo los siguientes resultados:

<b>Tenores de concreto</b>		
Losa tipo 1	0.20	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>
Losa tipo 2	0.19	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>
Losa tipo 3	0.27	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>

Por ejemplo, el volumen de concreto teórico consumido para una losa tipo 1 es igual a 0.20m<sup>3</sup> por m<sup>2</sup> de área en planta.

El indicador se deduce como:

$$I = \text{rigidez promedio/cuantía de concreto}$$

De manera numérica permite determinar las mejores alternativas de losas como marcos de rigidez en función de los volúmenes de concreto teórico, una variable de relevancia absoluta para cuantificación de presupuestos y que permite, de manera preliminar, escoger las alternativas óptimas según sean las características del sistema de contención.

Las unidades obtenidas de esta relación, resultan del cociente entre las unidades de rigidez expresadas en MN/m y las de volumen de concreto por losa (m<sup>3</sup>). La decisión de adoptar estas unidades se fundamenta en la reducción de dígitos para practicidad y facilidad de la lectura de los valores obtenidos. En la tabla 17 se identifica por los colores de cada casilla las unidades correspondientes.

Por otro lado, la relación entre los volúmenes estimados de concreto y los aportes de rigidez de los tipos de losa, son criterios de selección válidos de optimización, por lo que condiciona el cumplimiento estricto de la resistencia ante las sollicitaciones generadas por las cargas laterales. En la tabla 17 se resaltan en azul los indicadores más altos y en rojo los más bajos para cada tipo de configuración en planta.

Tabla 17. Indicador rigidez/cuantía de concreto

	L1 - P1	L2 - P1	L1 - S1	L2 - S1	L1 - S2	L2 - S2	L1 - S3	L2 - S3	PROM	Indicadores: rigidez/tenor de concreto								PROM
PLANTA TIPO 1-LOSA TIPO 1-e=0.40m-Ancho 4.0m	1,751,971	1,882,733	2,458,297	2,565,512	2,894,755	2,843,794	3,615,702	3,312,825	13328									
	8760	9414	12291	12828	14474	14219	18079	16564										
PLANTA TIPO 1-LOSA TIPO 2-e=0.40m-Ancho 4.0m	871,801	1,469,353	1,358,175	2,078,385	1,569,164	2,284,968	2,092,162	2,656,042	9702									
	4706	7931	7331	11218	8470	12333	11292	14336										
PLANTA TIPO 1-LOSA TIPO 3-e=0.40m-Ancho 4.0m	1,081,081	1,828,392	1,717,986	2,693,862	1,999,385	2,992,092	2,570,864	3,443,187	8541									
	4031	6817	6405	10044	7454	11155	9585	12837										
	L1 - P1	L2 - P1	L1 - S1	L2 - S1	L1 - S2	L2 - S2	L1 - S3	L2 - S3	PROM									PROM
PLANTA TIPO 2-LOSA TIPO 1-e=0.40m-Ancho 4.0m	331,437	1,249,108	590,143	1,866,667	790,650	2,085,506	1,606,011	2,628,614	6968									
	1657	6246	2951	9333	3953	10428	8030	13143										
PLANTA TIPO 2-LOSA TIPO 2-e=0.40m-Ancho 4.0m	442,775	1,437,077	705,119	2,044,094	935,493	2,230,010	1,717,811	2,612,428	8180									
	2390	7757	3806	11033	5049	12036	9272	14100										
PLANTA TIPO 2-LOSA TIPO 3-e=0.40m-Ancho 4.0m	543,887	1,812,063	882,365	2,689,205	1,142,454	2,931,937	1,961,239	3,372,681	7147									
	2028	6756	3290	10026	4259	10931	7312	12574										
	L1 - P1	L2 - P1	L3 - P1	L4 - P1	L1 - S1	L2 - S1	L3 - S1	L4 - S1	L1 - S2	L2 - S2	L3 - S2	L4 - S2	L1 - S3	L2 - S3	L3 - S3	L4 - S3	PROM	
PLANTA TIPO 3-LOSA TIPO 1-e=0.40m-Ancho 4.0m	1,162,115	726,279	1,272,727	1,767,826	1,699,569	1,167,153	1,851,607	2,666,667	2,142,916	1,458,941	2,163,499	3,588,517	2,824,859	2,140,455	2,715,283	4,754,358	10657	
	5811	3631	6364	8839	8498	5836	9258	13333	10715	7295	10817	17943	14124	10702	13576	23772		
PLANTA TIPO 3-LOSA TIPO 2-e=0.40m-Ancho 4.0m	1,084,056	792,216	1,351,221	1,685,393	1,618,324	1,249,519	1,936,644	2,551,020	2,019,417	1,513,270	2,224,694	3,329,634	2,574,767	2,087,124	2,649,508	4,243,281	11102	
	5851	4276	7293	9097	8735	6744	10453	13769	10900	8168	12008	17972	13897	11265	14301	22903		
PLANTA TIPO 3-LOSA TIPO 3-e=0.40m-Ancho 4.0m	1,331,694	979,211	1,671,841	1,976,285	2,063,328	1,580,035	2,494,654	3,073,770	2,626,793	1,946,982	2,910,603	4,092,769	3,355,705	2,588,438	3,438,114	5,309,735	9656	
	4965	3651	6233	7368	7693	5891	9301	11460	9794	7259	10852	15259	12511	9651	12818	19796		
	L1 - P1	L2 - P1	L3 - P1	L1 - S1	L2 - S1	L3 - S1	L1 - S2	L2 - S2	L3 - S2	L1 - S3	L2 - S3	L3 - S3	PROM					
PLANTA TIPO 4-LOSA TIPO 1-e=0.40m-Ancho 4.0m	738,632	1,515,152	2,657,807	1,190,848	2,146,581	3,511,853	1,463,225	2,352,546	3,929,273	2,177,475	2,872,384	4,489,338	12102					
	3693	7576	13289	5954	10733	17559	7316	11763	19646	10887	14362	22447						
PLANTA TIPO 4-LOSA TIPO 2-e=0.40m-Ancho 4.0m	756,743	1,549,187	2,175,805	1,183,304	2,090,957	2,880,184	1,425,949	2,252,252	3,174,603	2,062,878	2,629,273	3,503,854	11553					
	4084	8362	11744	6387	11286	15546	7697	12156	17135	11134	14191	18912						
PLANTA TIPO 4-LOSA TIPO 3-e=0.40m-Ancho 4.0m	972,235	2,022,245	2,678,093	1,579,298	2,930,403	3,810,976	1,978,035	3,249,391	4,302,926	2,682,204	3,708,282	4,854,369	10802					
	3625	7540	9985	5888	10925	14209	7375	12115	16043	10000	13826	18099						

Indicadores: rigidez/tenor de concreto

Tenores de concreto  
 Losa tipo 1 0.20 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>  
 Losa tipo 2 0.19 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>  
 Losa tipo 3 0.27 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>

UNIDADES  
 kN/m  
 MN/(m(m<sup>3</sup>))

### 5.2.9 Incidencia en el aporte a la rigidez lateral según localización de apoyos (pilotes constructivos)

Los modelos correspondientes a: *planta tipo 1 – losa tipo 1 – e= 0,40 m – a= 4,0 m* y *planta tipo 2 – losa tipo 1 – e= 0,40 m – a= 4,0 m* fueron analizados en una situación extrema de ausencia de pilotes constructivos de apoyo, con el único propósito de compararlos con los modelos de pilotes constructivos que se han venido mostrando. Los pilotes o columnas temporales sirven de sustento de las losas de rigidez en la parte interna del marco de rigidez; es evidente que son necesarios y se acude al escenario que plantea ausencia de estos con propósito de análisis y revisión. Esta comparación pretende revisar las diferencias entre los valores de rigidez y desplazamientos obtenidos entre los dos escenarios. La tabla 18 expone los valores de rigidez para las situaciones planteadas:

Tabla 18. *Análisis de rigideces modelos con y sin apoyos*

MODELO	RIGIDEZ PROMEDIO							
	PISO 1		SÓTANO 1		SÓTANO 2		SÓTANO 3	
	L1	L2	L1	L2	L1	L2	L1	L2
PT 1, LT 1, e= 0,40 m, a= 4 m (con apoyos)	1 751 971	1 882 733	2 458 297	2 565 512	2 894 755	2 843 794	3 615 702	3 312 825
PT 1, LT 1, e= 0,40 m, a= 4 m (sin apoyos)	1 699 717	1 838 718	2 357 035	2 476 999	2 789 030	2 758 077	3 425 216	3 172 445
Porcentaje de diferencia rigidez	3,1 %	2,4 %	4,3 %	3,6 %	3,8 %	3,1 %	5,6 %	4,4 %
PT 2, LT 1, e= 0,40 m, a= 4 m (con apoyos)	331 437	1 249 108	590 143	1 866 667	790 650	2 085 506	1 606 011	2 628 614
PT 2, LT 1, e= 0,40 m, a= 4 m (sin apoyos)	275 078	1 169 591	538 945	1 785 259	678 134	1 974 055	1 350 954	2 467 830
Porcentaje de diferencia rigidez	20,5 %	6,8 %	9,5 %	4,6 %	16,6 %	5,6 %	18,9 %	6,5 %

Las diferencias más notables en los valores de rigidez se encuentran en el lado más largo del modelo de análisis de la planta tipo 2 con diferencias entre 16,6 % y 20,5 %; el lado más corto de esta configuración muestra menor variación entre los dos escenarios. Sin embargo, los porcentajes de variación del modelo con planta tipo 2 resultan ser mayores que los de la planta tipo 1. Es decir, que la incidencia y aporte de rigidez al sistema de losas de apuntalamiento se marca con mayor intensidad para las losas tipo 2 por parte de las columnas temporales o pilotes constructivos.

De igual forma, la planta tipo 1 arroja resultados que permiten inferir que, el aporte de las columnas de apoyo del marco de rigidez en la parte interna, tienen un aporte que oscila entre 2 % y 6 % a los valores de rigidez del sistema, de lo cual se puede inferir que, más allá de servir de apoyo necesario para las losas de apuntalamiento en la parte interna, el aporte de rigidez es levemente significativo. Las gráficas presentadas en las figuras 73 a 75 exponen los desplazamientos esperados para los modelos en estudio bajo las consideraciones planteadas acerca de los apoyos internos.

Figura 73. Desplazamientos modelo PT1 – LT1 –  $e=0,40\text{ m}$  –  $a=4,0\text{ m}$  según disposición de apoyos

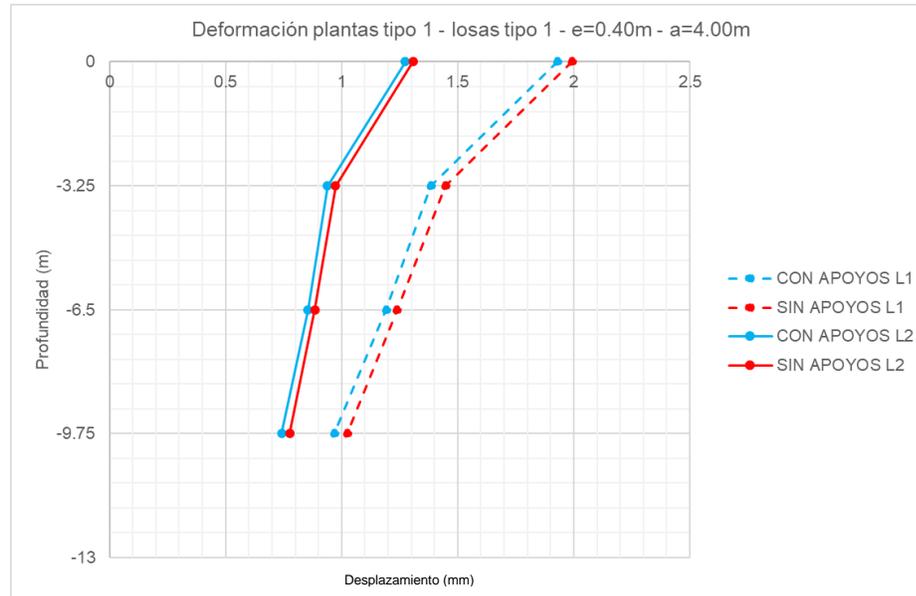


Figura 74. Desplazamientos modelo PT2 – LT1 –  $e=0,40\text{ m}$  –  $a=4,0\text{ m}$  – L1 según disposición de apoyos

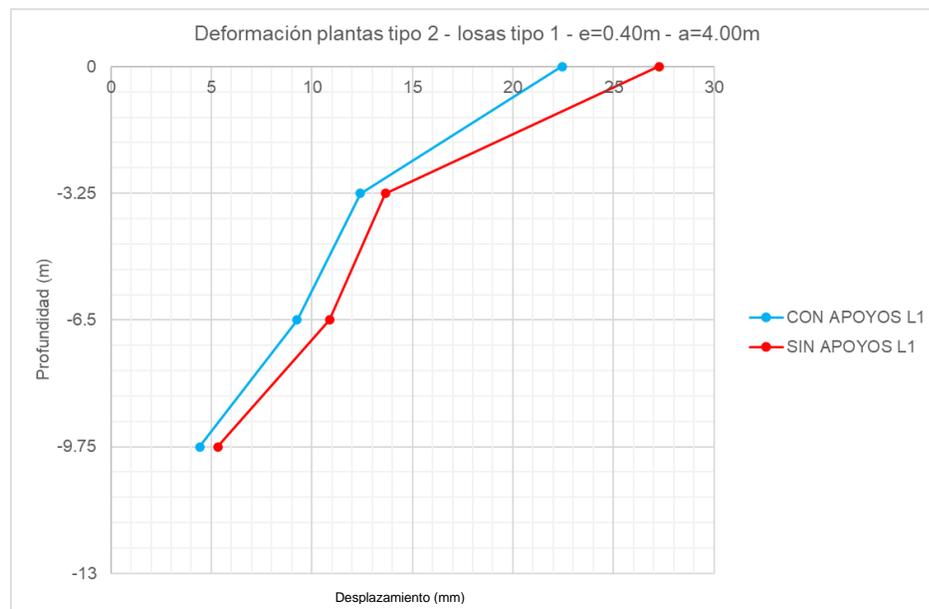


Figura 75. Desplazamientos modelo  $PT2 - LT1 - e=0,40\text{ m} - a=4,0\text{ m} - L2$  según disposición de apoyos



El incremento de los desplazamientos presentados entre los dos escenarios en estudio tiene una variación uniforme para cada uno de los niveles de apuntalamiento en el modelo  $PT1 - LT1 - e=0,40\text{ m} - a=4,0\text{ m}$ . El lado L1 que corresponde al de mayor longitud, y como se ha visto en revisiones previas, tiene una mayor magnitud en su desplazamiento lateral respecto al lado L2. Ahora, el modelo  $PT2 - LT1 - e=0,40\text{ m} - a=4,0\text{ m}$ , la proporcionalidad en el aumento de desplazamientos entre los diferentes niveles para los escenarios de estudio, se mantiene en los sótanos 1, 2 y 3, pero aumenta de manera importante para el nivel correspondiente a piso 1. Se puede inferir de esta manera que la incidencia de los apoyos internos del marco de rigidez tiene mayor aporte para restringir los desplazamientos del piso superior.

### **5.2.10 Resultados de esfuerzos cortantes, momentos, desplazamientos por tipo de losa y planta ante empujes laterales de suelos**

La influencia del cambio de tipo de configuración de planta o tipo de losa se evidencian con los resultados obtenidos de los esfuerzos que se generan en los muros pantalla y sus desplazamientos. El primer caso de estudio, que se expone al respecto, muestra las diferencias existentes por el cambio del tipo de losa, por lo que recuerda que desde el inicio se han propuesto tres opciones. La figura 76 refleja los momentos por tipo de losa, la figura 77 los esfuerzos por corte y la figura 78 los desplazamientos para cada caso.

Estos resultados fueron obtenidos del análisis sobre la configuración de las *plantas tipo 1*. Las losas tipos 2 compuestas por vigas descolgadas y torta superior muestran solicitaciones de mayor magnitud para todos los niveles de sótanos y luces intermedias, excepto para el nivel de cimentación en donde se resalta el momento máximo generado por la losa tipo 3, compuesta por vigas y torta superior e inferior. La relación entre los resultados obtenidos muestra zonas en las que se amplifican los resultados de momentos casi al doble por cambio de tipo de losa como sucede a nivel - 6,50 m para el caso de las losas tipo 2 y 3.

A continuación, se presenta una extracción de la tabla de rigideces mínimas con las que se realizaron los modelos en estudio. La relación entre las rigideces de las losas y los momentos y cortantes generados ante la presencia de fuerzas laterales de la misma magnitud es evidente. El marco de rigidez constituido por el tipo de losa 2,

que aporta menor rigidez, genera esfuerzos de mayor magnitud a lo largo de la longitud del muro pantalla.

Tabla 19. Rigidez y sótanos

TIPO DE PLANTA	TIPO DE LOSA	PISO 1		SÓTANO 1		SÓTANO 2		SÓTANO 3	
		RIGIDEZ MÍNIMA		RIGIDEZ MÍNIMA		RIGIDEZ MÍNIMA		RIGIDEZ MÍNIMA	
		L1	L2	L1	L2	L1	L2	L1	L2
1	1	1,555,210 kN/m	1,568,627 kN/m	2,167,630 kN/m	2,132,196 kN/m	2,516,779 kN/m	2,339,181 kN/m	3,099,174 kN/m	2,699,055 kN/m
	2	657,462 kN/m	1,218,769 kN/m	1,034,126 kN/m	1,731,602 kN/m	1,180,173 kN/m	1,890,359 kN/m	1,570,681 kN/m	2,178,649 kN/m
	3	825,309 kN/m	1,558,846 kN/m	1,317,523 kN/m	2,285,714 kN/m	1,506,781 kN/m	2,512,563 kN/m	1,920,615 kN/m	2,865,330 kN/m
	1	326,655 kN/m	642,467 kN/m	572,191 kN/m	1,011,122 kN/m	674,916 kN/m	1,119,194 kN/m	1,117,318 kN/m	1,494,768 kN/m
		147,710 kN/m	282,805 kN/m	274,198 kN/m	491,642 kN/m	372,625 kN/m	582,920 kN/m	750,000 kN/m	905,387 kN/m

Figura 76. Momentos por tipo de losa

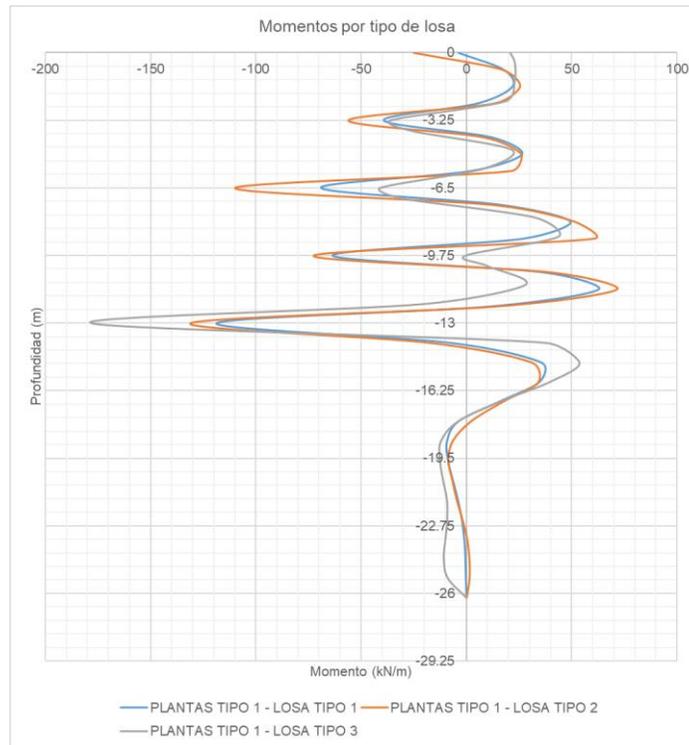
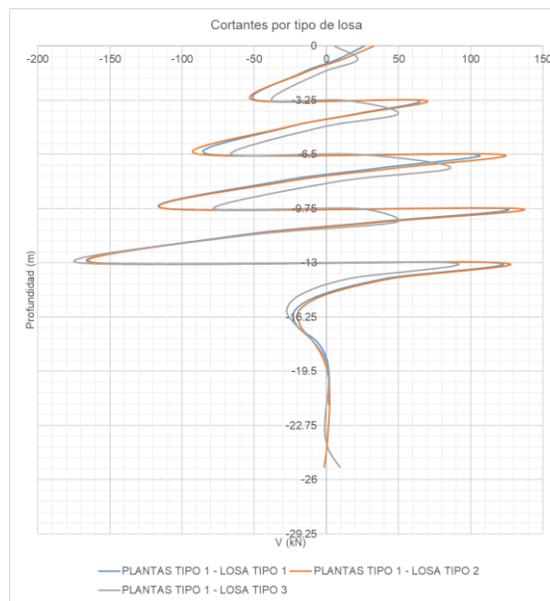
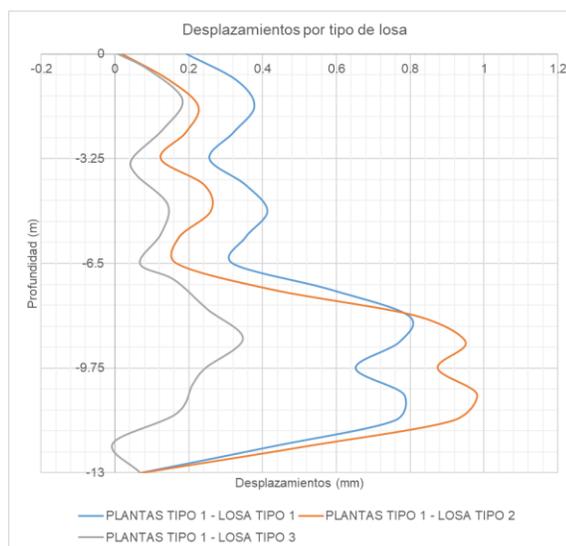


Figura 77. Cortantes por tipo de losa



Los desplazamientos por tipo de losa se confrontan en la siguiente gráfica, en la cual se observa que los desplazamientos más pequeños se presentan para las pantallas apuntaladas con las losas tipo 3 en cada nivel de sótano. Esto es consecuente con la rigidez que otorgan este tipo de losas al sistema de contención.

Figura 78. Desplazamientos por tipo de losa



Los tipos de configuración en planta también fueron cotejados según los valores de momentos, cortantes y desplazamientos que se presentan a lo largo de la profundidad del muro pantalla. El análisis fue realizado considerando que todas las plantas cuentan con un al menos un lado con 20,0 m de longitud, de donde se tomaron los esfuerzos y desplazamientos en la mitad de su longitud en planta. Este criterio se adoptó con el objeto de mantener la variable constante para lograr analizar los efectos de las configuraciones en planta más no de la longitud del lado. Los momentos para este análisis se muestran en la figura 79, los valores de cortante en la figura 80 y los desplazamientos en la figura 81.

Figura 79. *Momentos por tipo de planta*

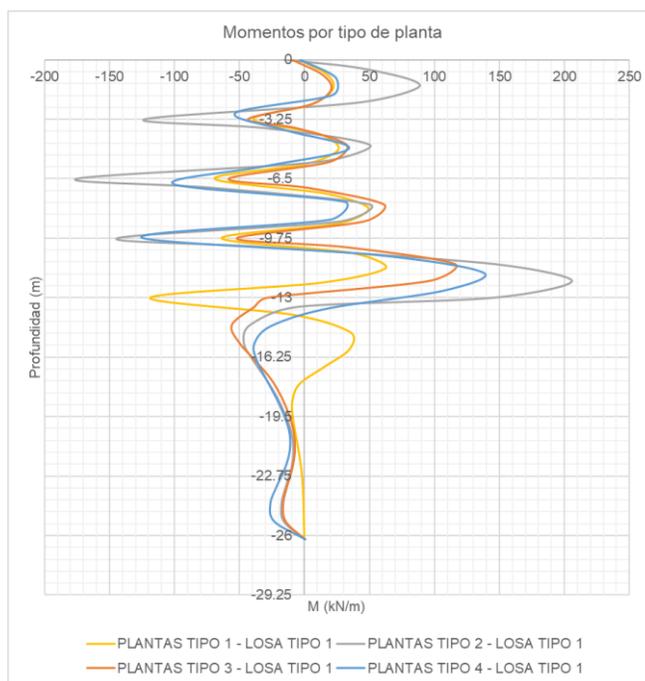


Figura 80. Cortante por tipo de planta

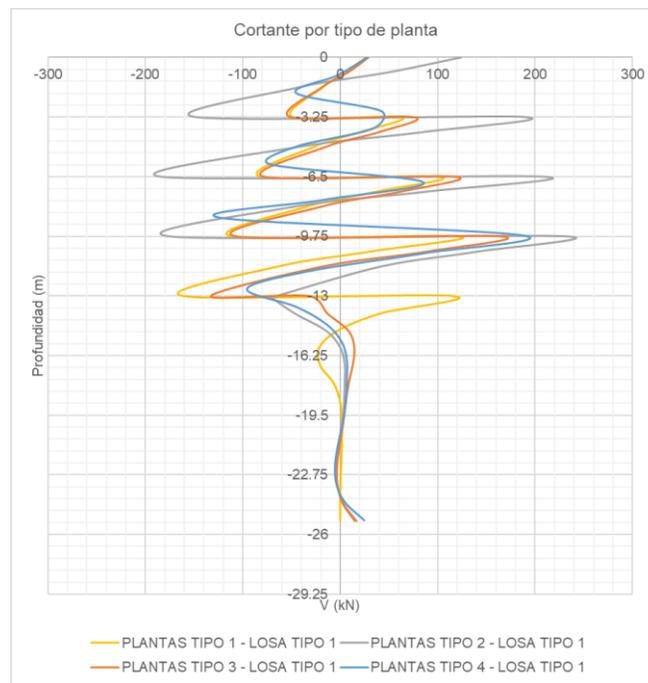
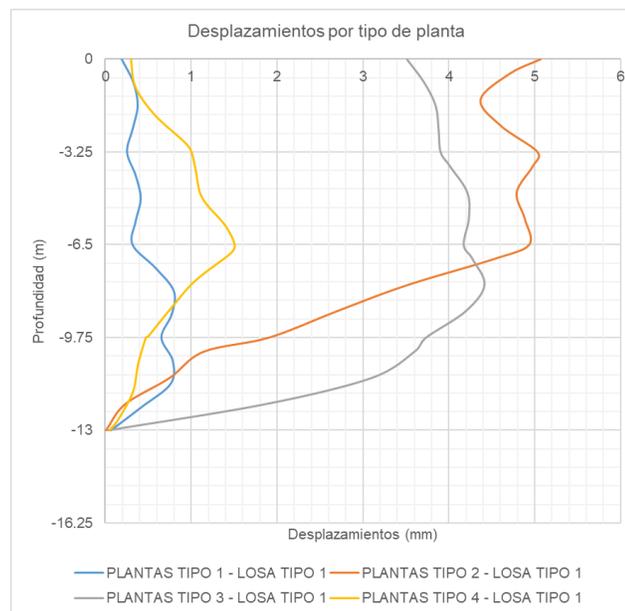
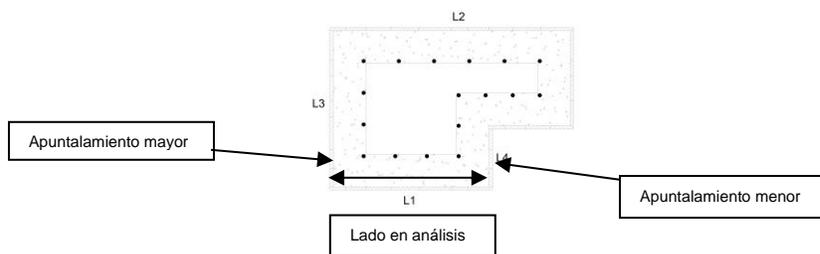


Figura 81. Desplazamientos por tipo de planta



El análisis de resultados por tipo de planta evidencia que las *plantas tipo 2*, configuradas como rectangulares con una relación de lados mayor a 1,5 tienen

esfuerzos de mayor magnitud que las otras configuraciones a cortante y a momentos, así como los desplazamientos de este tipo de planta que también son los más altos. Las *plantas tipo 4* muestran valores pico a cortante y momentos importantes, donde la segunda es configuración con resultados más altos en relación con las plantas tipo 1 y 3 que, en términos de esfuerzos, obtuvieron resultados de menor magnitud. Es particular el caso de las losas tipo 3 en relación con los altos desplazamientos que se presentan para esta configuración, que se explican por el tipo de apuntalamiento con el que cuenta en una de las esquinas del lado analizado, el cual se ve disminuido un poco en relación con el otro, como se explica en la siguiente imagen:

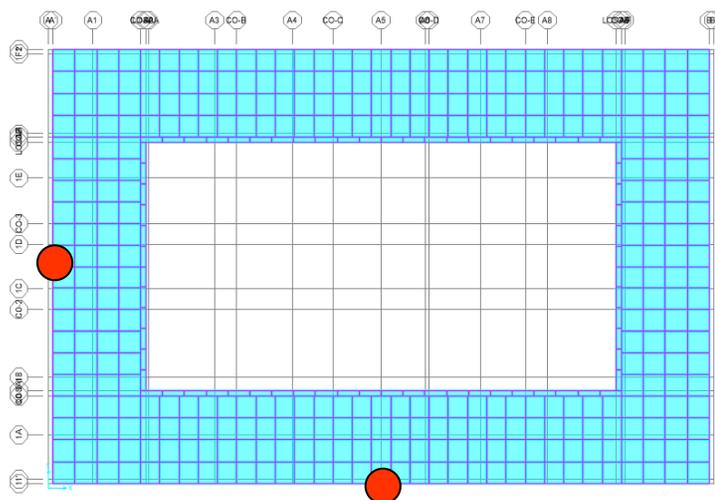


### 5.2.11 Evolución de esfuerzos y desplazamientos según el avance del proceso constructivo

Las excavaciones por etapas propias del proceso constructivo de sótanos con muros pantalla preexcavadas generan cambios de esfuerzos y deformaciones sobre el sistema de contención debido a la extracción de material desde el intradós de los muros pantalla. La variación de los esfuerzos y deformaciones obliga a que se deban estudiar con detalle cada una de las etapas para determinar las situaciones más críticas y diseñar bajo estas consideraciones.

Además, el sistema compuesto por *Planta tipo 1* y *Losa tipo 1* fue analizado por etapas con el propósito de estudiar los efectos y cambios producidos por la variación de esfuerzos y deformaciones conforme avanzan las fases del proceso constructivo. La figura 82 muestra la planta del modelo analizado en el *software* SAP2000-v23.

Figura 82. Modelo SAP2000-v23 *Planta tipo 1 – Losa tipo 1*



El modelo fue analizado contemplando cada etapa como la construcción por nivel de apuntalamiento, es decir, se cuenta con cinco etapas distribuidas de la siguiente manera:

**Etapa 1:** construcción del primer marco de rigidez a nivel de piso 1 (nivel 0,00) y excavación hasta sótano 1 (-3,25 m).

**Etapa 2:** construcción del marco de rigidez de sótano 1 (nivel -3,25 m) y excavación hasta sótano 2 (nivel -6,50 m).

**Etapa 3:** construcción del marco de rigidez de sótano 2 (nivel -6,50 m) y excavación hasta sótano 3 (nivel -9,75 m)

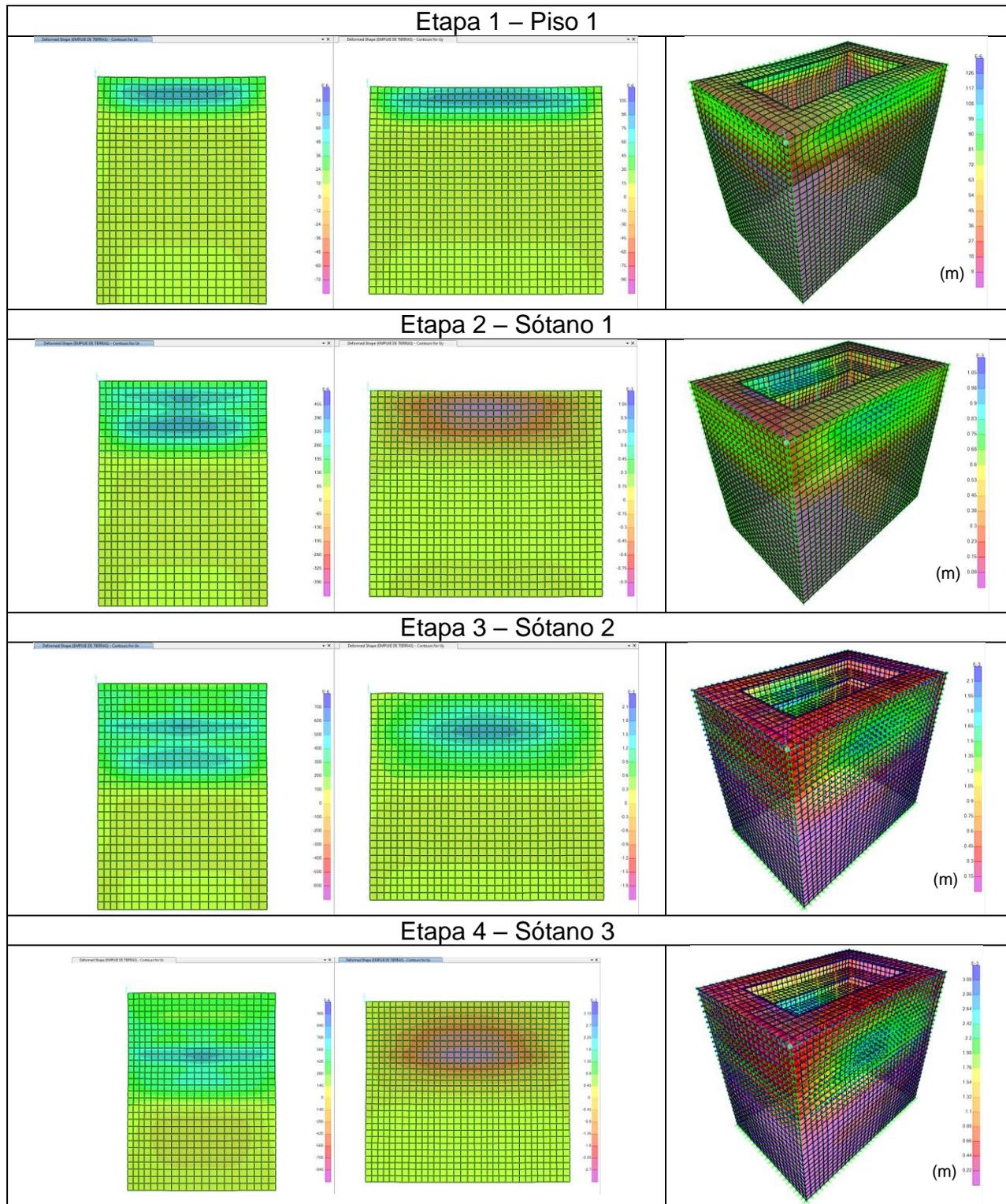
**Etapa 4:** construcción del marco de rigidez de sótano 3 (nivel -9,75 m) y excavación hasta sótano 4 (nivel -13,0 m)

**Etapa 5:** construcción de losa de cimentación.

Los resultados obtenidos del análisis por etapas se presentan en términos de esfuerzos y deformaciones sobre los muros pantalla en los puntos señaladas en rojo en la figura 82. En la *Tabla 20* se observa la evolución de los desplazamientos por etapa constructiva para los dos lados o segmentos que componen este tipo de planta. En la columna de la derecha, se observan los desplazamientos totales en una vista general para el sistema de contención, el cual evidencia que el lado de mayor longitud sufre desplazamientos más grandes en relación con el lado más corto.

Los desplazamientos más grandes por etapa se presentan en la luz libre entre el nivel excavado y la losa de apuntalamiento inmediatamente superior, donde estos son los puntos de mayor cuidado para controlar tanto en diseño como durante la construcción. En la figura 83 se grafican los desplazamientos en función de la profundidad para cada una de las fases constructivas en el lado L1 (el de mayor longitud), mientras que la figura 84 los muestra para el lado L2 (de menor longitud).

Tabla 20. Análisis de rigideces modelos con apoyos y sin apoyos



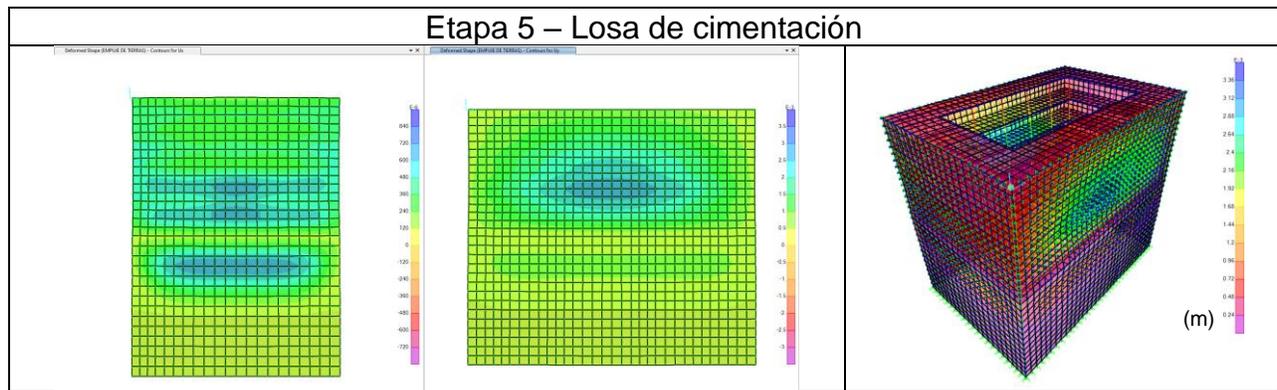


Figura 83. *Desplazamientos máximos en muros pantalla según proceso constructivo – L1*

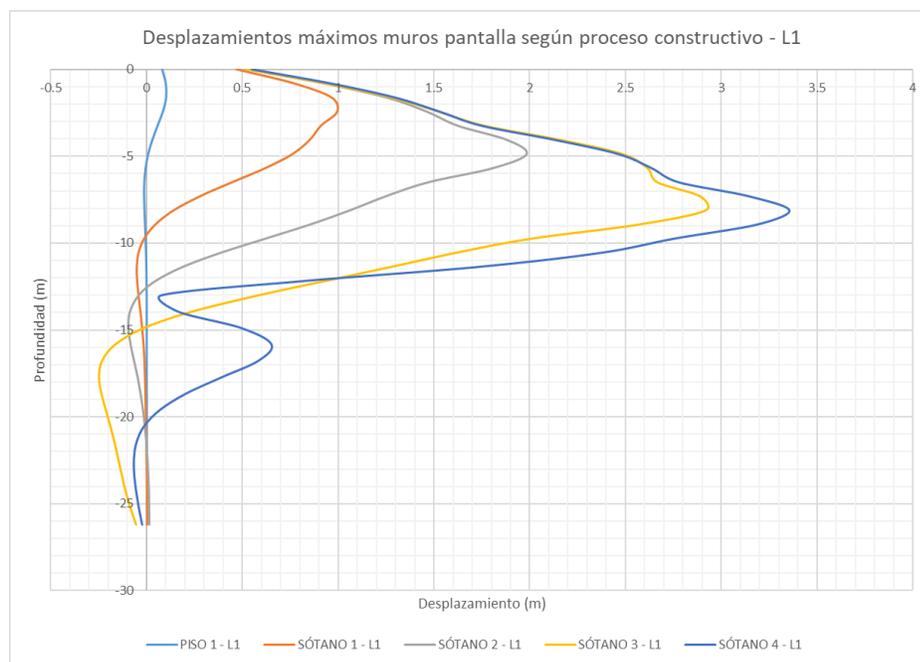
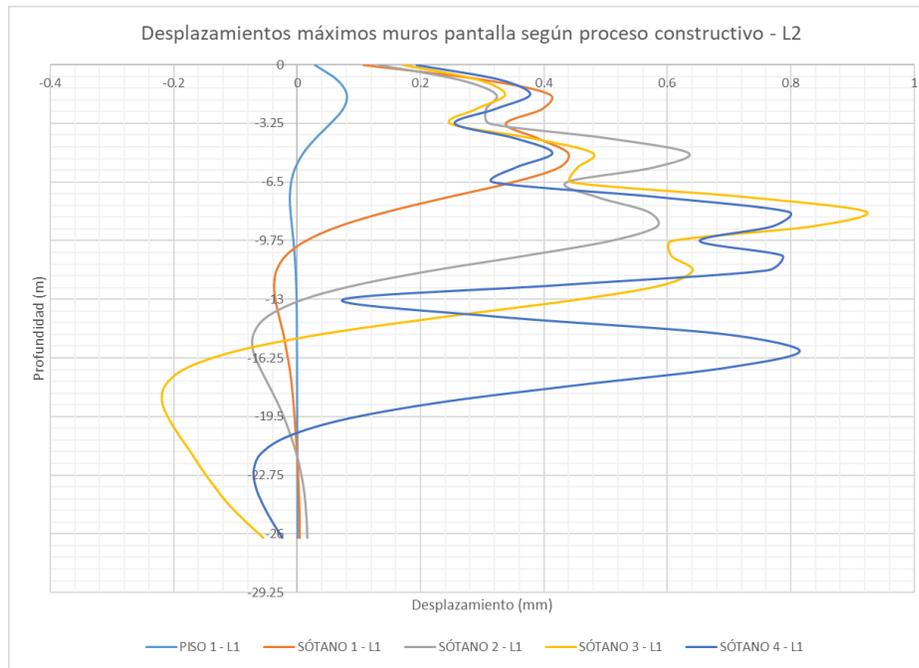


Figura 84. *Desplazamientos máximos en muros pantalla según proceso constructivo – L2*



Es destacable que la gráfica que muestra los desplazamientos máximos del lado L1 (30m) se presenta siempre en la altura libre entre la zona de excavación y la losa de apuntalamiento superior de cada etapa, por lo que atenúa los desplazamientos anteriores y posteriores casi de forma lineal. Esto se explica también por el grado de rigidez y oposición que ofrecen las losas de apuntalamiento para este punto en estudio. Los desplazamientos del lado L2 tienen un comportamiento similar al anterior respecto a la localización de los máximos.

Sin embargo, la disminución de la atenuación de los desplazamientos en las zonas de apuntalamientos es evidente por la restricción causada por los marcos de rigidez. En todo caso, las magnitudes de desplazamientos son menores en gran proporción para la configuración en planta del sistema de contención. Por otro lado, la

variación de esfuerzos de cortante en el muro pantalla, de acuerdo con el avance del proceso constructivo, se presentan en la figura 85 para el lado L1 y en la figura 86 para el lado L2. En cuanto a los valores de momentos se presentan en la figura 87 para el lado L1 y en la figura 88 para el lado L2.

Figura 85. *Variación de esfuerzos cortantes según avance de proceso constructivo – L1*

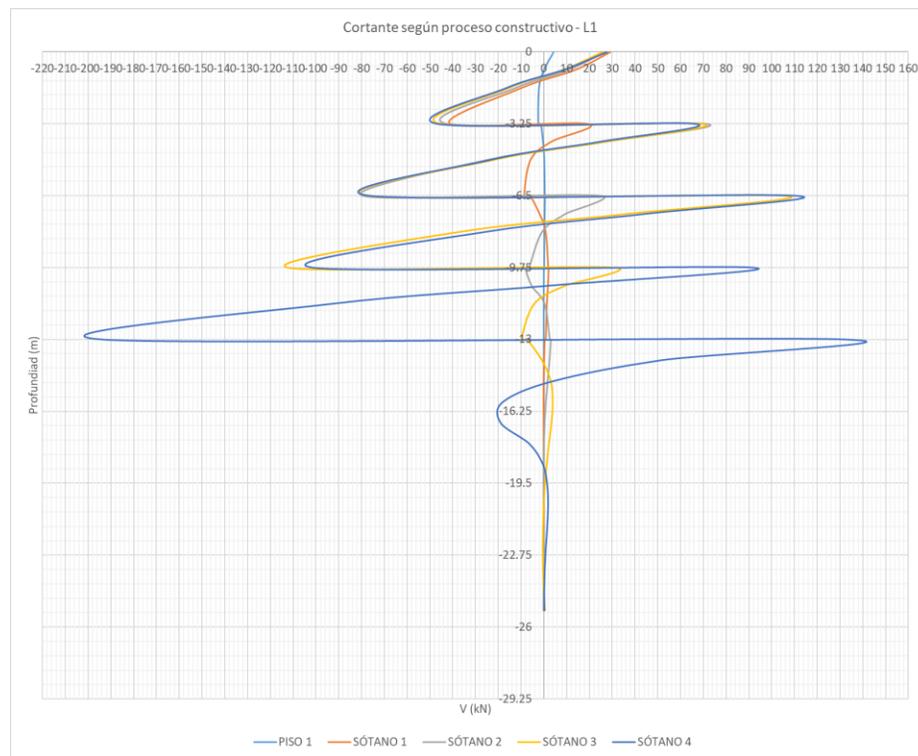


Figura 86. Variación de esfuerzos cortantes según avance de proceso constructivo – L2

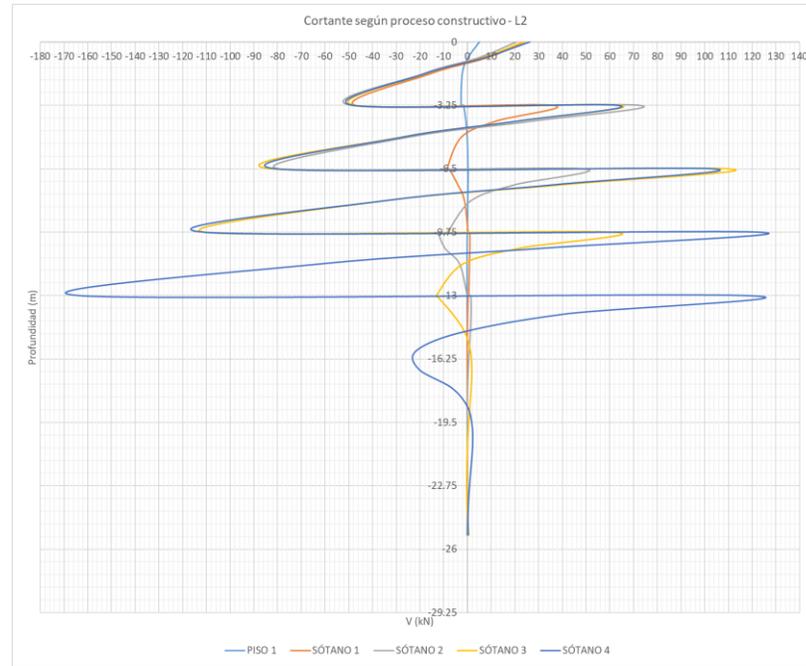


Figura 87. Variación de momentos según avance de proceso constructivo – L1

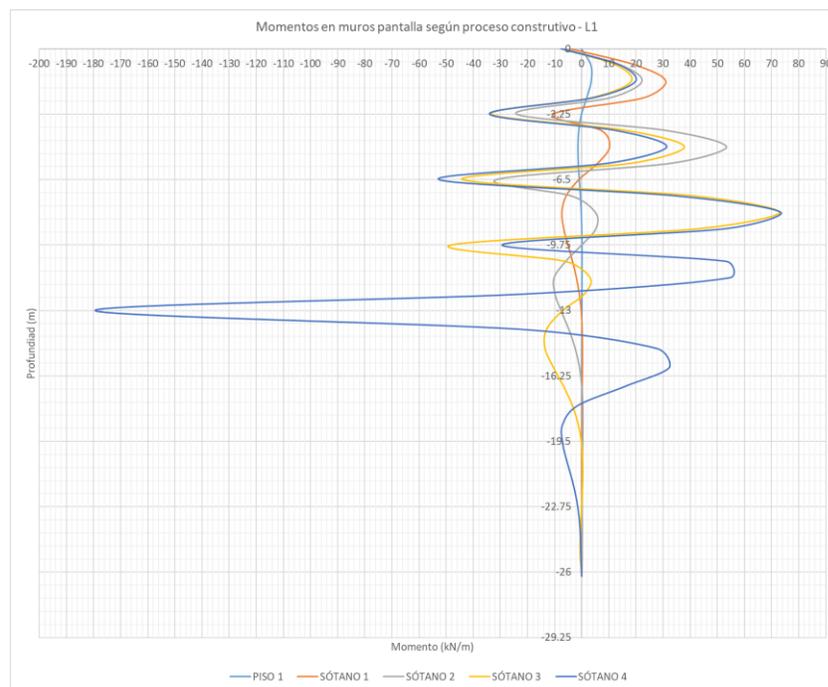
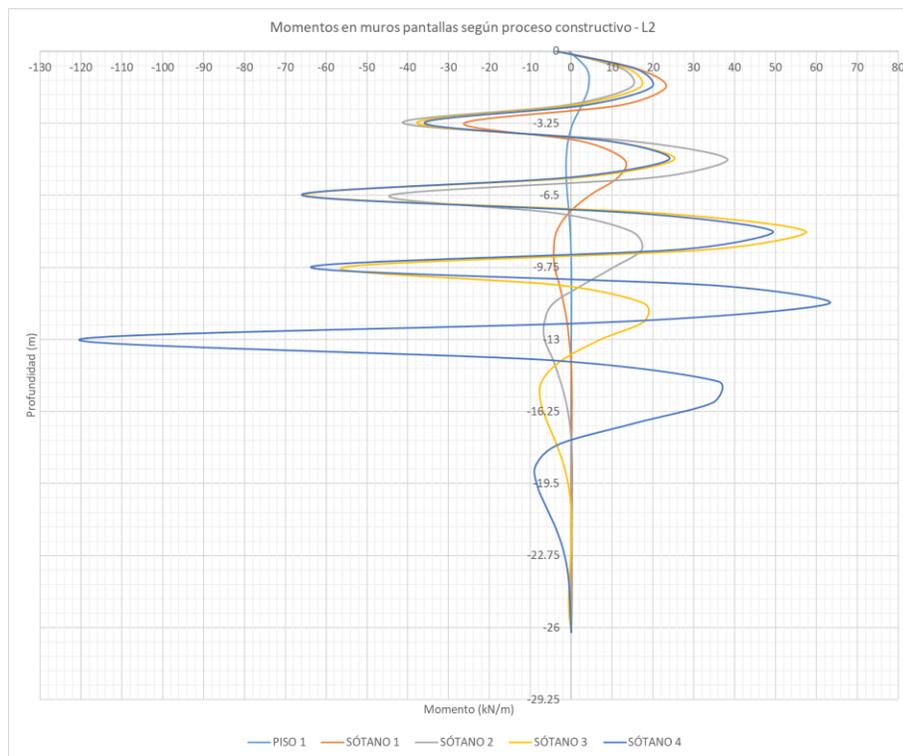


Figura 88. Variación de momentos según avance de proceso constructivo – L2



Los esfuerzos por cortante para ambos casos marcan como constante la ubicación de las zonas más críticas. Para el caso particular de análisis, los cortantes positivos de mayor magnitud se presentan a nivel de las losas de apuntalamiento, mientras que los máximos negativos se presentan siempre en el 25 % inferior de la longitud entre losas de apuntalamiento. Por ejemplo, para la luz entre piso 1 (nivel 0,00) y sótano 1 (nivel -3,25 m) el cortante negativo de mayor magnitud se presenta en el nivel -2,4375 m, lo cual se replica para las demás luces libres entre los marcos de rigidez.

Por otro lado, los valores máximos a cortante no se presentan solo para la etapa de servicio, sino también para algunas etapas intermedias del proceso constructivo. La

diferencia de magnitudes del esfuerzo cortante entre el caso L1 y L2 muestra que el lado de mayor longitud tiene valores más altos respecto al de menor longitud. De igual forma, los momentos máximos se presentan en los niveles de apuntalamientos y en la mitad de la luz libre en altura entre los marcos de rigidez. El momento máximo del sistema completo en ambos casos de análisis se muestra a nivel de la losa de cimentación, por lo cual resulta ser la zona más crítica para tener en cuenta en diseño para la disposición del refuerzo longitudinal.

La magnitud de los momentos en los otros niveles es más bien parecida, por lo cual, podría considerarse un refuerzo uniforme para estas otras zonas. De forma similar a lo ocurrido con los diagramas de cortante, para el caso de los esfuerzos por flexión, existen etapas intermedias en las que los momentos son mayores a la etapa final de servicio, por lo cual estos esfuerzos deben ser considerados para efectos del diseño estructural de los muros pantalla.

Asimismo, una aproximación al diseño estructural para cortante y momento se presenta en las gráficas que se muestran a continuación. La figura 89 y la figura 90 evidencian las solicitaciones a cortante y las figuras 91 y 92 muestran los momentos, que están relacionados con la resistencia a cortante y flexión de las secciones propuestas. Para cortante se determinó la resistencia del concreto y para flexión se supuso una cuantía de refuerzo con acero de 5/8" separado cada uno 0,20 m.

Figura 89. *Esfuerzos cortantes según proceso constructivo – L1. Resistencia a cortante*

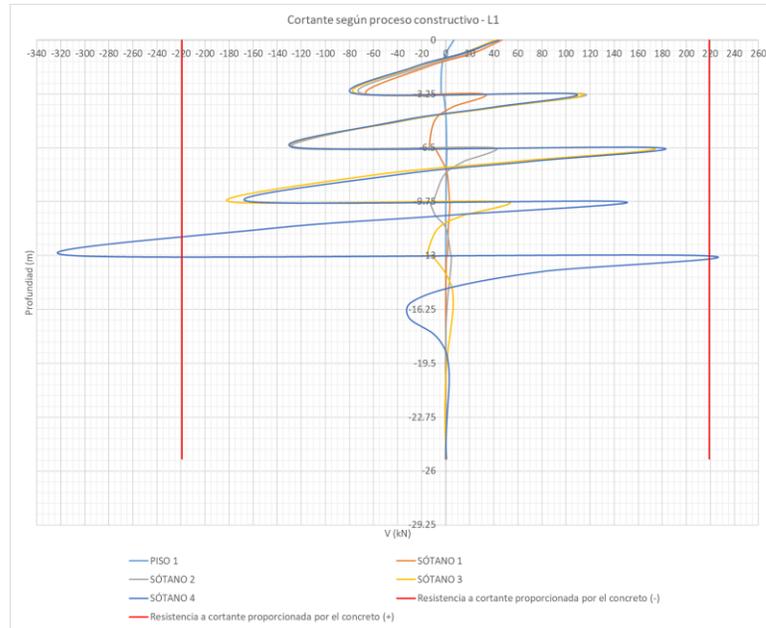


Figura 90. *Esfuerzos cortantes según proceso constructivo – L2. Resistencia a cortante*

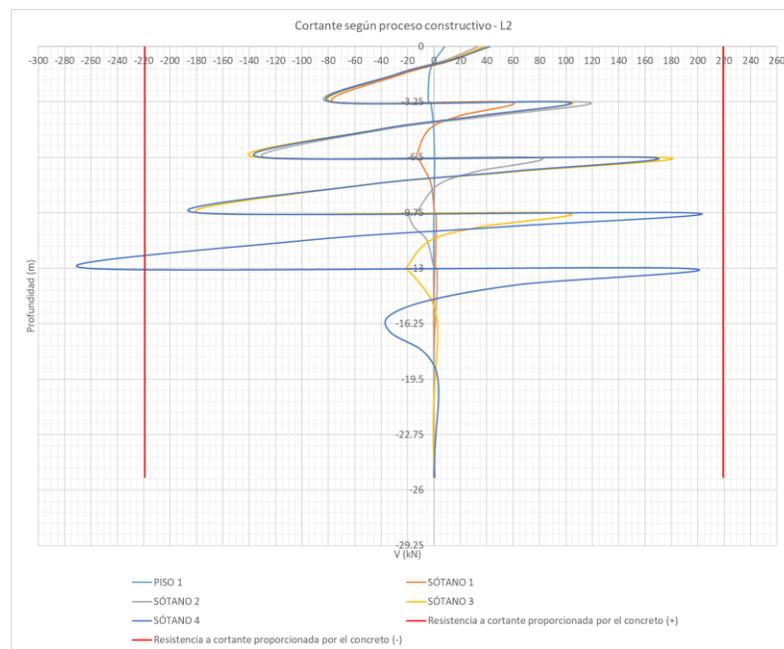


Figura 91. Momentos según proceso constructivo – L1. Resistencia a flexión.

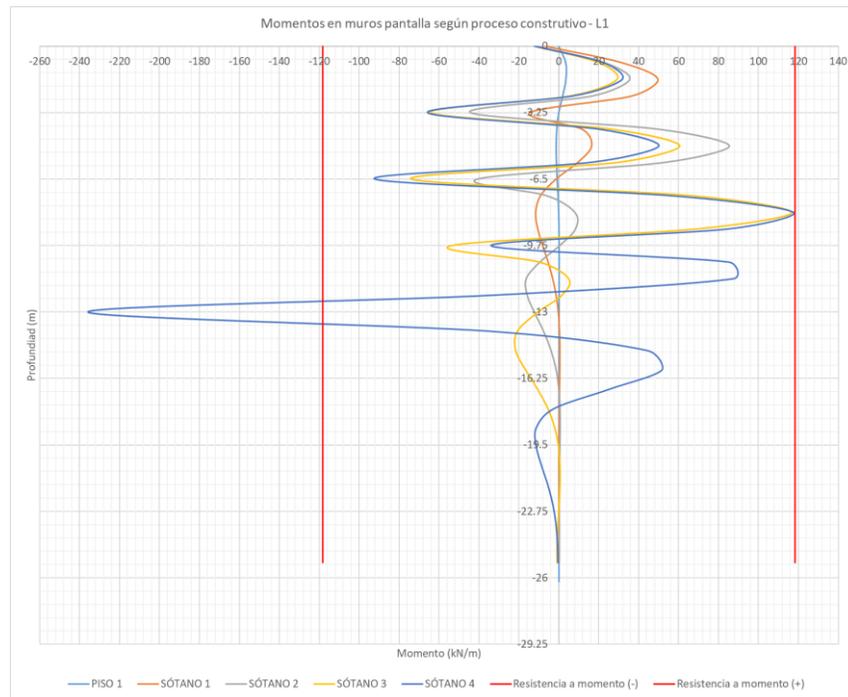
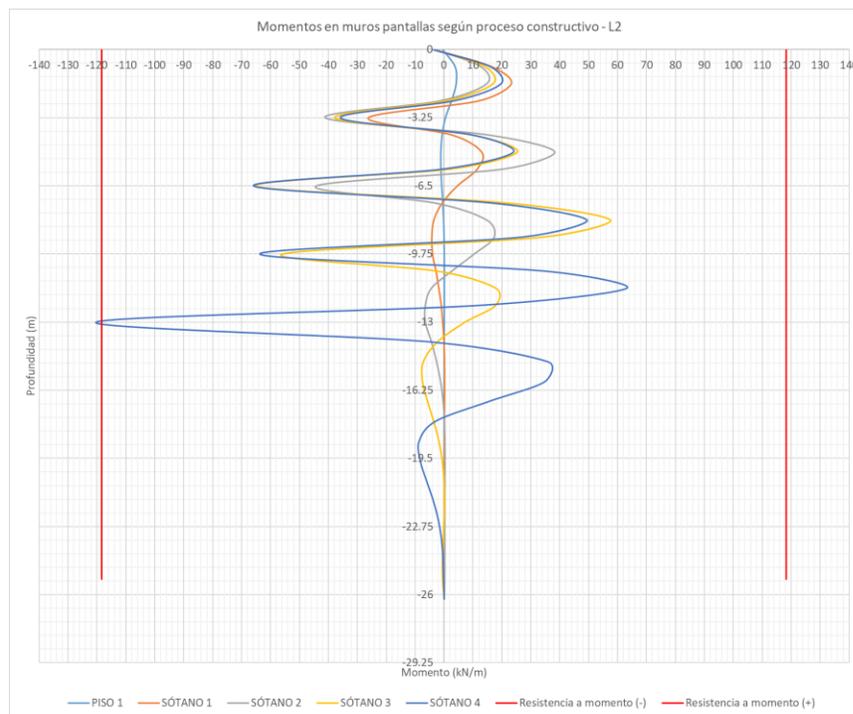


Figura 92. Momentos según proceso constructivo – L2. Resistencia a flexión.



Los esfuerzos a cortante y momentos expuestos en las gráficas fueron multiplicados por un factor de mayoración igual a 1,6 según lo recomendado en el reglamento NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010). Los momentos y cortantes resistentes nominales se calcularon por medio de las siguientes expresiones:

$$\text{Cortante: } \varphi V_c = \varphi 0,17 \sqrt{f'_c} b d$$

$$\text{Momento: } \varphi M_n = \varphi \rho f_y \left( 1 - 0,59 \rho \frac{f_y}{f'_c} \right) b d^2, \text{ Segura Franco, 2011.}$$

Se asumieron como datos de entrada:

$$f'_c = 28 \text{MPa}; f_y = 420 \text{MPa}; b = 1,0 \text{m}, d = 0,325 \text{m}$$

Los factores de reducción de resistencia adoptados fueron 0,75 y 0,90 para cortante y flexión respectivamente, la cuantía de acero corresponde a la descrita antes.

Las diferencias entre los esfuerzos que se presentan para cada uno de los lados del modelo analizado permiten inferir que la variación de las condiciones de rigidez influye de manera significativa en las magnitudes de cortante y momento sobre el muro pantalla como elemento estructural.

### **5.2.12 Resultados y comparación de resultados software de análisis SAP-2000 y CYPE**

Los resultados obtenidos por medio de la modelación numérica realizada en el software SAP2000-V23 fueron comparados con los conseguidos en el módulo de muros pantalla del software Cype con el propósito de validar ordenes de magnitud

entre estos dos programas y sus métodos de cálculo. El sistema de contención modelado con los *softwares* de análisis corresponde a la *Planta tipo 1 – Losa tipo 1*. Los esfuerzos resultantes a cortante y momento de la modelación se tomaron del centro de los marcos de rigidez, donde se presentan los valores más altos.

Los datos de entrada de programa Cype para este tipo de análisis incluye el valor de la rigidez lateral de las losas de apuntalamiento, que son impuestos en la profundidad que indique el usuario. Las rigideces especificadas para la modelación corresponden a los valores de rigidez mínima que se exponen en la tabla 6 para piso 1, tabla 7 para sótano 1, tabla 8 para sótano 2 y tabla 9 para sótano 3. Los siguientes son los diagramas de momentos resultantes del modelo descrito:

Figura 93. Momentos planta tipo 1 – losa tipo 1 – L2 software Cype

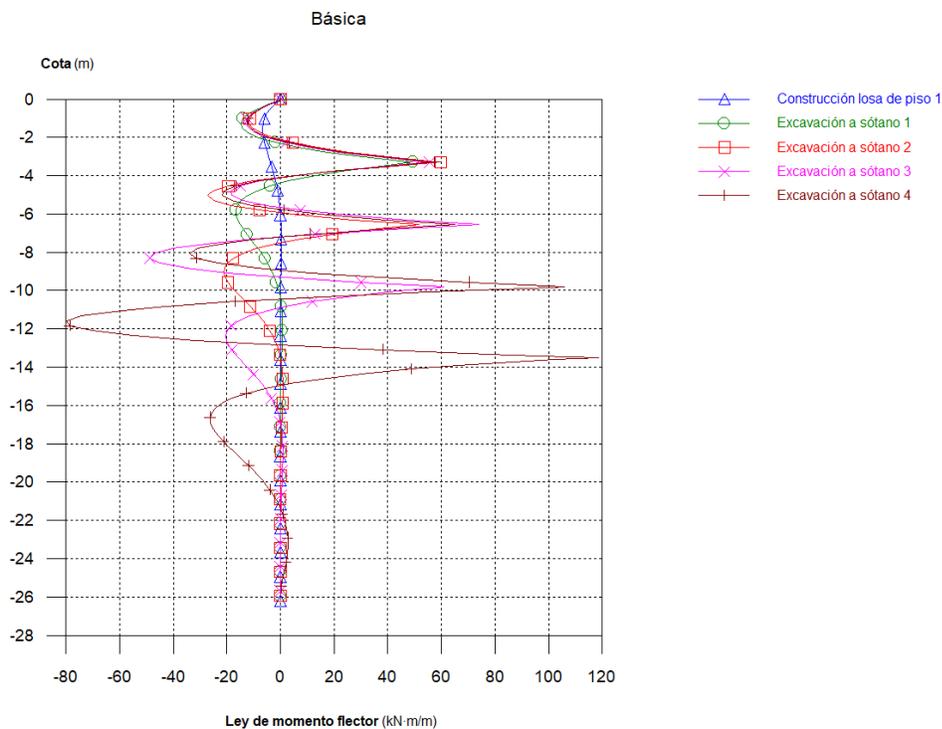
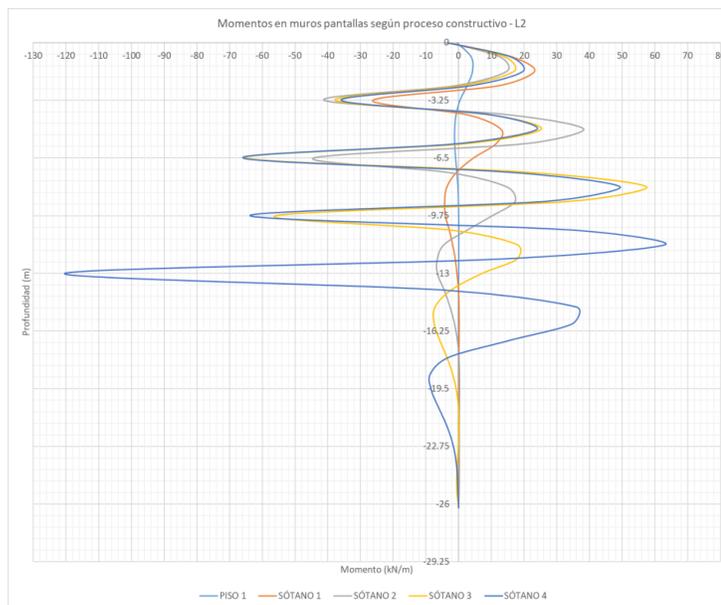


Figura 94. Momentos planta tipo 1 – losa tipo 1 – L2 software SAP2000 – v23



La dirección de análisis entre los modelos es contraria, por lo cual los signos están a la inversa, por lo que es controlable desde SAP2000 con la definición de la cara *top* del elemento *Shell*, a diferencia de Cype donde esto se define por defecto en el programa. Sin restarle importancia a este aspecto, pero haciendo énfasis en las magnitudes obtenidas en los resultados, se evidencia un comportamiento similar entre ambos programas de diseño, donde es notorio que la evolución de los momentos presentes sobre los muros pantalla están localizados en las mismas profundidades (a nivel de las losas de apuntalamiento y centro de la luz libre entre marcos de rigidez) y cuentan con magnitudes que difieren entre sí entre 5 % y 20 %. El análisis comparativo de resultados se realizó también sobre los esfuerzos a cortante que se presentan en los dos *softwares* de análisis y diseño.

Figura 95. Cortantes planta tipo 1 – losa tipo 1 – L2 software Cype

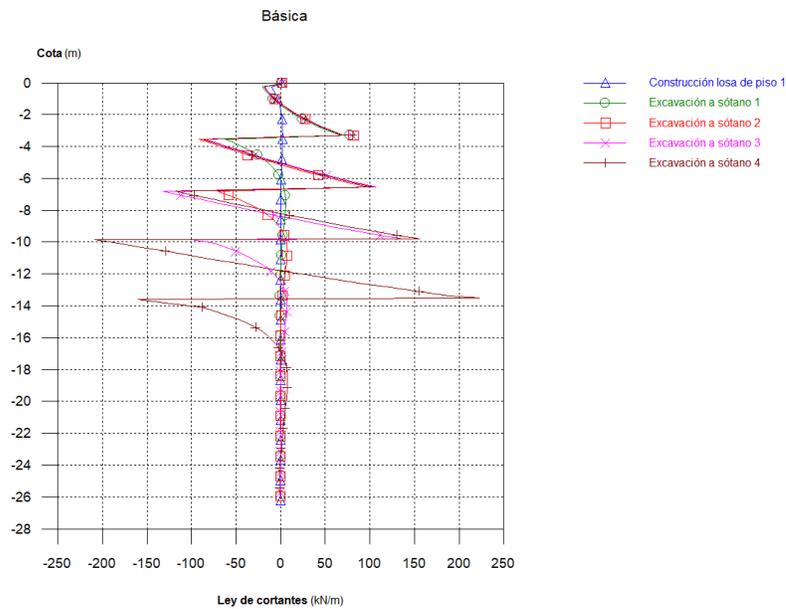
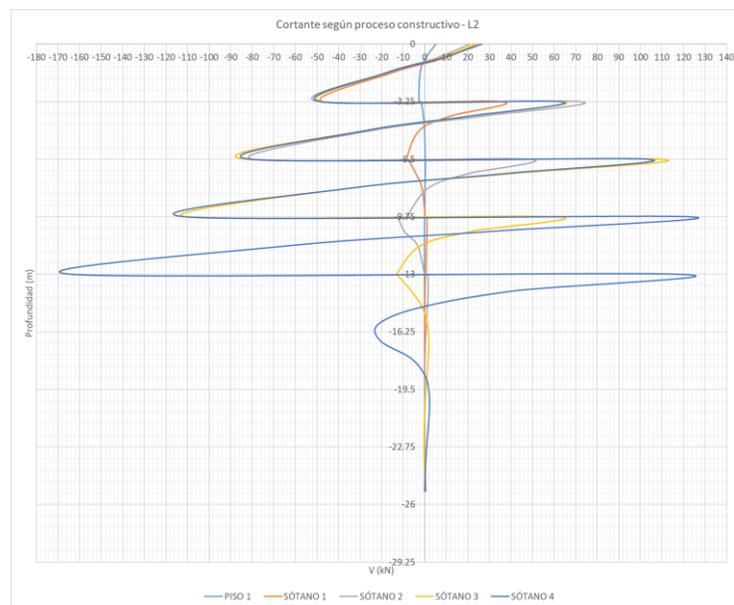


Figura 96. Cortantes planta tipo 1 – losa tipo 1 – L2 software SAP2000 – v23



Los resultados del diagrama de esfuerzos a cortante muestran que la localización de los valores pico se encuentran en las mismas profundidades para ambos modelos con los signos invertidos debido a lo explicado antes para los

diagramas de momento. A pesar de encontrar valores similares, las magnitudes obtenidas del *software Cype* son de mayor dimensión que las obtenidas de SAP2000-v23.

Por otro lado, es importante destacar que los valores máximos de cortante que se presentan en las etapas constructivas intermedias son iguales en los dos modelos de análisis, lo cual es trascendental para ser considerado para efectos del diseño estructural. Ejemplo de esto, ocurre con el cortante máximo presente a nivel de sótano 2 (-6,50 m) que encuentra su valor más crítico durante la etapa 3 de construcción.

En la figura 97 se exponen los resultados a cortante y en la figura 98 a momento arrojados por los programas Cype y SAP2000-v23 en la etapa de servicio.

Figura 97. Comparativo de esfuerzos cortantes SAP2000-v23 y Cype

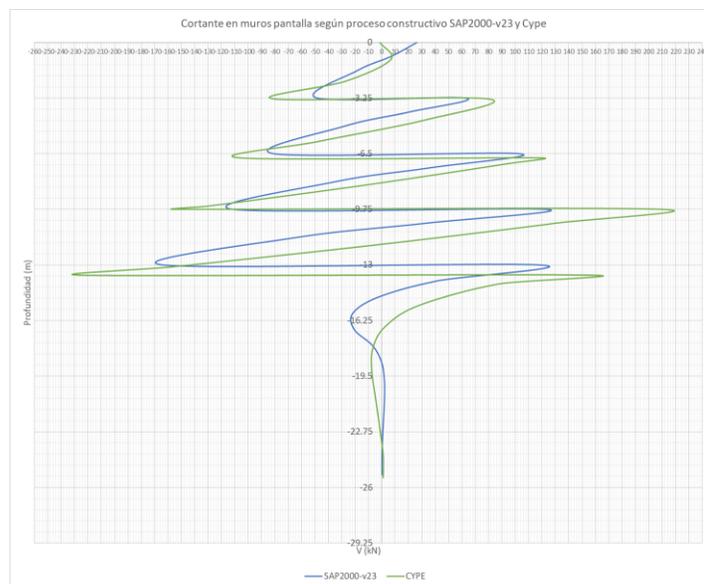
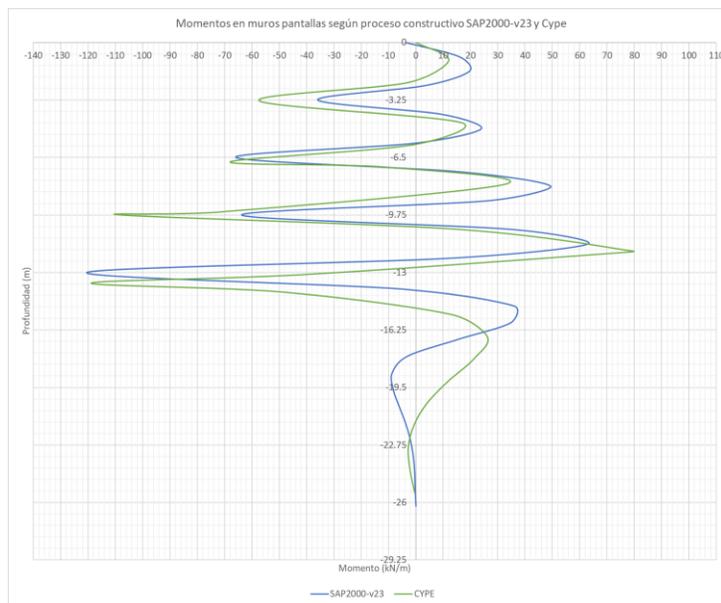


Figura 98. Comparativo de momentos SAP2000-v23 y Cype



## 6 Conclusiones y Recomendaciones

### 6.1 Conclusiones

Los resultados obtenidos de los análisis para los sistemas de contención compuestos por muros pantalla pre-excavados apuntalados por marcos de rigidez de distintos tipos de losas y variando sus configuraciones en planta, permiten comprobar que la combinación entre las distintas alternativas arrojan comportamientos con diferencias significativas en términos de desplazamientos, empujes laterales y esfuerzos. La rigidez de los sistemas de contención se ve alterada en función del tipo de losa de apuntalamiento que sirva como marco de rigidez en los niveles de los sótanos e implantación. Las losas tipo 3, formuladas como las compuestas por vigas,

torta superior y torta inferior, demuestran ser las más eficientes en términos de aporte de rigidez a los sistemas de contención de los tipos de configuración en planta analizados. Sin embargo, los indicadores de la relación entre la cuantía de concreto y el aporte de rigidez, muestran que son las losas de mayor consumo de concreto (tabla 17). En cuanto a las configuraciones en planta, las cuales fueron apuntaladas tomando como constante la disposición de los marcos de rigidez siguiendo el perímetro de la planta, las tipo 1 y 4 correspondientes a: rectangular con relación de lados menor a 1.5 y lados no paralelos, respectivamente, resultan ser las de mejor comportamiento ante empujes laterales. Las plantas tipo 2 y 3 requieren potenciales apuntalamientos intermedios complementarios para mejorar su comportamiento, debido a la condición esencial de su geometría.

Para la mayoría de los tipos de planta se destaca que los aportes de rigidez de mayor magnitud son otorgados por las losas tipo 1 y 4 (Tabla 17). Por ejemplo, para las plantas tipo 1, estos tipos de losas presentan los mayores valores de rigideces alternando el valor más alto en función de la longitud de lado de análisis, mientras que las losas tipo 2 resultaron ser las de menor aporte de rigidez. Para el caso de las plantas tipo 2, el marco de rigidez conformado por las losas tipo 1 resultaron ser las de menor aporte de rigidez al sistema, mientras que las losas tipo 2 obtuvieron los valores más altos. Las plantas tipo 3 tuvieron como resultado que las losas tipo 3 fueron las de mayor aporte de rigidez al sistema, sin embargo, con valores no muy alejados de los otros dos tipos de losa, lo cual indica que su indicador de eficiencia resultó ser el menor al relacionar la rigidez con los volúmenes de concreto. Por último, la planta tipo 4

también consiguió las rigideces más altas bajo marcos de rigidez conformados por las losas tipo 3, pero de manera similar a lo ocurrido con la planta tipo 3, obtuvo un menor valor en términos de optimización por consumo de concreto.

La relevancia que toma la localización del nivel del marco de rigidez es fundamental para el análisis y diseño de estas losas. Los muros pantalla, además de estar empotrados en el suelo a partir del nivel del último sótano hasta abajo, son apuntalados con la construcción de la losa cimentación como ocurre en sistemas constructivos como *Top-Down*. La cercanía de las losas destinadas a funcionar como apuntalamiento del sistema de contención con el nivel inferior de sótanos explica su aporte de rigidez de mayor magnitud con los bajos desplazamientos que se esperan para los sótanos inferiores bajo condiciones iguales de aplicación de fuerzas externas, como se demuestra en el sub-capítulo 5.2.2.

A pesar de obtener mayor rigidez para los marcos de rigidez de los sótanos inferiores, la aplicación de fuerzas más grandes requiere de un estudio puntual para cada losa de sótano durante el proceso constructivo. Esto considerando que, para el análisis global del sistema, las fuerzas proporcionadas sobre los muros pantalla aumentan conforme se desciende, pues el empuje de tierras y nivel freático aumenta en proporción con la profundidad.

De esta forma, los gráficos de empujes de tierras, en función de los valores de rigidez lateral que se aplican para apuntalar un muro pantalla, evidencian que en teoría para sistemas menos rígidos se presentan empujes de menor magnitud. Sin embargo,

esto implica el desarrollo de grandes desplazamientos que superan los límites de fisuración del muro pantalla lo cual no es deseable.

La determinación de las zonas susceptibles a presentar los mayores desplazamientos en los marcos de rigidez resulta ser de especial atención, pues son las más críticas en donde la rigidez de apuntalamiento es menor, lo que genera también desplazamientos horizontales de mayor longitud en los muros pantalla. Las plantas tipo 1, 2 y 4 cuyas configuraciones geométricas permiten tener al menos dos apoyos para cada lado, tienen zonas críticas de menor rigidez en la mitad de las luces, las cuales deben ser analizadas con detenimiento para el diseño ante el empuje lateral de suelos.

Por lo mismo, los resultados de los desplazamientos por nivel de los marcos de rigidez en cada modelo muestran, bajo las mismas condiciones de carga externa, que la losa del nivel superior de cada caso es la más propensa a presentar los desplazamientos más altos. Es claro que este nivel superior no recibirá las mayores cargas laterales; sin embargo, su condición amerita revisar con cuidado las que puede recibir a este nivel, que es generada por sobrecargas de condiciones del entorno o edificaciones vecinas.

De la misma manera, la relación entre la medida longitudinal y el ancho de la sección transversal de una losa de apuntalamiento en un sistema de contención con losas macizas, cobra gran relevancia, pues con el incremento de la longitud del lado para un ancho de losa constante, el comportamiento de este tipo de losas desmejora notablemente permitiendo desplazamientos de mayor magnitud.

A pesar de que es típico que el análisis para el diseño de muros pantalla se realice de manera simplificada por metro lineal, es importante considerar el comportamiento global del sistema, especialmente para proyectos que cuenten con grandes longitudes en alguno de sus lados en el perimetro del proyecto. Los análisis realizados en el presente documento permiten visualizar que los mayores desplazamientos se presentan de manera recurrente para los modelos de configuración en planta tipo 2, en especial para el estudio del lado más largo (50,0 m).

Los marcos de rigidez tienen una leve afectación en su comportamiento y objetivo de apuntalamiento según la disposición de los elementos de apoyo sobre los que se soportan en la parte interna. La rigidez del sistema general disminuye ante el decremento de apoyos generados por columnas o pilotes temporales. Esta consideración cobra más relevancia en configuraciones en planta tipo 2 (rectangulares con relación de lados mayor a 1,5), lo cual también se relaciona con la extensa longitud en uno de los lados de este tipo plantas.

Ante la presencia de marcos de rigidez con las mismas características aplicado sobre diferentes configuraciones en planta, se observan condiciones más desfavorables para las plantas tipo 3, cuya irregularidad consiste en la presencia de retrocesos en esquina. Por el contrario, se observan mejores resultados para las plantas con configuración en planta tipo 4, es decir, con lados no paralelos.

La variación del ancho de la sección transversal de losas es un factor de gran importancia para diseñar el marco de rigidez para un sistema de contención de muros pantalla. Los anchos de sección transversal modelados con 2,0 m, 3,0 m y 4,0 m

mostraron variaciones hasta de 300 % en los resultados de desplazamientos con variación de 1,0 m de ancho. Los anchos de 4,0 m se sugieren como una alternativa óptima dados los resultados obtenidos y la practicidad para usar estas losas para logística interna durante el proceso constructivo. La relación entre el ancho de la losa de los marcos de rigidez y la longitud del muro pantalla en planta es un indicador que se analizó en el presente documento de manera particular. Sin embargo, esta asociación se deja para futuras investigaciones, planteando la opción de establecer la relación de aspecto H/L como variable independiente, lo cual abre otra opción de análisis y se demuestra de manera especial, por ejemplo, con los resultados obtenidos en el lado de mayor longitud analizado entre todos los modelos, correspondiente al de 50,0 m de la Planta tipo 2.

El espesor de los muros pantalla, es definitivo para determinar la rigidez lateral del sistema de contención. La variación de la longitud implica disminución o aumento de la rigidez del sistema en general. De acuerdo con los análisis realizados se encuentra mayor impacto de la variación del espesor de pantalla para la rigidez de los niveles más profundos.

Los esfuerzos por cortante y momento que se generan en función del tipo de losa y de planta son variables y con una dispersión significativa entre los resultados. Las losas tipo 2 conformadas por vigas y una torta superior arrojan los resultados más grandes a cortante y momento en relación con los otros tipos, mientras que las plantas tipo 2 obtuvieron los resultados más críticos en una visión general de análisis.

La construcción de los muros pantalla se realiza por secciones independientes definidas de acuerdo a las condiciones de los suelos y a la maquinaria disponible para su excavación. Los resultados diferenciales de desplazamientos y esfuerzos obtenidos a lo largo de los muros pantalla, conduce a que se deba considerar el análisis y diseño por cada modulo o batache. Así pues, se propone para próximas investigaciones la verificación de las diferencias de resultados de los análisis de muros pantalla por módulos independientes de acuerdo a la ubicación y condiciones particulares de cada sección, y los efectos que estos tienen sobre el diseño estructural de cada uno, lo que puede conducir a una estandarización de diseño si las diferencias no son muy amplias, o por el contrario, a la necesidad de plantear diseños particulares por cada segmento de muro pantalla.

El proceso constructivo debe ser estudiado juiciosamente para el análisis y diseño de estructuras de este tipo. Es recomendable construir una envolvente con los esfuerzos que se presentan a lo largo de cada una de las fases, debido a que existen etapas intermedias que presentan los valores más críticos que deben ser considerados para el diseño estructural de los muros pantalla. Asimismo, los desplazamientos estimados son un punto de comparación desde la etapa de diseño que se puede relacionar con los controles periódicos que se realizan en obra conforme avanza la construcción de sótanos y excavaciones.

Dada la complejidad y riesgo que conlleva construir estructuras de contención, los estudios de suelos deben realizarse de forma concienzuda y detallada para determinar de manera acertada todos los parámetros geotécnicos que deben

considerarse para el análisis y diseño estructural de los sistemas de contención propuestos en este documento. Los modelos de análisis son una aproximación que generan criterios de evaluación útiles para el diseño de muros pantalla apuntalados por medio de marcos de rigidez.

## **6.2 Recomendaciones constructivas**

Los muros pantalla son estructuras de contención encargadas de cumplir con las siguientes funciones: estanqueidad, resistencia y protección de las excavaciones (Urbán, 2010). La correcta construcción de los muros pantalla dependen de la supervisión, seguimiento y eficacia de los procesos que se desprenden de la ejecución de estos elementos de contención. Una de las primeras actividades, previo a iniciar la excavación de muros pantalla, consiste en preparar de manera adecuada el terreno sobre el que se apoyará la maquinaria encargada de la excavación, vaciado e izaje de materiales y equipos necesarios para su ejecución.

La nivelación de la maquinaria sobre el terreno es fundamental para contribuir en la verticalidad de la excavación conforme desciende la almeja de excavación, por lo cual es recomendable conformar una plataforma consistente con material de construcción tipo escombro, que sirva de apoyo firme de la maquinaria encargada de la construcción de muros pantalla. De igual forma, la localización y replanteo de los muros pantalla se realizan con referencia a los ejes del proyecto implantados por medio de un levantamiento topográfico.

La correcta localización de los muros pantalla es de gran relevancia, con especial cuidado en situaciones cuando están ubicados en los linderos del proyecto. Para garantizar la correcta localización de los elementos de contención se acude a la construcción de una viga guía. Este elemento consiste en dos vigas construidas a nivel del terreno en sentido longitudinal del muro pantalla y separadas a una distancia un poco mayor al espesor de diseño. La holgura de un par de centímetros en la separación de la viga-guía en relación con el espesor del muro pantalla se recomienda para permitir la introducción de manera precisa de la almeja de excavación para el inicio de la perforación.

Además de la localización planimétrica, es importante considerar los niveles de las cotas superior e inferior de los muros pantalla. Las profundidades de empotramiento especificadas en los estudios de suelos deben garantizarse para dar cumplimiento a los factores de seguridad calculados por volcamiento, desplazamiento y falla de fondo. Para cumplir con esta condición, es necesario conocer los niveles de referencia del proyecto establecidos en el levantamiento topográfico a partir de donde se deben medir la profundidad, los niveles de apuntalamiento y el nivel superior de los muros pantalla.

Asimismo, la planeación previa al inicio de actividades es de vital importancia para reducir los contratiempos que puedan generar atrasos o sobrecostos en la ejecución de los muros pantalla y losas de sótanos. Esta etapa del proyecto hace parte de la ruta crítica de la programación de obra, por lo cual la agilidad en su ejecución es imperante. Para el tipo de proyectos en estudio del presente documento, entre los aspectos relevantes para tener en cuenta en la planeación, se encuentra la elaboración

del proceso constructivo, donde se deben especificar las etapas de ejecución que incluyan la construcción de los muros pantalla, losas de apuntalamiento y excavación.

Los muros pantalla se deben modular de acuerdo con las condiciones de obra y geotécnicas, recursos de equipos y maquinaria y aspectos de orden logístico como la capacidad de vaciado por día, espacio para movilizar los equipos, entre otros. Por ejemplo, el ancho mínimo y el máximo de los batches dependerán de la capacidad de excavación de la maquinaria disponible y las condiciones geotécnicas del suelo. La modulación de los muros pantalla implica la proyección y consecución de recursos e incide en la elaboración de las programaciones de obra. Uno de los recursos que se deben tener disponibles corresponde a las llaves constructivas de las que se dispondrá para usar como junta entre módulos de pantalla consecutivos.

Por otro lado, existen diferentes alternativas para la elaboración de estas juntas, lo cual resulta ser un recurso indispensable para la ejecución de los muros pantalla. Es recomendable realizar una coordinación de diseños que evite colisiones de las llaves de junta con elementos como columnas, vigas, rejillas de ventilación, pases para instalaciones, etc. Además, se considera una buena práctica revisar e investigar sobre las redes o construcciones existentes que puedan interferir y obstaculizar el descenso de la almeja durante la excavación de los muros pantalla.

Durante el proceso de excavación, la necesidad de compensar los esfuerzos del suelo extraído conduce a emplear lodos estabilizadores. El fluido empleado para este propósito debe ser preparado y almacenado en tanques de volúmenes considerables que, para obras con poco espacio, resulta ser un punto importante para considerar en

la elaboración del *lay-out* dinámico de la obra. Además, es recomendable controlar la calidad de los lodos poliméricos introducidos en la perforación de los muros pantalla con ensayos de campo como: densidad, medición de pH, contenido de arena, viscosidad, entre otros.

Estos ensayos permiten controlar aspectos como: el estado del fondo del elemento de contención, las dosificaciones óptimas para la preparación del lodo polimérico, las reacciones químicas con el acero de refuerzo, compensación de los esfuerzos del suelo extraído, entre otros. De igual forma, el armado de acero de refuerzo se realiza en varios cuerpos elaborados acorde con lo dispuesto en los diseños estructurales. Para esta actividad se recomienda la instalación de distanciadores a lo largo y ancho del armado de acero, que cumplen la función de separarlo de las caras externas del muro pantalla expuestas al suelo, por lo que cumple con las distancias de recubrimiento mínimo para este tipo de estructuras especificadas en el reglamento NSR-10.

Asimismo, el armado de acero de refuerzo debe realizarse en concordancia con la modulación de pantallas predefinida. Es habitual que los diseños estructurales definan el armado de acero de manera generalizada con detalles típicos y sin considerar la división de las pantallas en varios módulos, por lo cual, los pedidos de acero de refuerzo deben realizarse de acuerdo con el ancho de los bataches con la intención de evitar desperdicios con cortes previsibles.

Por tal motivo, el proceso de vaciado de muros pantalla preexcavadas se realiza por medio del sistema *tremie*. Para esto, se emplea una tolva de alimentación bajo la

que se instala la longitud suficiente de tubería *tremie* que depende de la profundidad de excavación del muro pantalla, teniendo en cuenta que el extremo inferior debe siempre estar inmerso en el concreto hasta vaciarse completamente. La tubería debe mantenerse limpia y sin residuos de concreto que incrementan la fricción entre las paredes internas de la tubería con el concreto durante el flujo al momento de realizar el vaciado, que de otra manera puede llevar a su taponamiento.

Las condiciones de vaciado de los muros pantalla requieren unas especificaciones particulares del concreto que deben ser definidas con la experticia de los profesionales del proyecto. La trabajabilidad y manejabilidad del concreto en estado plástico son dos propiedades que tienen gran relevancia dentro del proceso de vaciado de los muros pantalla, por lo cual, se deben realizar ensayos a nivel de obra para llevar un control de calidad de este material, entre otros.

Se sugiere como mínimo la realización de ensayos de asentamiento con el cono de Abrams, según como se especifica en la Norma Técnica Colombiana NTC-396, para la recepción del concreto en obra. Además, la verificación de la trabajabilidad del concreto es fundamental para controlar los tiempos de fraguado, importantes para manejar el vaciado durante el proceso. En situaciones en las que los tiempos de colocación de concreto son prolongados por situaciones de obra, se recomienda realizar un seguimiento a la evolución de los valores de asentamiento cada hora, lo que corrobora que estos ensayos tengan resultados aceptables (ASOCRETO). Para el caso del concreto *tremie*, los valores de asentamiento están entre 17,5 cm y 22,5cm (CEMEX, 2020).

El concreto usado para el vaciado de muros pantalla es conocido como concreto tipo *tremie* y cuenta con características especiales para la construcción de cimentaciones profundas y muros pantalla, dadas las condiciones de colocación del concreto. Su alta fluidez y cohesividad disminuyen la posibilidad de que se presente segregación y facilita su colocación al interior de los muros pantalla o elementos de cimentación profunda, lo que considera también aspectos como la densidad del acero de refuerzo al interior de los elementos (CEMEX, 2020). El tamaño máximo de agregado utilizado para este tipo de diseños de mezcla está entre 3/8" y 1", el cual es especificado en obra seleccionando el óptimo de acuerdo con condiciones de construcción como los diámetros de la tubería *tremie* disponible y la separación de las barras de acero de refuerzo.

La resistencia y durabilidad son dos propiedades importantes para considerar en la ejecución de muros pantalla. Los diseños de mezcla y producción de concreto deben tener en cuenta las especificaciones de durabilidad estipuladas en el reglamento NSR-10 para este tipo de estructuras con alto grado de exposición. La resistencia del concreto se debe verificar con la elaboración de cilindros de acuerdo con lo descrito en la Norma Técnica Colombiana NTC-673 y con la toma de muestras según las frecuencias definidas en el reglamento NSR-10. Asimismo, debe realizarse un riguroso curado de los especímenes de concreto a ensayar como se indica en la Norma Técnica Colombiana NTC-550 (ASOCRETO).

Por tal razón, durante el proceso de vaciado de concreto a los muros pantalla, es importante registrar la velocidad del ascenso y profundidad a la que se encuentra el

concreto. Este procedimiento se puede realizar por medio de una pesa sujeta en una cadena que se introduce en la excavación. El registro de estas profundidades es útil para inspeccionar que la tubería *tremie* se encuentre siempre inmersa dentro del concreto durante el vaciado y realizar la curva de hormigonado de la pantalla correspondiente al registro de expansiones periódicas según el ascenso del concreto.

El registro de expansiones parciales y el cálculo de la expansión final de los módulos de pantalla debe realizarse para cada elemento y con especial atención, dado que es un indicador que además de tener gran importancia en el control de costos y presupuestos del proyecto, revela una aproximación del estado final del elemento, algo incierto hasta la etapa de excavación y solo hasta la profundidad del último sótano, sabiendo que una longitud importante del muro pantalla estará empotrada en el suelo.

Los porcentajes de expansión deben calcularse relacionando el volumen teórico del elemento con el volumen real vaciado, el cual cuantifica este último solo con el concreto efectivo colocado al interior del muro pantalla y excluye el volumen sobrante, el cual debe considerarse como desperdicio y no debe incluirse en el cálculo de los porcentajes de expansión. Ante la aparición de expansiones atípicas o negativas, se debe llevar registro de los sucesos que pudieron llevar a estos valores durante la construcción del muro pantalla y contemplar la realización de ensayos de integridad del elemento para revisión de su estado.

Una vez construidos los muros pantalla, fraccionados en módulos de distinto ancho, es necesario amarrarlos por medio de una viga cabezal que puede ser provisional o parte integral de las losas de apuntalamiento según las condiciones de

obra y el nivel superior de vaciado. La construcción de la viga cabezal es posterior al descabece de los muros pantalla, que consiste en demoler la parte superior del elemento hasta el nivel requerido con el propósito de eliminar el concreto contaminado a consecuencia del proceso normal de vaciado llegando al nivel requerido del muro pantalla con concreto limpio. Es importante que durante el proceso de vaciado se considere este aspecto para definir el nivel superior del concreto de las pantallas cuando esta se encuentra por debajo del nivel del terreno. La construcción de la viga cabezal debe realizarse sobre concreto limpio, humedecido profusamente, lo que involucra el acero de refuerzo vertical de los módulos de muros pantalla, el cual considera que de ubicarse por fuera y debajo de la viga cabezal, se deben adicionar traslapos que lo involucren en su totalidad. Esta última observación contempla la posibilidad que algunas barras verticales de las pantallas puedan soltarse y queda por debajo del nivel requerido, consecuencia de dificultades propias del proceso durante el izaje y suspensión del acero de refuerzo para su posicionamiento y posterior vaciado del muro pantalla.

Las losas de apuntalamiento, que también servirán de apoyo para la circulación de maquinaria pesada y acopio de material de excavación y construcción, deben ser diseñadas para tal fin en las zonas que se requieran según la logística de obra. Esta anotación destaca la importancia de la coordinación de las actividades de obra con los planos y diseños estructurales, toda vez que las cargas mencionadas con anterioridad son transitorias solo para la etapa de construcción, lo que significa que de no ser

necesario el uso de toda el área de la losa, la restante se deberá diseñar con base en las cargas de la etapa de servicio de la edificación.

La construcción de las losas de apuntalamiento en concreto reforzado se realiza por etapas acorde con las dimensiones autorizadas para abordar las excavaciones. Esta forma de construcción de las losas y las condiciones de obra presentes en estos tipos de sistemas constructivos, pueden significar afectaciones significativas al acero de refuerzo, que se dobla o figura y el maltratado de manera significativa si no se toman las medidas pertinentes. Se recomienda coordinar las etapas de vaciado de las losas, definidas según el proceso constructivo, con los planos y diseños estructurales proponiendo alternativas que impidan la figuración excesiva del acero de refuerzo. El uso de conectores mecánicos roscados para el acero de refuerzo resulta ser una opción válida y que brinda mayor prolijidad a la estructura, y puede ser usado para la prolongación tanto de acero horizontal para elementos de losa como para acero vertical para columnas o muros.

Además, la coordinación y planeación de la construcción por etapas de las losas de apuntalamiento también debe contemplar la localización de las juntas de vaciado, por ejemplo, elude las zonas cercanas a los nudos para su ubicación, las losas de apuntalamiento son apoyadas sobre los muros pantalla y columnas provisionales o definitivas. El apoyo sobre muros pantalla implica el empotramiento de las losas en estos elementos de contención, por lo que aparece la necesidad de generar cajas de apoyo para las vigas en los muros. Para evitar el paso de agua o material fino infiltrado producto de estas demoliciones es útil realizarlas de manera parcial, es decir, lo que

garantiza un espesor de pantalla sin afectar en el trasdós del muro pantalla (un aproximado de unos 10 cm).

Por otro lado, es pertinente revisar desde diseño la ubicación y características de las columnas de apoyo de las losas de apuntalamiento para definir si pueden ser definitivas o no. El vaciado de losas para este sistema se realiza por lo general sobre terreno natural, es decir, que este sirve como cama o formaleta de apoyo para su construcción. Uno de los propósitos de la construcción de losas de apuntalamiento es que sean definitivas, es decir, que cumplan con funciones estructurales en la contención de tierras transitoriamente, pero que también sean diseñadas y construidas para la etapa de servicio. Según esto, la apariencia de las losas de apuntalamiento debe ser detallada, por lo cual, se recomienda que la formaleta de apoyo cumpla con las características necesarias para brindar un buen acabado al concreto.

Una de las alternativas usada con frecuencia es vaciar un solado con concreto de baja resistencia y afinado, por lo que ofrece una cara de contacto de mejor calidad como apoyo de la losa de apuntalamiento, que quedara a la vista en la etapa de servicio. Las excavaciones para iniciar el descenso hacia los niveles de sótanos deben ejecutarse siguiendo las recomendaciones del ingeniero de suelos. La construcción por trincheras es típica para este tipo de obras y consiste en la extracción de suelo y vaciado de las losas de apuntalamiento en varias etapas, lo cual depende de las dimensiones máximas a abordar autorizadas por los estudios geotécnicos.

De la misma medida, la excavación hacia los sótanos implica la remoción de grandes volúmenes de material de suelo que deben ser acopiados provisionalmente y

luego evacuados hacia botaderos autorizados. La circulación constante de volquetas y excavadoras, además de condicionar los diseños de las losas de apuntalamiento como se mencionó anteriormente, requiere una preparación logística coordinada que incluya aspectos como la elaboración de rutas de tráfico, zonas de acopio provisional de materiales, accesos verticales de la maquinaria de excavación, localización de torre grúa, equipos de bombeo de concreto, entre otras.

Es fundamental tener en cuenta las características del sector en donde se encuentra ubicada la obra, dado que pueden existir restricciones que impidan la movilización de los vehículos de carga tanto por el estado de las vías de acceso como por restricciones de horario. La ejecución de la excavación requiere de un control continuo de niveles, debido a que, además de establecer los niveles definitivos de los sótanos de la edificación, es frecuente que se presenten movimientos verticales del suelo producto de alivio de esfuerzos por la excavación. La verificación preliminar y la supervisión del estado de las edificaciones vecinas y existentes es primordial durante el proceso de excavación y construcción de sótanos.

Por tal motivo, la protección y cumplimiento estricto de la conformación de taludes es necesario para reducir riesgos de falla. La presencia de cargas significativas y críticas se deben evitar sobre la cabeza de los taludes que conforman la excavación, dado que disminuyen su capacidad de manera importante. La ocurrencia de lluvias puede afectar la estabilidad de los taludes por lo cual se recomienda una protección superficial con mortero o polietileno. Además del manejo de aguas de precipitaciones, las aguas subterráneas se deben controlar, pues su presencia dificulta la construcción

de sótanos en situaciones particulares como el armado y vaciado de las losas de apuntalamiento.

Por lo cual se debe contemplar la instalación de pozos y equipos de bombeo, drenajes y demás instalaciones provisionales que permitan adelantar las actividades de obra, sin deterioro de las condiciones geotécnicas del suelo, el cual considera que la evacuación descontrolada y excesiva de agua puede inducir a cambios significativos del estado de los suelos. Esta etapa del proyecto requiere una supervisión constante y minuciosa debido a los riesgos que presenta, dado que además de las variables de orden técnico y de calidad de la construcción, se deben sopesar aspectos de gran relevancia como la protección del personal de obra a través de medidas como la señalización y demarcación de las zonas de riesgo, protección e inspección constante de taludes, protección ante condiciones climáticas difíciles, entre otras.

Por último, la finalización de la ejecución de los muros pantalla y losas de apuntalamiento puede considerarse satisfactoria toda vez que los resultados de los controles periódicos de instrumentación geotécnica arrojen los datos esperados. Los controles de medición de los movimientos horizontales de los elementos de contención de tierras se recomienda realizarlos por medio de inclinómetros inmersos en los muros pantalla y controles topográficos, la variación del nivel freático puede registrarse por medio de la instalación e inspección de piezómetros de Casagrande. Además de estas opciones, se deben realizar los controles complementarios que se consideren necesarios o sean exigidos por la autoridad competente, para asegurar de esta manera

un comportamiento óptimo de estructuras de este tipo que contienen puntos críticos durante su ejecución y operación.

## 7 Bibliografía

Arboleda-Monsalve, L., & Finno, R. (2015). Influence of concrete time-dependent effects on the performance of top-down construction. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*, 141(4), DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.000](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.000).

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente*.

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2014). *Norma colombiana de diseño de puentes CCP 14*. .

Barros, J. (1974). *Muros de contención*. Ediciones CEAC.

Berry, P., & Reid, D. (1999). *Mecánica de suelos*. McGraw-Hill Interamericana.

Bowles, J. (1996). *Foundation Analysis and Design*. McGraw-Hill Companies.

Calavera, J. (1989). *Muros de contención y muros de sótano* . Instituto Técnico de materiales y construcciones, Ed.

Cano, M., Pastor, J., Miranda, T., & Tomás, R. (2020). Procedimiento constructivo de muros de sótano mediante batches con juntas de conexión: Estudio del ancho

óptimo de excavación en suelos mixtos. *Informes de La Construcción*, 72(558), 344.

Carrillo, A., & Salazar, F. (2018). *Análisis de solución alternativa al método convencional para la construcción de sótanos, considerando el uso de anclajes activos Springsol (patentados por Soletanche Bachy Cimas S. A.) en los suelos blandos característicos* .

<https://repository.udistrital.edu.co/bitstream/handle/11349/14124/CarrilloNavarroAndresFelipe2018.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

CEMEX. (2020). *Tremie*.

<https://www.cemexcolombia.com/documents/45752949/49991047/ficha-tremie.pdf/8e76af7e-e2e0-a611-3686-94f6810001d1>

Coduto, D., Yeung, M., & Kitch, W. (2011). *Geotechnical Engineering: Principles and Practices*.

CYPE. (2022). *CYPE*. <http://www.cype.es/cypeingenieros/#quees>.

CYPE Ingenieros. (2018). *Muros pantalla* .

Das, B. (2001). *Principios de ingeniería de cimentaciones*. International Thompson Editores.

Errázuriz, E. (2009). *Pantallas de contención métodos de diseño y aplicaciones*.

Universidad de Chile: <http://repositorio.uchile.cl/handle/2250/102148>

- Estrada, C. (2011). *Desarrollo de un elemento de lámina cuadrilátero sin grados rotacionales para el tratamiento de geometrías arbitrarias con grandes deformaciones*. Universidad Nacional de Córdoba:  
<http://hdl.handle.net/11086/1535>
- García, L. (1998). *Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico*. Universidad de los Andes.
- Jia, J., Xie, X., Zhai, J., Zhang, Y., Yang, K., & Guo, X. (2012). Research and design on top-down method for large scale podium basement excavation of Shanghai Tower. En A. Hryciw, Athanasopoulos-Zekkos, & N. Yesiller, *GeoCongress 2012: State of the Art and Practice in Geotechnical Engineering* (págs. 770–779).
- Kramer, S. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. . Prentice-Hall.
- Lee, H., Lee, J., & Lee, J. (1999). Nonshored formwork system for top-down construction. *Journal of Construction Engineering and Management ASCE*, 125(6), 392–399.
- López, V. (2010). *Muros pantalla*. Universitat Politècnica de València:  
<http://hdl.handle.net/10251/8386>
- Matallana, G. (1991). *Sistemas de contención y control de excavaciones en obras urbanas*. .
- Ministerio de Fomento España. (2019). *Código técnico de la edificación - documento básico seguridad estructural de cimientos*.

Morrison Ingenieros; Morrison Estructuras; FUNDEXTENSUS; CSI Caribe. (2021).

*Manual SAP 2000 v23 Integrated Software for Structural Analysis & Design.*

Murthy, V. (2002). *Geotechnical Engineering: Principles and Practices of Soil*

*Mechanics and Foundation Engineering.* Marcel Dekker Inc.

Nilson, A. (1999). *Diseño de estructuras de concreto* . McGraw-Hill.

Obando, J. (2019). *Consideraciones para el análisis geotécnico de la cimentación de un*

*edificio de gran altura en la ciudad de bogotá d.c. caso: edificio “entre calles”*

*localizaco en la calle 19 con carrera 7.* Universidad Militar Nueva Granada:

<https://repository.unimilitar.edu.co/handle/10654/36925?show=full>

Otálvaro, I., & Nanclares, F. (2009). Elementos para obtener el modulo de reacción de

subrasante. *DYNA*, 76(157), 81–89.

Peña, Á. (2004). *Proyecto de muros de sótano, sometidos a cargas verticales*

*originadas por pilares de fachada.* Universidad Politécnica de Madrid:

<http://oa.upm.es/9159/>

Rodríguez, C. (1988). Sistemas de excavación y arriostramiento de las pantallas

continuas de hormigón armado para la ejecución de sótanos. *Revista de*

*Edificación*, 4, 5–8. DOI: <https://hdl.handle.net/10171/16190>.

Sanhueza, C. (2008). *Criterios y parámetros de diseño para pantallas continuas en*

*Madrid.* Universidad Politécnica de Madrid: <https://oa.upm.es/1167/>

- Seed, H., & Whitman, R. (1970). *Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads*. ASCE Specialty Conference, *Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures*, Cornell Univ.
- Segura, J. (2011). *Estructuras de concreto I*. Universidad Nacional de Colombia - Facultad de Ingeniería, Ed.
- Suarez, J., & Cobos, D. (2003). *Presiones de tierra sobre estructuras de contención en condiciones de suelos inestables*.
- Urbán, P. (2010). *Construcción de estructuras de hormigón armado adaptado a las instrucciones EHE, EFHE y NCSE-02*. Editorial Club Universitario, Ed.
- Zargar, S., & Mirmohammadi, S. (2018). *Top-Down construction method: A case study of commercial building in Tehran*. 11th International Congress on Civil Engineering. Obtenido de <https://www.researchgate.net/publication/330313785>

## Anexo 1. Rigideces de apuntalamiento por marco de rigidez

Rigideces (kN/m)	Nivel			
	Tipo de losa	0m (P1)	-3.25m (S1)	-6.5m (S2)
PT 4, LT 3, e=0.4m, a=4m L3	2,678,093	3,810,976	4,302,926	4,854,369
PT 4, LT 1, e=0.4m, a=4m L3	2,657,807	3,511,853	3,929,273	4,489,338
PT 3, LT 3, e=0.4m, a=4m L4	1,976,285	3,073,770	4,092,769	5,309,735
PT 2, LT 3, e=0.6m, a=4m L2	2,091,113	3,463,632	3,899,721	4,844,291
PT 3, LT 1, e=0.4m, a=4m L4	1,767,826	2,666,667	3,588,517	4,754,358
PT 2, LT 3, e=0.5m, a=4m L2	1,953,398	3,070,175	3,405,497	4,056,795
PT 4, LT 3, e=0.4m, a=4m L2	2,022,245	2,930,403	3,249,391	3,708,282
PT 3, LT 2, e=0.4m, a=4m L4	1,685,393	2,551,020	3,329,634	4,243,281
PT 4, LT 2, e=0.4m, a=4m L3	2,175,805	2,880,184	3,174,603	3,503,854
PT 2, LT 2, e=0.6m, a=4m L2	1,664,487	2,708,978	3,008,165	4,035,745
PT 1, LT 3, e=0.4m, a=4m L2	1,828,392	2,693,862	2,992,092	3,443,187
PT 2, LT 3, e=0.4m, a=4m L2	1,812,063	2,689,205	2,931,937	3,372,681
PT 1, LT 1, e=0.4m, a=4m L1	1,751,971	2,458,297	2,894,755	3,615,702
PT 2, LT 1, e=0.6m, a=4m L2	1,465,048	2,451,839	2,845,528	3,901,895
PT 1, LT 1, e=0.4m, a=4m L2	1,882,733	2,565,512	2,843,794	3,312,825
PT 3, LT 3, e=0.4m, a=4m L3	1,671,841	2,494,654	2,910,603	3,438,114
PT 2, LT 2, e=0.5m, a=4m L2	1,542,190	2,340,746	2,596,921	3,178,928
PT 3, LT 3, e=0.4m, a=4m L1	1,331,694	2,063,328	2,626,793	3,355,705
PT 2, LT 1, e=0.5m, a=4m L2	1,354,096	2,149,547	2,448,409	3,208,801
PT 4, LT 1, e=0.4m, a=4m L2	1,515,152	2,146,581	2,352,546	2,872,384
PT 4, LT 2, e=0.4m, a=4m L2	1,549,187	2,090,957	2,252,252	2,629,273
PT 1, LT 2, e=0.4m, a=4m L2	1,469,353	2,078,385	2,284,968	2,656,042
PT 2, LT 2, e=0.4m, a=4m L2	1,437,077	2,044,094	2,230,010	2,612,428
PT 3, LT 2, e=0.4m, a=4m L3	1,351,221	1,936,644	2,224,694	2,649,508
PT 3, LT 1, e=0.4m, a=4m L3	1,272,727	1,851,607	2,163,499	2,715,283
PT 2, LT 1, e=0.4m, a=4m L2	1,249,108	1,866,667	2,085,506	2,628,614
PT 3, LT 1, e=0.4m, a=4m L1	1,162,115	1,699,569	2,142,916	2,824,859
PT 1, LT 3, e=0.4m, a=4m L1	1,081,081	1,717,986	1,999,385	2,570,864
PT 3, LT 2, e=0.4m, a=4m L1	1,084,056	1,618,324	2,019,417	2,574,767
PT 4, LT 3, e=0.4m, a=4m L1	972,235	1,579,298	1,978,035	2,682,204
PT 3, LT 3, e=0.4m, a=4m L2	979,211	1,580,035	1,946,982	2,588,438
PT 2, LT 3, e=0.6m, a=4m L1	650,676	1,142,110	1,617,362	3,337,379
PT 2, LT 2, e=0.6m, a=4m L1	520,523	914,130	1,404,243	3,220,423
PT 1, LT 2, e=0.4m, a=4m L1	871,801	1,358,175	1,569,164	2,092,162
PT 3, LT 2, e=0.4m, a=4m L2	792,216	1,249,519	1,513,270	2,087,124
PT 4, LT 1, e=0.4m, a=4m L1	738,632	1,190,848	1,463,225	2,177,475
PT 2, LT 3, e=0.5m, a=4m L1	598,832	1,014,236	1,361,235	2,593,850
PT 1, LT 1, e=0.4m, a=3m L2	828,715	1,305,057	1,455,604	1,956,947
PT 3, LT 1, e=0.4m, a=4m L2	726,279	1,167,153	1,458,941	2,140,455
PT 4, LT 2, e=0.4m, a=4m L1	756,743	1,183,304	1,425,949	2,062,878
PT 2, LT 1, e=0.6m, a=4m L1	407,786	783,267	1,209,890	2,801,462
PT 2, LT 2, e=0.5m, a=4m L1	486,956	810,779	1,141,079	2,290,617
PT 2, LT 3, e=0.4m, a=4m L1	543,887	882,365	1,142,454	1,961,239
PT 2, LT 1, e=0.5m, a=4m L1	367,849	686,534	985,914	2,144,362
PT 2, LT 2, e=0.4m, a=4m L1	442,775	705,119	935,493	1,717,811
PT 1, LT 1, e=0.4m, a=3m L1	445,637	767,931	911,706	1,499,550
PT 2, LT 1, e=0.4m, a=4m L1	331,437	590,143	790,650	1,606,011
PT 1, LT 1, e=0.4m, a=2m L2	398,221	691,218	826,446	1,287,001
PT 1, LT 1, e=0.4m, a=2m L1	210,846	385,706	524,218	1,039,231