

**EFFECTOS ASOCIADOS CON LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN  
EL DISEÑO DE EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO EN  
BUCARAMANGA**

**LEONARDO MORENO DE LUCA**



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FISICO – MECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
BUCARAMANGA**

**2010**

**EFFECTOS ASOCIADOS CON LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN  
EL DISEÑO DE EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO EN  
BUCARAMANGA**

**LEONARDO MORENO DE LUCA**

**Trabajo de Grado**

**Director: Ing. Wilfredo Del Toro Rodríguez**



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FISICO – MECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
BUCARAMANGA**

**2010**

## **DEDICATORIA**

A mi padre por su ejemplo, a mi madre por su dedicación, a Daniel, Andrés y Natalia por su apoyo incondicional y a Jimena por su motivación.

## **AGRADECIMIENTOS**

Le agradezco a Dios, al Ingeniero Cesar Gélvez por el inmenso apoyo y colaboración que hicieron posible el buen desarrollo del presente proyecto de grado en el tiempo indicado, al Profesor Wilfredo Del Toro por el conocimiento brindado y por sus consejos que me guiaron en el proceso de aprendizaje a través de mi carrera y, por último, le agradezco a Sonia y a Nuri por toda la colaboración brindada.

## CONTENIDO

<b>Introducción.....</b>	<b>31</b>
<b>1. Modelos de Interacción Suelo – Estructura (ISE) .....</b>	<b>36</b>
1.1 Estado del Arte y Descripción.....	36
1.1.1 Modelo de Winkler .....	37
1.1.2 Modelo Elástico como medio continuo:.....	47
1.1.3 Modelación avanzada .....	51
<b>2. Definición y Caracterización del Suelo .....</b>	<b>58</b>
2.1 Características geotécnicas generales del área (Estudio geotécnico, Geotecnología Ltda) .....	58
2.2 Características sísmicas (Estudio geotécnico, Geotecnología Ltda) .....	59
2.2.1 Tectónica y Sismicidad: .....	59
2.2.2 Características del sitio: .....	59
2.3 Perfil geotécnico típico (Estudio geotécnico, Geotecnología Ltda) .....	60
2.4 Parámetros que definen el diseño estructural.....	61
2.4.1 Criterio general (Estudio geotécnico, Geotecnología Ltda):.....	61
2.4.2 N para diseño (Estudio geotécnico, Geotecnología Ltda) .....	63
2.4.3 Cálculo de capacidad de soporte (Estudio geotécnico, Geotecnología Ltda).....	65

2.4.4	Ángulo de fricción interna (Estudio geotécnico, Geotecnología Ltda) ..	69
2.4.5	Ángulo de fricción interna al nivel de cimentación (Estudio geotécnico, Geotecnología Ltda) .....	69
2.4.6	Módulo de reacción o coeficiente de Balastro (Ks) .....	71
<b>3.</b>	<b>Construcción de Modelos .....</b>	<b>78</b>
3.1	Definición de la Zona .....	78
3.2	Definición Geométrica.....	80
3.3	Definición Estructural .....	82
3.4	Definición de Parámetros Sísmicos .....	83
3.4.1	Espectro de Diseño.....	83
3.4.2	Coeficiente de capacidad de disipación de energía básico, <b><math>R_o</math></b> .....	85
3.4.3	Coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en altura, <b><math>\Phi_a</math></b> .....	85
3.4.4	Coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en planta, <b><math>\Phi_p</math></b> .....	85
3.4.5	Coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por ausencia de redundancia <b><math>\Phi_r</math></b> .....	85
3.4.6	Coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, <b><math>R</math></b> .....	86
3.5	Definición del Modelo de ISE .....	86
3.5.1	Comparación entre Modelos de ISE Simple y Sofisticado .....	89

<b>4. Análisis de Parámetros que Definen el Diseño Estructural de la Edificación.....</b>	<b>99</b>
4.1 Periodo de la Estructura .....	99
4.1.1 Periodos de los modelos con sótanos.....	100
4.1.2 Periodos de los modelos sin sótanos.....	103
4.2 Derivas Máximas .....	106
4.2.1 Derivas de los modelos con sótanos.....	107
4.2.2 Derivas de los modelos sin sótanos.....	110
4.3 Cortante y momento .....	113
4.3.1 Cortante basal, cortante y momento por piso para los modelos con sótanos.....	113
4.3.2 Cortante basal, cortante y momento por piso para los modelos sin sótanos.....	125
4.4 Distribución de cargas de servicio en los nodos de base .....	136
4.4.1 Cargas de servicio en los nodos de base para modelos con sótanos:	137
4.4.2 Cargas de servicio en los nodos de base para modelos sin sótanos:	142
4.5 Parámetros determinantes en el diseño de muros.....	147
4.5.1 Parámetros determinantes en el diseño de muros para modelos con sótanos.....	147
4.5.2 Parámetros determinantes en el diseño de muros para modelos sin sótanos.....	169

<b>5.</b>	<b>Análisis económico y comparación entre modelos.....</b>	<b>197</b>
5.1	Criterios de diseño.....	197
5.1.1	Vigas.....	197
5.1.2	Columnas.....	198
5.1.3	Zapatas.....	199
5.1.4	Placa.....	199
5.1.5	Muros.....	200
5.2	Cuantificación de materiales.....	200
5.3	Comparación entre modelos.....	201
5.3.1	Modelos con sótanos.....	201
5.3.2	Modelos sin sótanos.....	210
<b>6.</b>	<b>Discusión para las Conclusiones.....</b>	<b>218</b>
<b>7.</b>	<b>Conclusiones.....</b>	<b>225</b>
<b>8.</b>	<b>Bibliografía.....</b>	<b>228</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1	Fundación Winkler .....	37
Figura 2	Fundación Filonenko-Borodich .....	38
Figura 3	Fundación de Hetenyi .....	40
Figura 4	Fundación Pasternak .....	41
Figura 5	Fundación Kerr .....	43
Figura 6	Fundación analogía viga – columna .....	44
Figura 7	Nuevo modelo continuo de Winkler .....	46
Figura 8	Idealización elasto – plástica (Unidad de St. Venant) .....	51
Figura 9	Modelo de Maxwell .....	53
Figura 10	Modelo de Kelvin .....	55
Figura 11	Resorte desacoplado modelo F.E.M.A .....	56
Figura 12	Ángulo de fricción software NovoSPT .....	70
Figura 13	Módulo de balastro lateral ajustado .....	77
Figura 14	Plano Microzonificación de la ciudad de Bucaramanga .....	79
Figura 15	Planta tipo .....	80
Figura 16	Edificación con sótanos .....	81
Figura 17	Planta cimentación modelos con muros de sótano .....	82
Figura 18	Planta cimentación modelos sin muros de sótanos .....	83

Figura 19 Espectro de Microzonificación para la ciudad de Bucaramanga (Zona 2) .....	84
Figura 20 Alzado cimentación modelo simplificado de ISE.....	87
Figura 21 Planta cimentación modelo sofisticado de ISE (elementos finitos), diagrama de momentos.....	88
Figura 22 Comparación deriva en X entre modelos simple y sofisticado de ISE ...	90
Figura 23 Comparación deriva en Y entre modelos simple y sofisticado de ISE ...	91
Figura 24 Comparación cortante en X entre modelos simple y sofisticado de ISE	92
Figura 25 Comparación cortante en Y entre modelos simple y sofisticado de ISE .....	93
Figura 26 Comparación momento en X para sismo X entre modelos simple y sofisticado de ISE.....	94
Figura 27 Comparación momento en Y para sismo X entre modelos simple y sofisticado de ISE.....	95
Figura 28 Comparación momento en X para sismo Y entre modelos simple y sofisticado de ISE.....	96
Figura 29 Comparación momento en Y para sismo Y entre modelos simple y sofisticado de ISE.....	97
Figura 30 Comparación del periodo fundamental modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5).....	101
Figura 31 Comparación del periodo 2 modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5) .....	101
Figura 32 Comparación del periodo 3 modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5) .....	102

Figura 33 Comparación del periodo fundamental modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4>K5).....	104
Figura 34 Comparación del periodo 2 modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4>K5) .....	104
Figura 35 Comparación del periodo 3 modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4>K5) .....	105
Figura 36 Derivas X por piso modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5) .....	107
Figura 37 Derivas Y por piso modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5) .....	108
Figura 38 Derivas X por piso modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4).....	110
Figura 39 Derivas Y por piso modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4).....	111
Figura 40 Cortante basal X en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5).....	114
Figura 41 Cortante basal Y en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5).....	115
Figura 42 Cortante en X por piso en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5) .....	117
Figura 43 Cortante en Y por piso en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5) .....	118
Figura 44 Momento en X para sismo en X en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5).....	120
Figura 45 Momento en Y para sismo en X en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5).....	121
Figura 46 Momento en X para sismo en Y en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5).....	122
Figura 47 Momento en Y para sismo en Y en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5).....	123

Figura 48	Cortante basal X en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4).....	126
Figura 49	Cortante basal Y en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4).....	126
Figura 50	Cortante en X por piso en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	128
Figura 51	Cortante en Y por piso en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	129
Figura 52	Momento en X para sismo en X en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	131
Figura 53	Momento en Y para sismo en X en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	132
Figura 54	Momento en X para sismo en Y en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	133
Figura 55	Momento en Y para sismo en Y en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	134
Figura 56	Nodos de base en modelos con sótanos .....	137
Figura 57	Distribución de cargas de servicio por nodo modelos con sótanos [Ton] .....	140
Figura 58	Nodos de base en modelos sin sótanos .....	142
Figura 59	Distribución de cargas de servicio por nodo modelos sin sótanos [Ton] .....	145
Figura 60	Muros de edificación con sótanos.....	147
Figura 61	Carga axial muro 1 para sismo X en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5).....	148
Figura 62	Carga axial muro 1 para sismo Y en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5).....	149

Figura 63	Carga axial muro 2 para sismo X en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5).....	149
Figura 64	Carga axial muro 2 para sismo Y en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5).....	150
Figura 65	Carga axial muro 3 para sismo X en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5).....	150
Figura 66	Carga axial muro 3 para sismo Y en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5).....	151
Figura 67	Carga axial muro 4 para sismo X en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5).....	151
Figura 68	Carga axial muro 4 para sismo Y en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5).....	152
Figura 69	Carga axial foso para sismo X en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5).....	152
Figura 70	Carga axial foso para sismo Y en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5).....	153
Figura 71	Cortante muro 1 para sismo X en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5).....	155
Figura 72	Cortante muro 1 para sismo Y en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5).....	156
Figura 73	Cortante muro 2 para sismo X en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5).....	156
Figura 74	Cortante muro 2 para sismo Y en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5).....	157

Figura 75	Cortante muro 3 para sismo X en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5).....	157
Figura 76	Cortante muro 3 para sismo Y en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5).....	158
Figura 77	Cortante muro 4 para sismo X en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5).....	158
Figura 78	Cortante muro 4 para sismo Y en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5).....	159
Figura 79	Cortante foso para sismo X en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5).....	159
Figura 80	Cortante foso para sismo Y en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5).....	160
Figura 81	Momento muro 1 para sismo X en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5).....	162
Figura 82	Momento muro 1 para sismo Y en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5).....	163
Figura 83	Momento muro 2 para sismo X en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5).....	163
Figura 84	Momento muro 2 para sismo Y en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5).....	164
Figura 85	Momento muro 3 para sismo X en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5).....	164
Figura 86	Momento muro 3 para sismo Y en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5).....	165

Figura 87	Momento muro 4 para sismo X en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5).....	165
Figura 88	Momento muro 4 para sismo Y en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5).....	166
Figura 89	Momento foso para sismo X en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5).....	166
Figura 90	Momento foso para sismo Y en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5).....	167
Figura 91	Muros de edificación sin sótanos.....	169
Figura 92	Carga axial muro 1 para sismo X en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4).....	170
Figura 93	Carga axial muro 1 para sismo Y en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4).....	171
Figura 94	Carga axial muro 2 para sismo X en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4).....	171
Figura 95	Carga axial muro 2 para sismo Y en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4).....	172
Figura 96	Carga axial muro 3 para sismo X en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4).....	172
Figura 97	Carga axial muro 3 para sismo Y en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4).....	173
Figura 98	Carga axial muro 4 para sismo X en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4).....	173
Figura 99	Carga axial muro 4 para sismo Y en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4).....	174

Figura 100	Carga axial muro 5 para sismo X en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	174
Figura 101	Carga axial muro 5 para sismo Y en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	175
Figura 102	Carga axial muro 6 para sismo X en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	175
Figura 103	Carga axial muro 6 para sismo Y en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	176
Figura 104	Carga axial foso para sismo X en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	176
Figura 105	Carga axial foso para sismo Y en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	177
Figura 106	Cortante muro 1 para sismo X en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	179
Figura 107	Cortante muro 1 para sismo Y en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	180
Figura 108	Cortante muro 2 para sismo X en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	180
Figura 109	Cortante muro 2 para sismo Y en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	181
Figura 110	Cortante muro 3 para sismo X en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	181
Figura 111	Cortante muro 3 para sismo Y en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	182

Figura 112	Cortante muro 4 para sismo X en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	182
Figura 113	Cortante muro 4 para sismo Y en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	183
Figura 114	Cortante muro 5 para sismo X en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	183
Figura 115	Cortante muro 5 para sismo Y en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	184
Figura 116	Cortante muro 6 para sismo X en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	184
Figura 117	Cortante muro 6 para sismo Y en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	185
Figura 118	Cortante foso para sismo X en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	185
Figura 119	Cortante foso para sismo Y en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	186
Figura 120	Momento muro 1 para sismo X en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	188
Figura 121	Momento muro 1 para sismo Y en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	189
Figura 122	Momento muro 2 para sismo X en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	189
Figura 123	Momento muro 2 para sismo Y en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	190

Figura 124	Momento muro 3 para sismo X en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	190
Figura 125	Momento muro 3 para sismo Y en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	191
Figura 126	Momento muro 4 para sismo X en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	191
Figura 127	Momento muro 4 para sismo Y en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	192
Figura 128	Momento muro 5 para sismo X en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	192
Figura 129	Momento muro 5 para sismo Y en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	193
Figura 130	Momento muro 6 para sismo X en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	193
Figura 131	Momento muro 6 para sismo Y en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	194
Figura 132	Momento foso para sismo X en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	194
Figura 133	Momento foso para sismo Y en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	195
Figura 134	Comparación acero longitudinal vigas modelos con sótanos .....	203
Figura 135	Comparación acero transversal vigas modelos con sótanos .....	203
Figura 136	Comparación concreto vigas modelos con sótanos.....	204
Figura 137	Comparación acero longitudinal columnas modelos con sótanos.....	204

Figura 138 Comparación acero transversal columnas modelos con sótanos .....	205
Figura 139 Comparación concreto zapatas modelos con sótanos.....	205
Figura 140 Comparación precio total modelos con sótanos .....	208
Figura 141 Comparación acero longitudinal vigas modelos sin sótanos .....	211
Figura 142 Comparación acero transversal vigas modelos sin sótanos .....	212
Figura 143 Comparación concreto vigas modelos sin sótanos .....	212
Figura 144 Comparación acero longitudinal columnas modelos sin sótanos.....	213
Figura 145 Comparación acero transversal columnas modelos sin sótanos .....	213
Figura 146 Comparación concreto zapatas modelos sin sótanos.....	214
Figura 147 Comparación precio total modelos sin sótanos.....	217
Figura 148 Despiece de vigas planta tipo 10.....	232
Figura149 Despiece global de columnas.....	233

## LISTA DE TABLAS

Tabla 1	Constantes del resorte F.E.M.A. ....	57
Tabla 2	Factores de corrección por embebimiento F.E.M.A. ....	57
Tabla 3	Perfil geotécnico típico .....	60
Tabla 4	N de diseño .....	64
Tabla 5	Rango de Ks según Bowles .....	72
Tabla 6	Ks supuesto para análisis .....	72
Tabla 7	Correlación entre $\Phi$ y N del ensayo SPT .....	74
Tabla 8	Constantes de Hansen.....	75
Tabla 9	$S_c, S_q, S_\gamma$ según Hansen .....	75
Tabla 10	Módulo de balastro horizontal .....	76
Tabla 11	Periodos y aceleraciones que definen el espectro de diseño .....	84
Tabla 12	Comparación de parámetros de respuesta estructural entre modelo simple y sofisticado de ISE.....	89
Tabla 13	Periodos de los modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5) .....	100
Tabla 14	Diferencia porcentual entre periodos de ISE y empotrado para modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5) .....	100
Tabla 15	Periodos de los modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4>K5) .....	103
Tabla 16	Diferencia porcentual entre periodos de ISE y empotrado para modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4>K5).....	103
Tabla 17	Cortante basal modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5) .....	113

Tabla 18 Diferencia porcentual entre cortantes basales de ISE y empotrado para modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5) .....	114
Tabla 19 Cortante basal modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	125
Tabla 20 Diferencia porcentual entre cortantes basales de ISE y empotrado para modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4).....	125
Tabla 21 Cargas de servicio nodos de base en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5).....	138
Tabla 22 Diferencia porcentual en cargas de servicio en nodos de base para modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5) .....	139
Tabla 23 Cargas de servicio nodos de base en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4) .....	143
Tabla 24 Diferencia porcentual en cargas de servicio en nodos de base para modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4).....	144
Tabla 25 Resumen comparación entre modelos con sótanos .....	201
Tabla 26 Diferencias entre modelos con sótanos de ISE respecto al modelo empotrado .....	202
Tabla 27 Comparación global concreto modelos con sótanos.....	207
Tabla 28 Comparación global acero sin muros modelos con sótanos .....	207
Tabla 29 Comparación precio global modelos con sótanos.....	208
Tabla 30 Resumen comparación entre modelos sin sótanos.....	210
Tabla 31 Diferencias entre modelos sin sótanos de ISE respecto al modelo empotrado .....	211
Tabla 32 Comparación global concreto modelos sin sótanos.....	215
Tabla 33 Comparación global acero sin muros modelos sin sótanos .....	216

Tabla 34 Comparación precio global modelos sin sótanos.....	216
Tabla 35 Acero longitudinal vigas modelo empotrado con sótanos .....	234
Tabla 36 Acero transversal vigas modelo empotrado con sótanos.....	234
Tabla 37 Acero longitudinal columnas modelo empotrado con sótanos .....	235
Tabla 38 Acero transversal columnas modelo empotrado con sótanos.....	235
Tabla 39 Volumen de concreto zapatas modelo empotrado con sótanos.....	236
Tabla 40 Acero longitudinal vigas modelo de resortes K1 con sótanos .....	237
Tabla 41 Acero transversal vigas modelo de resortes K1 con sótanos.....	237
Tabla 42 Acero longitudinal columnas modelo de resortes K1 con sótanos .....	238
Tabla 43 Acero transversal columnas modelo de resortes K1 con sótanos.....	238
Tabla 44 Volumen de concreto zapatas modelo de resortes K1 con sótanos.....	239
Tabla 45 Acero longitudinal vigas modelo de resortes K2 con sótanos .....	240
Tabla 46 Acero transversal vigas modelo de resortes K2 con sótanos.....	240
Tabla 47 Acero longitudinal columnas modelo de resortes K2 con sótanos .....	241
Tabla 48 Acero transversal columnas modelo de resortes K2 con sótanos.....	241
Tabla 49 Volumen de concreto zapatas modelo de resortes K2 con sótanos.....	242
Tabla 50 Acero longitudinal vigas modelo de resortes K3 con sótanos .....	243
Tabla 51 Acero transversal vigas modelo de resortes K3 con sótanos.....	243
Tabla 52 Acero longitudinal columnas modelo de resortes K3 con sótanos .....	244
Tabla 53 Acero transversal columnas modelo de resortes K3 con sótanos.....	244
Tabla 54 Volumen de concreto zapatas modelo de resortes K3 con sótanos.....	245
Tabla 55 Acero longitudinal vigas modelo de resortes K4 con sótanos .....	246

Tabla 56 Acero transversal vigas modelo de resortes K4 con sótanos.....	246
Tabla 57 Acero longitudinal columnas modelo de resortes K4 con sótanos .....	247
Tabla 58 Acero transversal columnas modelo de resortes K4 con sótanos.....	247
Tabla 59 Volumen de concreto zapatas modelo de resortes K4 con sótanos.....	248
Tabla 60 Acero longitudinal vigas modelo de resortes K5 con sótanos .....	249
Tabla 61 Acero transversal vigas modelo de resortes K5 con sótanos.....	249
Tabla 62 Acero longitudinal columnas modelo de resortes K5 con sótanos .....	250
Tabla 63 Acero transversal columnas modelo de resortes K5 con sótanos.....	250
Tabla 64 Volumen de concreto zapatas modelo de resortes K5 con sótanos.....	251
Tabla 65 Acero longitudinal vigas modelo empotrado sin sótanos .....	252
Tabla 66 Acero transversal vigas modelo empotrado sin sótanos.....	252
Tabla 67 Acero longitudinal columnas modelo empotrado sin sótanos .....	253
Tabla 68 Acero transversal columnas modelo empotrado sin sótanos.....	253
Tabla 69 Volumen de concreto zapatas modelo empotrado sin sótanos.....	254
Tabla 70 Acero longitudinal vigas modelo de resortes K1 sin sótanos .....	255
Tabla 71 Acero transversal vigas modelo de resortes K1 sin sótanos.....	255
Tabla 72 Acero longitudinal columnas modelo de resortes K1 sin sótanos .....	256
Tabla 73 Acero transversal columnas modelo de resortes K1 sin sótanos.....	256
Tabla 74 Volumen de concreto zapatas modelo de resortes K1 sin sótanos.....	257
Tabla 75 Acero longitudinal vigas modelo de resortes K2 sin sótanos .....	258
Tabla 76 Acero transversal vigas modelo de resortes K2 sin sótanos.....	258
Tabla 77 Acero longitudinal columnas modelo de resortes K2 sin sótanos .....	259

Tabla 78 Acero transversal columnas modelo de resortes K2 sin sótanos.....	259
Tabla 79 Volumen de concreto zapatas modelo de resortes K2 sin sótanos.....	260
Tabla 80 Acero longitudinal vigas modelo de resortes K3 sin sótanos .....	261
Tabla 81 Acero transversal vigas modelo de resortes K3 sin sótanos.....	261
Tabla 82 Acero longitudinal columnas modelo de resortes K3 sin sótanos .....	262
Tabla 83 Acero transversal columnas modelo de resortes K3 sin sótanos.....	262
Tabla 84 Volumen de concreto zapatas modelo de resortes K3 sin sótanos.....	263
Tabla 85 Acero longitudinal vigas modelo de resortes K4 sin sótanos .....	264
Tabla 86 Acero transversal vigas modelo de resortes K4 sin sótanos.....	264
Tabla 87 Acero longitudinal columnas modelo de resortes K4 sin sótanos .....	265
Tabla 88 Acero transversal columnas modelo de resortes K4 sin sótanos.....	265
Tabla 89 Volumen de concreto zapatas modelo de resortes K4 sin sótanos.....	266

## LISTA DE ANEXOS

Anexo A	Resumen de Despiece para Vigas y Columnas.....	232
Anexo B	Cuantificación de Materiales.....	234

## GLOSARIO

**INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA:** es el comportamiento del suelo de soporte, de la fundación y de la estructura de una edificación como un sistema conjunto.

**COEFICIENTE DE BALASTRO:** es un parámetro que representa la rigidez del suelo de soporte, sus unidades en S.I. son  $N/m^3$ . También se le conoce como el módulo de reacción del suelo.

## RESUMEN

### TÍTULO:

EFFECTOS ASOCIADOS CON LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EL DISEÑO DE EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO EN BUCARAMANGA

### AUTOR:

LEONARDO MORENO DE LUCA

### PALABRAS CLAVES:

INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA, COEFICIENTE DE BALASTRO, DISEÑO ESTRUCTURAL, ANÁLISIS ESTRUCTURAL

### DESCRIPCIÓN:

El proceso de diseño y análisis estructural supone, generalmente, un empotramiento perfecto en la base de las edificaciones, entre la estructura y el suelo de soporte. Esta consideración, aceptada y avalada en Colombia y en la mayoría de los países para realizar el diseño estructural de edificaciones civiles, se encuentra bastante alejada del comportamiento real del sistema suelo-fundación, presentando de esta manera respuestas inciertas en parámetros determinantes en el diseño estructural.

Para intentar llegar a una mejor aproximación, se propone entonces desarrollar modelos de interacción suelo-estructura que se acerquen un poco más al comportamiento real de las edificaciones. Con éstos modelos se pueden observar las variaciones en el comportamiento de la estructura y la influencia que tienen en la respuesta final del diseño estructural.

Al tener la comparación entre los modelos que suponen empotramiento perfecto en la base de la edificación y los que consideran la interacción suelo-estructura, se observaron variaciones importantes en parámetros como la distribución de cargas axiales en la base y, en algunos casos, como la deriva. Por el contrario, se presentaron diferencias globales pequeñas en las cargas que solicitan a los elementos estructurales, trayendo como consecuencia cambios muy leves en el costo final de la estructura.

\*Proyecto de Grado

\*\*Facultad: Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela: Ingeniería Civil. Director: Ing. Wilfredo Del Toro

## SUMMARY

**TITLE:**

ASSOCIATED EFFECTS WITH SOIL-STRUCTURE INTERACTION IN THE DESIGN OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS IN BUCARAMANGA

**AUTHOR:**

LEONARDO MORENO DE LUCA

**KEY WORDS:**

SOIL-STRUCTURE INTERACTION, MODULUS OF SUBGRADE REACTION, STRUCTURAL DESIGN, STRUCTURAL ANALYSIS

**DESCRIPTION:**

Most of the time, the process of structural analysis and design assumes a perfect fit in the base of the building, between the structure and the support soil. This consideration, accepted and backed up in Colombia and in most of the countries as a valid process for the structural design of civil buildings, stands far away from the real behavior of the soil-foundation system, bringing as a consequence some uncertain responses in parameters that define the structural design.

In order to reach a higher approximation, it is proposed to develop some models of soil-structure interaction that come closely to the building real behavior. With these models, is possible to observe the variations that present the structure response and the influence that they have in the final structural design.

Having the comparison between the models that assume a perfect fit between the structure and the sub grade soil and the ones that consider the soil-structure interaction, it was observed important variations in some parameters like the axial load distribution on the base and, in some cases, the story drift. Otherwise, there were small global differences in the loads that are applied to the structural elements, bringing as a consequence minors changes in the final cost of the structure.

\*Graduation Project

\*\*Faculty: Physical-Mechanical Engineering. School: Civil Engineering. Director: Eng. Wilfredo Del Toro

## INTRODUCCIÓN

### ASPECTOS GENERALES

Una de las áreas de mayor interés e importancia en la Ingeniería Civil es la del diseño y análisis de estructuras civiles. En este campo el ingeniero debe realizar suposiciones acerca de distintas características y condiciones que caracterizan el desarrollo del modelamiento o diseño que realiza con el fin de simplificar y hacer posible el cálculo de parámetros que definen el resultado final.

La mayoría de las veces éstas suposiciones son adecuadas y permiten la obtención de resultados que se aproximan a los valores reales, existiendo como caso particular, los diseños y análisis en los que el suelo está presente como elemento primordial. En este caso el ingeniero supone, generalmente, un empotramiento perfecto entre la estructura y el sistema de fundación y por consiguiente, no profundiza en el comportamiento real de la interacción suelo - estructura. Esta suposición no representa rigurosamente las condiciones reales de apoyo de la estructura, sin embargo es aceptada en el reglamento Colombiano y en la mayoría de los reglamentos de diseño en el mundo, como válida para el diseño de edificaciones nuevas.

Al realizar esta consideración, el modelo para análisis que desarrolla el ingeniero no va a presentar una respuesta dinámica aproximada a la característica de éste ya que va a ser más rígido y consecuentemente su periodo fundamental va a ser menor, reflejándose estas diferencias en una

proyección más alejada de la realidad de la respuesta de la estructura analizada frente a una situación de cargas requerida. En cuanto al diseño, esta consideración se refleja en: disminución en el periodo del sistema suelo-estructura ya que no se considera la flexibilidad del suelo, disminución del amortiguamiento viscoso equivalente del sistema estructura – cimentación – suelo, variación en la distribución de las fuerzas cortantes horizontales producidas por los movimientos sísmicos, etc. (las consideraciones anteriores se obtuvieron del capítulo A.7.1.2 de la NSR-10); produciendo de esta manera variaciones en el dimensionamiento de los elementos estructurales y en sus respectivas cuantías de acero.

Se espera entonces que usar modelos de la interacción suelo – estructura en la etapa de diseño estructural, permitiría una mejor aproximación a las respuestas reales del modelo analizado, llevando de esta manera a una mejor estimación de las demandas y a un posible cambio en los costos del diseño de una edificación civil.

## **OBJETIVOS**

- Seleccionar una edificación real construida en la ciudad de Bucaramanga, y realizar el diseño estructural usando los requisitos de la norma vigente (NSR-10). Un diseño de referencia se realiza para suposición de base empotrada y otro teniendo en cuenta efectos de interacción entre el suelo y la estructura.

- Con base en el estudio de Zonificación Sismo-Geotécnica Indicativa del Área metropolitana de Bucaramanga, definir una zona sísmica y un perfil de suelo típico, representativo de la ciudad, con propiedades geotécnicas específicas, en el cual va a estar cimentada la edificación.
- Recopilar y presentar información sobre el estado del arte de modelos de interacción suelo estructura, y elegir un modelo para realizar el diseño del edificio seleccionado.
- Calcular los parámetros necesarios para la caracterización del suelo que permitan el desarrollo del modelo escogido.
- Identificar diferencias de algunos parámetros de respuesta de la edificación, para los modelos empotrados en la base y con el efecto de Interacción Suelo-Estructura.
- Dimensionar los elementos estructurales de cada uno de los modelos (empotrados en la base, y con el efecto de ISE), con una rigidez suficiente para cumplir con el requisito de deriva máxima permitida por el Reglamento NSR-10.
- Proponer un procedimiento simplificado que permita evaluar diferencias relativas de cantidad de acero de refuerzo a partir de comparaciones en las

demandas de diseño generadas por el programa de análisis y diseño estructural.

- Analizar la diferencia económica entre los dos modelos a partir del procedimiento propuesto.

## **CONTENIDO**

El desarrollo del presente documento inicia con el capítulo uno, en el cual se recopila información de distintos modelos de interacción propuestos con el fin de seleccionar el más apropiado a los requerimientos necesarios que presentan los objetivos planteados.

Posteriormente, en el capítulo dos, se define un perfil de suelo representativo para la ciudad de Bucaramanga y se obtienen los parámetros necesarios para la modelación de éste en la interacción suelo – estructura.

La construcción de los modelos, con base en la información anterior, se presenta en el capítulo tres en donde se realiza una descripción detallada de todos los parámetros utilizados para el diseño estructural.

Como respuesta del análisis modal y dinámico realizado a los modelos, se obtuvieron los parámetros que definen el diseño estructural de la edificación presentados en el capítulo cuatro.

En el capítulo cinco se presenta el análisis y la comparación económica entre los modelos de ISE y los empotrados.

Por último se presentan unas breves discusiones que culminan con las conclusiones de los factores más relevantes obtenidos en el desarrollo del proyecto.

## **1. MODELOS DE INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA (ISE)**

Este capítulo presenta una descripción breve de los modelos de ISE y los distintos métodos para calcular los parámetros que éstos requieren.

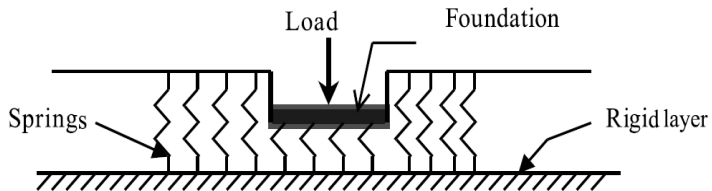
### **1.1 ESTADO DEL ARTE Y DESCRIPCIÓN**

En la modelación del suelo de soporte se distinguen tres corrientes: la “Winkleriana”, la del “Medio Continuo” y la de “Modelación Avanzada”. Las dos primeras proponen como parámetro principal la distribución de presiones de contacto en la interface suelo-fundación y la última adiciona parámetros de amortiguamiento, dinámicos, etc.

Los parámetros requeridos por cada corriente dependen del comportamiento de la fundación (flexible o rígida) y de la naturaleza del suelo de soporte (arcilla, arena, etc.).

### 1.1.1 Modelo de Winkler

Figura 1 Fundación Winkler



(Tomada de: SEKHAR CHANDRA, Dutta, RANA, Roy. A critical review on idealization and modeling for interaction among soil–foundation–structure system)

La idealización del suelo se representa por medio de un sistema de resortes idénticos pero mutuamente independientes, con poca separación entre ellos y linealmente elásticos. De acuerdo con esta propuesta, la deformación está relacionada espacialmente con el lugar de carga.

La relación entre presión y deflexión en cualquier punto está dada por,

$$p = ky \quad (1.1)$$

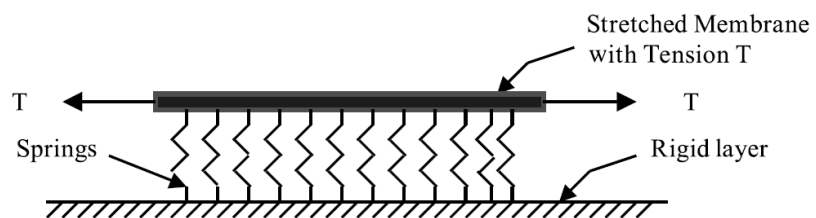
Siendo  $y$  la deflexión,  $k$  el coeficiente de reacción del suelo de soporte y  $p$  la presión aplicada. De esta relación se deriva el primer inconveniente del modelo ya que es bastante complejo llegar a un valor de  $k$  que represente en forma

verídica la rigidez real del suelo de soporte. Por este motivo es supremamente importante escoger o calcular de la mejor forma dicho coeficiente.

La mayor objeción que presenta este método es la independencia de los resortes ya que de esta manera se desprecia por completo la cohesión entre las partículas del suelo bajo efectos compresivos presentando así una deflexión o deformación puntual en el sitio de carga, hecho que no representa la realidad en la cual la carga aplicada tiene un área de influencia que se ve afectada por dicha aplicación.

#### 1.1.1.1 Fundación Filonenko-Borodich:

Figura 1 Fundación Filonenko-Borodich



(Tomada de: SEKHAR CHANDRA, Dutta, RANA, Roy. A critical review on idealization and modeling for interaction among soil–foundation–structure system)

Adiciona a los resortes una membrana muy delgada que une la parte superior de dichos elementos. Esta membrana se encuentra a tensión que corresponde a una constante  $T$ . Debido a esta membrana, el modelo se representa matemáticamente por las siguientes expresiones:

Para fundaciones rectangulares o circulares:

$$p = kw - T\nabla^2 w \quad (1.2)$$

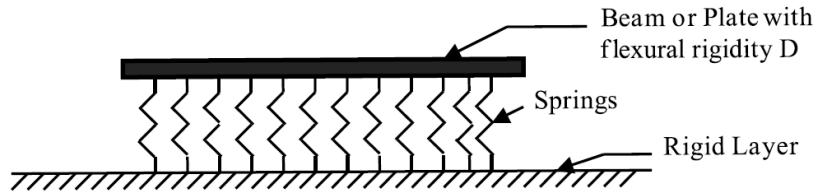
Para fundaciones en franja:

$$p = kw - T \frac{d^2 w}{dx^2} \quad (1.3)$$

Siendo  $\nabla^2$  el operador de Lapalce  $\frac{d^2}{dx^2} + \frac{d^2}{dy^2}$  y  $T$ , la fuerza a tensión que es la encargada de caracterizar la interacción entre los resortes.

### 1.1.1.2 Fundación de Hetenyi:

Figura 2 Fundación de Hetenyi



(Tomada de: SEKHAR CHANDRA, Dutta, RANA, Roy. A critical review on idealization and modeling for interaction among soil–foundation–structure system)

Este modelo busca un acercamiento entre los dos extremos, el modelo de Winkler y el del continuo isotrópico. En él se desarrolla la conexión entre los resortes discretos por medio de una viga o una placa elástica que únicamente presentan deformaciones por flexión'. En base a esto, la relación entre presión y deflexión viene dada por,

$$p = kw + D\nabla^4w \quad (1.4)$$

Siendo  $D$  la rigidez elástica a flexión de la placa dada por,

$$D = \frac{E_p h_p^3}{12(1-\mu_p)^2} \quad (1.5)$$

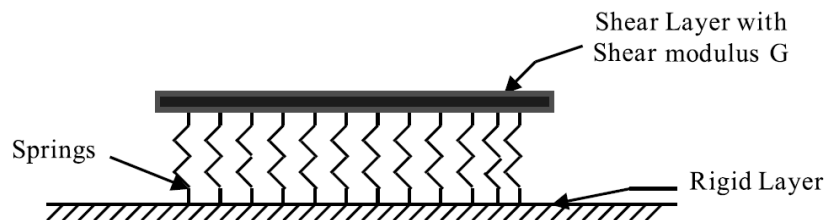
Y  $p$ , la presión de contacto en la interface entre la placa y los resortes.  $E_p, \mu_p$  y  $h_p$  son, respectivamente, el modulo de Young, la relación de Poisson y el grosor de la placa.

$$\nabla^4 = \frac{d^4}{dx^4} + \frac{d^4}{dy^4} + 2 \frac{d^4}{dx^2 dy^2} \quad (1.6)$$

Es evidente que la rigidez a flexión de la viga o de la placa es la encargada de caracterizar la interacción entre los resortes.

### 1.1.1.3 Fundación Pasternak:

Figura 3 Fundación Pasternak



(Tomada de: SEKHAR CHANDRA, Dutta, RANA, Roy. A critical review on idealization and modeling for interaction among soil–foundation–structure system)

El modelo presenta una relación entre los resortes en forma de cortantes. Esto se modela por medio de una viga o de una placa que actúa solo para las deformaciones por cortantes en la sección transversal del elemento supuesto. La relación entre carga deflexión se obtiene a partir de considerar el equilibrio vertical en la capa cortante. De esta manera la relación presión-deflexión es,

$$p = kw - G\nabla^2 w \quad (1.7)$$

Siendo G el modulo de cortante de la capa cortante. En este caso dicho modulo es el que caracteriza la interacción entre los resortes. Se podría hacer una analogía de G con el modulo T en la fundación Filonenko-Borodich.

#### 1.1.1.4 Fundación Generalizada:

En este modelo se supone que en cada punto de contacto, el momento es proporcional al ángulo de rotación en adición a la hipótesis de Winkler. Analíticamente se puede describir de la siguiente manera,

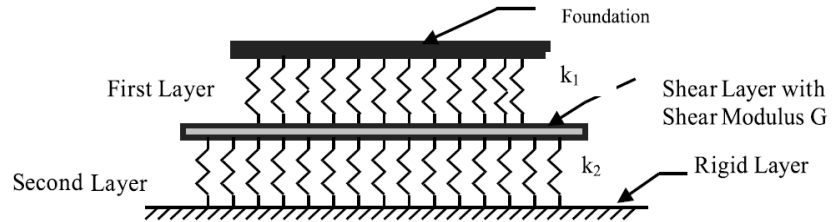
$$p = kw \quad (1.8)$$

$$m_n = k_1 \frac{dw}{dn} \quad (1.9)$$

Donde  $m_n$  es el momento en dirección n, siendo esta la dirección en cualquier punto del plano de fundación;  $k$  y  $k_1$  son factores proporcionales. Estas constantes de proporcionalidad se toman como arbitrarias en este modelo.

### 1.1.1.5 Fundación Kerr:

Figura 4 Fundación Kerr



(Tomada de: SEKHAR CHANDRA, Dutta, RANA, Roy. A critical review on idealization and modeling for interaction among soil–foundation–structure system)

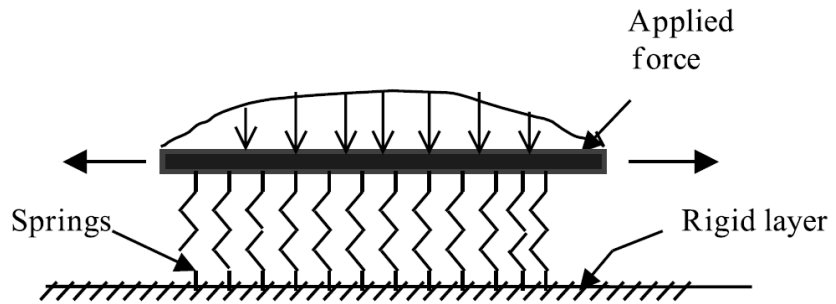
En este modelo se introduce una capa cortante que divide dos capas de resortes, una encima y una debajo de dicha capa. Cada una de estas “camas” de resortes tiene una constante  $k$  específica. La expresión matemática de este modelo es la siguiente,

$$\left(1 + \frac{k_2}{k_1}\right)p = \frac{G}{k_1}\nabla^2 p + k_2 w - G\nabla^2 w \quad (1.10)$$

En donde  $k_1$  y  $k_2$  son respectivamente, la constante de la capa superior y la constante de la capa inferior y  $w$  es la deflexión de la capa superior.

### 1.1.1.6 Modelo de analogía viga-columna:

Figura 5 Fundación analogía viga – columna



(Tomada de: SEKHAR CHANDRA, Dutta, RANA, Roy. A critical review on idealization and modeling for interaction among soil–foundation–structure system)

Horvath J.S. propone la siguiente representación matemática para el comportamiento de la interacción del suelo de soporte con la fundación, (los resortes están unidos en su parte superior por una viga),

$$E_b I_b \frac{d^4 w(x)}{dx^4} - C_{p2} \frac{d^2 w(x)}{dx^2} + C_{p1} w(x) = q(x) \quad (1.11)$$

$E_b I_b$  es la rigidez de la viga supuesta como constante,  $w(x)$  es el asentamiento de la viga,  $q(x)$  es la carga aplicada y  $C_{p1}$  y  $C_{p2}$  son constantes, siendo la primera la encargada de relacionar la rigidez y la segunda la que representa la

tensión que une a los resortes (esta es la que caracteriza la interacción entre los resortes),

$$C_{p1} = \frac{E}{H} \quad y \quad C_{p2} = \frac{GH}{2} \quad (1.12)$$

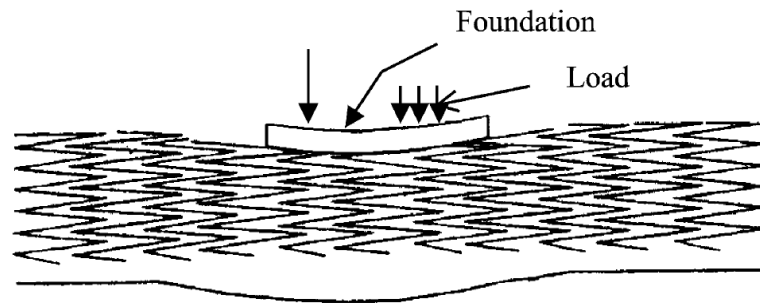
E es el modulo de Young del suelo, G es el modulo de cortante del suelo y H es la profundidad a la que se supone la base rígida en la cual están soportados los resortes.

Este modelo en ocasiones es considerado como incorrecto por el ficticio esfuerzo cortante que se supone.

#### **1.1.1.7 Nuevo modelo continuo de Winkler:**

Este modelo se interesa en darle continuidad a los resortes pero no por medio de elementos estructurales como se ve en los demás métodos. Lo que genera la interacción entre resortes en este caso, son ellos mismos ya que el suelo de soporte se modela con los resortes traslapados generando así la unión necesaria entre ellos.

Figura 6 Nuevo modelo continuo de Winkler



(Tomada de: SEKHAR CHANDRA, Dutta, RANA, Roy. A critical review on idealization and modeling for interaction among soil–foundation–structure system)

La conexión entre la cama de resortes y el elemento de fundación es modelada por medio de otro resorte en virtud de su rigidez axial. Esta conexión no está directamente unida al elemento de fundación (Kurian NP, Manojkumar NG. A new continuous model for soil-structure interaction. JStruct Eng2001;27(4):269-76).

La gran ventaja de este modelo es que tiene en cuenta el efecto del suelo de soporte de los alrededores de la fundación.

### **1.1.2 Modelo Elástico como medio continuo:**

El modelo pretende un acercamiento conceptual a una representación física del suelo tomado como un medio infinito. Esta investigación comienza con los estudios de Boussinesq quien analiza un sólido semi-infinito, homogéneo, isotrópico, linealmente elástico sometido a una carga en dirección ortogonal al plano de capa, utilizando la teoría de la elasticidad.

A lo que se quiere llegar en este modelo es a una función continua que represente el comportamiento del suelo de soporte, tomando como base que dicho comportamiento se describe de mejor manera por medio de la curva de deformación producida por una carga puntual.

Este modelo proporciona mayor y más detallada información referente a deformaciones y esfuerzos en comparación con el modelo de Winkler. A parte de esta ventaja, se presenta una mayor seguridad y confiabilidad en los parámetros necesarios para el desarrollo del modelo ya que solo se necesita el módulo de elasticidad y la relación de Poisson, los cuales pueden obtenerse de una manera más confiable que el modulo de reacción del suelo de soporte.

El inconveniente del método es el desarrollo matemático ya que solo se conocen unas pocas soluciones para casos específicos pero a la hora de desarrollar un caso nuevo, los cálculos computacionales son de gran dificultad. Otro inconveniente que presenta es que los asentamientos en las zonas alejadas del punto de aplicación de carga decrecen más rápidamente de lo que es predicho por el modelo. Por último se dice, como en todos los modelos que no es una representación muy "ajustada" al comportamiento real del suelo.

### 1.1.2.1 Fundación Vlasov:

Este modelo se desarrolla por medio del principio variacional imponiendo restricciones a unas posibles deformaciones de la capa elástica.

El desplazamiento vertical  $w(x, z) = w(x) \cdot h(z)$  hace que  $h(0) = 1$  y  $h(H) = 0$ . La función  $h(z)$  describe la variación del desplazamiento vertical. En cambio, el desplazamiento horizontal en cualquier dirección se supone como cero en todos los puntos del suelo de soporte.

La función  $h(z)$  se supone como linealmente decreciente con la profundidad finita  $H$  de una fundación clásica,

$$h(z) = 1 - (z/H) \quad (1.13)$$

Para fundaciones con espesores muy grandes (espesores infinitos),  $h(z)$  se representa de la siguiente manera,

$$h(z) = \frac{\sinh[\gamma(H-z)]}{\sinh[\gamma H]} \quad (1.14)$$

Siendo  $\gamma$  un coeficiente que depende de las propiedades elásticas de la fundación definiendo la tasa de decrecimiento de los desplazamientos con respecto a la profundidad.

Utilizando el principio del trabajo virtual,

$$p = kw - 2t \frac{d^2w}{dx^2} \quad (1.15)$$

$$k = \frac{E_o}{(1-\nu_o)^2} \int_0^H \left(\frac{dh}{dz}\right)^2 dz \quad (1.16)$$

$$t = \frac{E_o}{4(1-\nu_o)} \int_0^H h^2 dz \quad (1.17)$$

$$E_o = \frac{E}{(1-\nu)^2} \quad (1.18)$$

$$\nu_o = \nu(1 - \nu) \quad (1.19)$$

Siendo E y  $\nu$  constantes del suelo.

### 1.1.2.2 Fundación Reissner:

En este modelo se introduce la relación entre la presión de contacto y las deflexiones por medio de una capa de fundación por debajo de los elementos de dicho sistema, en la interacción entre el suelo de soporte y la cimentación. Para realizar esto se asume lo siguiente: los esfuerzos en el plano a través de la capa de fundación son despreciables y los desplazamientos horizontales en las superficies superior e inferior de la capa de fundación son cero.

De esta manera la relación presión-deflexión está dada por:

$$C_1 w - C_2 \nabla^2 w = p - \frac{C_2}{4C_1} \nabla^2 p \quad (1.20)$$

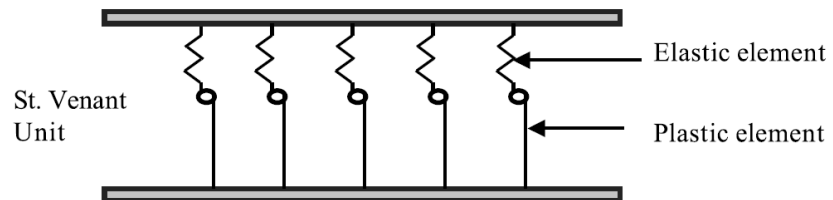
En donde  $w$  es el desplazamiento de la superficie de la fundación,  $p$  es una distribución de cargas laterales que actúan en la superficie de la fundación,  $C_1 = \frac{E}{H}$  y  $C_2 = \frac{HG}{3}$ .  $E$  y  $G$  son las constantes elásticas del material de la fundación y  $H$  es el espesor de la capa de la fundación. El término  $H^2G/E$  presente en la ecuación es conocido como la rigidez a cortante y posibilita la obtención de un comportamiento más acertado en comparación con el real.

Se ha observado en varios estudios que este modelo predice esfuerzos mayores en la estructura.

### 1.1.3 Modelación avanzada

#### 1.1.3.1 Idealización elasto-plástica:

Figura 7 Idealización elasto – plástica (Unidad de St. Venant)



(Tomada de: SEKHAR CHANDRA, Dutta, RANA, Roy. A critical review on idealization and modeling for interaction among soil–foundation–structure system)

Este modelo pretende tener en cuenta el comportamiento no solo elástico del suelo de soporte sino también sus deformaciones plásticas. Para esto se plantea una combinación entre un resorte con elasticidad perfecta (ley de Hooke) unido en serie con un elemento plástico formando de esta manera un sistema conocido como la unidad de St. Venant.

Para evitar una transición brusca del comportamiento elástico al plástico, son necesarias varias unidades dispuestas en paralelo, de esta forma dicha transición en el comportamiento va a ser gradual, muy semejante a la real del suelo de soporte.

La siguiente expresión presenta el modulo elasto - plástico de dicho sistema,

$$\varepsilon_{ep} = M_e \sigma + M_p \log \frac{\sigma_u}{\sigma_u - \sigma} \quad (1.21)$$

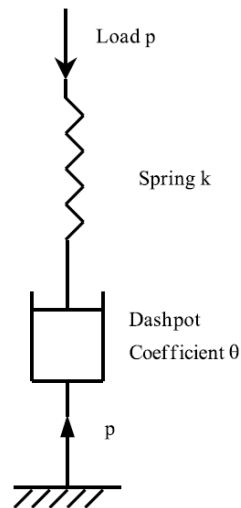
En donde  $M_e$  es el modulo elástico del suelo y  $M_p$  el plástico;  $\sigma_u$  es la carga última que puede sostener el suelo.

Aunque aparentemente el modelo funciona de forma correcta, surgen problemas a la hora de escoger los parámetros necesarios para su desarrollo y es difícil proporcionar la conexión exacta entre los resortes y la fundación (Noorzaei J. Non Linear soil-structure interaction in framed structures. Ph.D. Thesis, Civil Engineering Department, University of Roorkee, Roorkee, India. 1991).

El método no presenta un rendimiento razonable para predecir el comportamiento de la interacción suelo-fundación.

### 1.1.3.2 Idealización Visco - elástica:

Figura 8 Modelo de Maxwell



(Tomada de: SEKHAR CHANDRA, Dutta, RANA, Roy. A critical review on idealization and modeling for interaction among soil–foundation–structure system)

Las características de la deformación real del suelo bajo la aplicación de una carga son dependientes del tiempo, teniendo en cuenta la permeabilidad de este.

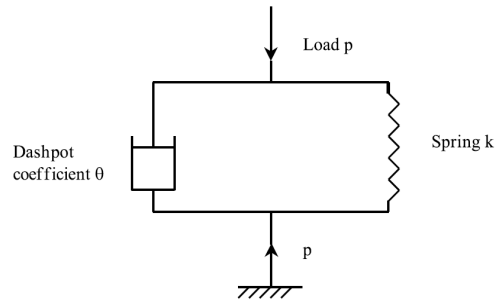
La aplicación de carga sobre unas capas de arcilla saturada tiene como efecto, en primera instancia, el aumento en la presión de poros. Con el tiempo, la presión de poros se disipa dando paso al consecuente aumento en el esfuerzo efectivo del "esqueleto" del suelo. Esto conlleva a la dependencia del tiempo de los asentamientos de la fundación. Por este fenómeno se hace necesario considerar la deformación del suelo a través del tiempo a "nivel micro".

Con el fin de modelar esta situación, se presenta un modelo mecánico que comprende una combinación de elementos elásticos, viscosos y plásticos. Para lograr esto se conecta un resorte elástico a un amortiguador.

Un ejemplo de este modelo es el de Shvedov que conecta el elemento elástico en serie con el viscoso y luego en paralelo con el elemento plástico de St. Venant.

Este modelo considera de manera cercana los efectos de consolidación del suelo de soporte aunque se dice que no es posible poder determinar un modelo confiable para la representación de la dependencia del comportamiento del suelo de soporte con el tiempo.

Figura 9 Modelo de Kelvin



(Tomada de: SEKHAR CHANDRA, Dutta, RANA, Roy. A critical review on idealization and modeling for interaction among soil–foundation–structure system)

### 1.1.3.3 Modelación por elementos finitos:

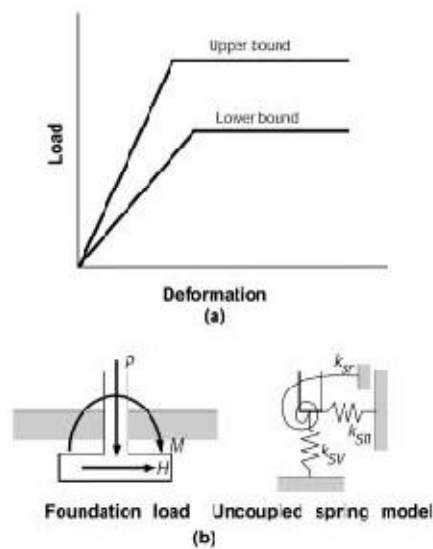
Este método es una forma extendida del análisis matricial en donde el continuo es discretizado en un número finito de elementos conectados en diferentes puntos nodales. Si se conoce la matriz de rigidez de cada elemento, se puede determinar la matriz de rigidez de todo el continuo. Aparte, conociendo las condiciones de carga globales y las condiciones de borde, las incógnitas en los nodos se pueden determinar (Desai CS, Phan HV, Perumpral JV. Mechanics of three-dimensional soil-structure interaction. J Eng Mech Div ASCE 1982; 108(5):731-47).

Para análisis visco - elástico se recomienda este modelo (Thomas HR, Bendani K. Primary/secondary compression solution algorithm. J Comput Civ Eng 1988; 2(4): 380-97).

#### 1.1.3.4 Modelo del F.E.M.A. para fundaciones superficiales

Para fundaciones superficiales consideradas rígidas con respecto al suelo de soporte, se propone un modelo de resorte desacoplado que representa la rigidez de la fundación.

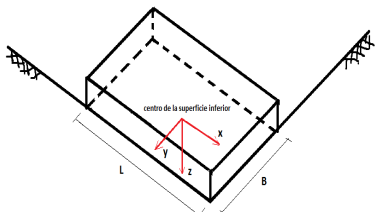
Figura 10 Resorte desacoplado modelo F.E.M.A



(Tomada de: SEKHAR CHANDRA, Dutta, RANA, Roy. A critical review on idealization and modeling for interaction among soil–foundation–structure system)

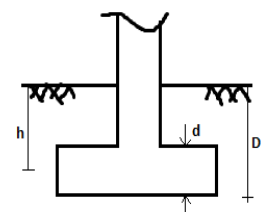
Las constantes del resorte se calculan de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 1 Constantes del resorte F.E.M.A.

Grado de Libertad	Rigidez de la Fundación en la Superficie	Nota
Traslación en el eje x	$K_{x,sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[ 3.4 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right]$	
Traslación en el eje y	$K_{y,sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[ 3.4 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \frac{L}{B} + 0.8 \right]$	
Traslación en el eje z	$K_{z,sur} = \frac{GB}{1-\nu} \left[ 1.55 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.8 \right]$	
Balaceo alrededor del eje x	$K_{xx,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[ 0.4 \left( \frac{L}{B} \right) + 0.1 \right]$	
Balaceo alrededor del eje y	$K_{yy,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[ 0.47 \left( \frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.034 \right]$	
Torsión alrededor del eje z	$K_{zz,sur} = GB^3 \left[ 0.53 \left( \frac{L}{B} \right)^{2.45} + 0.51 \right]$	

(Tomada de: F.E.M.A. 356)

Tabla 2 Factores de corrección por embebimiento F.E.M.A.

Grado de Libertad	Factor de Corrección zapatas embebidas	Nota
Traslación en el eje x	$\beta_x = \left( 1 + 0.21 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) * \left[ 1 + 1.6 \left( \frac{hd(B+L)}{BL^2} \right)^{0.4} \right]$	 <p>d: promedio de alturas que estén en buen contacto con el suelo; h: profundidad al centroide de d; <math>K_{emb} = \beta K_{sur}</math></p>
Traslación en el eje y	$\beta_y = \beta_x$	
Traslación en el eje z	$\beta_z = \left[ 1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} \left( 2 + 2.6 \frac{B}{L} \right) \right] * \left[ 1 + 0.32 \left( \frac{d(B+L)}{BL} \right)^{2/3} \right]$	
Balaceo alrededor del eje x	$\beta_{xx} = 1 + 2.5 \frac{d}{B} \left[ 1 + \frac{2d}{B} \left( \frac{d}{D} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right]$	
Balaceo alrededor del eje y	$\beta_{yy} = 1 + 1.4 \left( \frac{d}{L} \right)^{0.6} \left[ 1.5 + 3.7 \left( \frac{d}{L} \right)^{1.9} \left( \frac{d}{D} \right)^{-0.6} \right]$	
Torsión alrededor del eje z	$\beta_{zz} = 1 + 2.6 \left( 1 + \frac{B}{L} \right) \left( \frac{d}{B} \right)^{0.9}$	

(Tomada de: F.E.M.A. 356)

## **2. DEFINICIÓN Y CARACTERIZACIÓN DEL SUELO**

En el presente capítulo se presentan los principales parámetros que definen el suelo sobre el cual se implanta la edificación estudiada. La información expuesta a continuación fue tomada de un estudio geotécnico realizado por la empresa “Geotecnología Ltda” a cargo del Ingeniero Jaime Suárez Díaz.

### **2.1 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS GENERALES DEL ÁREA (ESTUDIO GEOTÉCNICO, GEOTECNOLOGÍA LTDA)**

El lote estudiado no presenta amenazas geotécnicas importantes y se clasifica dentro de la zona geotécnica: ZONA 3A Limos Rojos del Abanico Aluvial de Bucaramanga.

Los suelos del manto de Limos Rojos corresponden a arenas gravo-arcillosas, cementadas por óxidos de hierro sobre mantos gravosos y algo conglomeráticos; estos suelos presentan generalmente cohesiones y capacidades de soporte altos.

## **2.2 CARACTERÍSTICAS SÍSMICAS (ESTUDIO GEOTÉCNICO, GEOTECNOLOGÍA LTDA)**

### **2.2.1 Tectónica y Sismicidad:**

La zona del Área Metropolitana de Bucaramanga presenta una sismicidad fuerte con la mayoría de los eventos sísmicos provenientes del nido sísmico de Bucaramanga.

Existen realmente en la práctica dos fuentes sismogénicas que determinan el diseño, una de fuente cercana proveniente de la falla de Bucaramanga y la otra fuente lejana proveniente de la falla del Piedemonte Llanero.

### **2.2.2 Características del sitio:**

De acuerdo al estudio de microzonificación sismogeotécnica indicativa del área Metropolitana de Bucaramanga, se indican las características sísmicas principales del suelo en estudio correspondiente a la Zona 2 (las cuales no se encontraban dentro del estudio geotécnico):

- Amenaza sísmica : Alta
- $S_m$ : 0.9
- $A_m$ : 0.04

## 2.3 PERFIL GEOTÉCNICO TÍPICO (ESTUDIO GEOTÉCNICO, GEOTECNOLOGÍA LTDA)

A continuación se presenta el perfil geotécnico típico del lote de acuerdo a la información obtenida en cinco sondeos realizados.

Tabla 3 Perfil geotécnico típico

Profundidad [m]		Suelo	Limitaciones Geotécnicas
Desde	Hasta		
0.0	Variable de 2.0 a 3.5	Suelos sueltos compuestos por arcillas arenosas, húmedas, poco permeables, algo plásticas, blandas, poco resistentes, color marrón, con raíces finas.	Sueltos. No son competentes para la cimentación de estructuras.
Variable de 4.3 a 6.5	Variable de 4.5 a 8.5	Suelos aluviales, compuestos por arenas limosas húmedas, algo permeables, resistentes, color marrón y rojo.	Aluvial. Competentes para la cimentación de estructuras.
Variable de 4.5 a 8.5	Variable de 10.5 a 12.5	Suelos aluviales compuestos por bloques de arenisca, fina, húmeda, permeable.	Aluvial. Competentes para la cimentación de estructuras.
Variable de 10.5 a 12.5	15.0	Suelos aluviales compuestos por limos arenosos, saturados, permeables, poco plásticos, duros, resistentes, color naranja con algo de gravas.	Aluvial. Competentes para la cimentación de estructuras.
15.0	16.0	Suelos aluviales compuestos por bloques dentro de una matriz arenosa, saturada, algo permeable, densa, resistente, color marrón claro.	Aluvial. Competentes para la cimentación de estructuras.
16.0	Profundidades mayores a 18.0	Suelos aluviales compuestos por arenas arcillosas, saturadas, permeables, medias a densas, resistentes, color naranja.	Aluvial. Competentes para la cimentación de estructuras.

(Tomado de: Estudio Geotécnico por Geotecnología Ltda, Agosto de 2009)

## **2.4 PARÁMETROS QUE DEFINEN EL DISEÑO ESTRUCTURAL**

Se presentan a continuación los parámetros y propiedades del suelo de soporte que afectan directamente el diseño y el comportamiento estructural de la edificación analizada.

### **2.4.1 Criterio general (Estudio geotécnico, Geotecnología Ltda):**

De acuerdo a un criterio propio, el ensayo de penetración estándar es el que permite caracterizar de mejor manera los suelos del abanico aluvial de Bucaramanga.

El ensayo de penetración estándar (SPT) es el ensayo más utilizado en el mundo (Zekkos y otros, 2004) para la caracterización geotécnica de perfiles de suelo en el sitio y es el ensayo que más se ha empleado para el diseño de cimentaciones. El ensayo SPT se encuentra estandarizado con la norma ASTM D1586-99. La norma D1586-99 sugiere que en el mismo suelo el valor de N de SPT utilizando el mismo tipo de equipo, puede reproducirse con un coeficiente de variación de aproximadamente el 10%, el cual se considera muy bajo; esto conduce a concluir que, si en un suelo como el de Bucaramanga se está utilizando el valor de N como parámetro para el diseño de cimentaciones en forma continua durante muchos años, la obtención de nuevos valores de N permite compararse sin errores importantes con los valores de N históricos de la experiencia obtenida. Lo anterior hace que el ensayo de SPT sea el más confiable para diseñar cimentaciones en el abanico aluvial de Bucaramanga.

La totalidad de las cimentaciones diseñadas adecuadamente utilizando el SPT como correlación han tenido un comportamiento satisfactorio. Los únicos casos de discordancia se han presentado para valores de N menores de 10. No existe ningún otro ensayo del que haya suficiente información histórica en la meseta de Bucaramanga para poder correlacionar el comportamiento de las cimentaciones con los valores del ensayo.

Del mismo modo los análisis de asentamientos en los suelos de la meseta de Bucaramanga, se correlacionan muy bien con los obtenidos a partir del ensayo de SPT. En los proyectos donde se han realizado mediciones de asentamientos, estos se aproximan en forma cercana a los calculados utilizando esta metodología.

El ensayo de penetración estándar (SPT), genera una información muy valiosa para investigar suelos con un perfil irregular (Spagnoli G., 2006.); esto permite detectar la dureza relativa de los diversos mantos.

El ensayo SPT correlaciona muy bien tanto para suelos granulares o cohesivos cuando el N es alto; en estos casos se trata de suelos granulares relativamente gruesos o suelos cohesivo-granulares cementados.

En el caso de suelos arcillosos blandos, suelos sensitivos o limos saturados con valores de N menores de 5, no es recomendable el utilizar el N del ensayo SPT como sistema de correlación para obtener los parámetros para el diseño de cimentaciones o taludes, pero este no es el caso de Bucaramanga.

Adicionalmente y como elemento de correlación se realizaron tres ensayos de corte directo de las muestras obtenidas.

#### **2.4.2 N para diseño (Estudio geotécnico, Geotecnología Ltda)**

A continuación se presenta el perfil general del lote utilizado para el cálculo de los parámetros en el diseño estructural:

Tabla 4 N de diseño

Profundidad [m]	N Diseño	Descripción
0.5	3	Suelos sueltos compuestos por arcillas arenosas, poco resistentes, color marrón.
1	3	
1.5	4	
2	3	
2.5	0	
3	0	
3.5	8	
4	23	Suelos aluviales compuestos por limos, algo resistentes, color marrón claro.
4.5	25	
5	24	
5.5	32	
6	33	
6.5	22	
7	40	Suelos aluviales compuestos por arenas limosas, resistentes, color rojo.
7.5	34	
8	60	
8.5	43	
9	40	Suelos aluviales compuestos por bloques de cuarzo arenosos, en matriz de areniscas muy finas, resistentes color gris.
9.5	40	
10	40	
10.5	40	
11	40	
11.5	40	
12	40	
12.5	25	Suelos aluviales compuestos por arenas limosas, resistentes, color naranja.
13	33	
13.5	41	
14	43	
14.5	57	
15	60	
15.5	46	Suelos aluviales compuestos por bloques de matriz arenosa.
16	46	
16.5	46	Suelos aluviales compuestos por arenas arcillosas, resistentes, color naranja.
17	53	
17.5	55	
18	44	

(Tomado de: Estudio Geotécnico por Jaime Suarez Díaz, Director de Geotecnología Ltda. Bucaramanga, Agosto de 2009)

Los valores obtenidos en el ensayo de penetración estándar se corrigieron de acuerdo a los siguientes criterios:

- Esfuerzo vertical de acuerdo al peso del suelo por encima del ensayo.
- Eficiencia del martillo (se utiliza un martillo tipo Donut).
- Diámetro de la perforación.
- Características del muestreador.
- Longitud del tubo de perforación.
- Presencia del nivel freático.

Para una profundidad de cimentación de 13.5 metros bajo el nivel actual del terreno, se escogió un N de penetración estándar de 41 golpes/pie.

El programa NovoSPT realiza las correcciones respectivas al SPT para calcular los parámetros de diseño.

#### **2.4.3 Cálculo de capacidad de soporte (Estudio geotécnico, Geotecnología Ltda)**

El análisis de capacidad de soporte se realizó utilizando los resultados de los ensayos de penetración estándar.

Este análisis se efectuó de dos formas diferentes:

#### **2.4.3.1 Criterio de falla al cortante (Estudio geotécnico, Geotecnología Ltda)**

La ecuación de Terzaghi es utilizada para determinar la capacidad de soporte última tanto de suelos cohesivos como de suelos granulares:

$$q_u = C * N_c + \gamma_b * D * N_q + \frac{1}{2} * \gamma_b * B * N_\gamma \quad (2.1)$$

Los coeficientes  $N_c$ ,  $N_\gamma$  y  $N_q$ , son coeficientes que dependen del ángulo de fricción del suelo  $\phi'$ . Debido a las dificultades para medir el ángulo de fricción real del perfil de suelo en un laboratorio, el valor de  $\phi'$  se puede estimar del ensayo SPT (Naval Facilities Engineering Command, 1986).

Muchos investigadores han presentado correlaciones entre el ángulo de fricción efectiva y el SPT para suelos granulares. Se cree que para este caso la mejor correlación es la obtenida por Hatanaka y Uchida (1996), la cual en Bucaramanga se ha encontrado que correlaciona con los ensayos de corte directo en un rango de  $\pm 3^\circ$  aproximadamente.

La mejor forma de la ecuación de Hatanaka y Uchida es:

$$\phi' = 3.5 * \sqrt{N_{1.60}} + 22.3 \pm \varepsilon \quad (2.2)$$

Donde  $\varepsilon$  es el error estándar.

Para el cálculo de la presión admisible del terreno, se utiliza la ecuación:

$$q_a = \frac{q_{ult}}{F.S.} \quad (2.3)$$

El factor de seguridad es una función de la importancia de la estructura y de las incertidumbres en la investigación. Para el caso de Bucaramanga se utiliza un factor de seguridad de 3.0 para tener en cuenta que eventualmente el valor de N puede resultar elevado por la presencia de gravas gruesas o bloques. Igualmente no se utilizan valores de N superiores a 60, debido a que estos valores van a estar necesariamente relacionados con bloques de roca. En el estudio se utilizó el software NovoSPT para obtener el valor de la capacidad de soporte en kPa, utilizando la ecuación de Terzaghi a partir del valor de  $\phi'$  obtenido por la correlación de Hatanaka y Uchida (1996). Las fórmulas más tradicionales como las de Peck y otros (1974) y Meyerhof (1976), no se recomiendan debido a que los resultados no son confiables.

Se utilizó el criterio original de Terzaghi, tomando  $N_\gamma$  de Brinch y Hansen (1977),  $N_q$  de Bowles (1996) y  $\phi$  de Hatanaka y Uchida (1996).

Para cimientos a 13.5 metros de profundidad bajo el nivel actual del terreno, se obtiene el siguiente resultado de capacidad de soporte utilizando el criterio de falla al cortante y el software NovoSPT:

$$q_a = 439 \text{ kPa} [43.9 \text{ Ton}/\text{m}^2] \quad (2.4)$$

#### **2.4.3.2 Criterio de asentamiento (Estudio geotécnico, Geotecnología Ltda)**

Para la correlación de la presión admisible del terreno con el N de penetración estándar (SPT), se utiliza la ecuación de Burland y Burbidge (1985), el cual se considera muy confiable para los suelos del abanico aluvial de Bucaramanga.

Para un asentamiento de 2.5 centímetros, la presión admisible en kPa está dada por la siguiente ecuación:

$$q_{2.5} = 2540 * \frac{\bar{N}^{1.4}}{B^{0.7} * 10^T} \quad (2.5)$$

Donde B es el ancho de la cimentación en metros  $\bar{N}$  es el promedio de N del ensayo SPT en la zona de profundidad de influencia del cimiento, la cual se considera de aproximadamente 1.5 veces el ancho de este. T es un valor evaluado estadísticamente que tiene una distribución normal de 2.23 y una desviación estándar de 0.25. Los valores de incertidumbre en el SPT son tenidos en cuenta en la variable T (Zekkos y otros, 2004).

Para cimientos a 13.5 metros de profundidad bajo el nivel actual del terreno, se obtienen los siguientes resultados de capacidad de soporte utilizando el criterio de asentamientos máximos de 2.5 centímetros.

$$q_a = 398 \text{ kPa } [39.8 \text{ Ton/m}^2]$$

#### **2.4.4 Ángulo de fricción interna (Estudio geotécnico, Geotecnología Ltda)**

Para el análisis de resistencia al cortante y presiones de tierra se obtiene el valor del ángulo de fricción interno utilizando correlaciones con el ensayo de penetración estándar SPT, con las respectivas correcciones.

#### **2.4.5 Ángulo de fricción interna al nivel de cimentación (Estudio geotécnico, Geotecnología Ltda)**

Se supone un N de 41 golpes/pie como el que mejor representa el suelo al nivel de cimentación. De acuerdo al software NovoSPT se obtienen los siguientes resultados del ángulo de fricción:

Figura 12 Ángulo de fricción software NovoSPT

Reference	Friction Angle (deg)	Comments
Terzaghi, Peck and Mesri	39	Fine-grained sands
Terzaghi, Peck and Mesri	35	Coarse-grained sands
Hatanaka and Uchida, 1996	37	for Sands
Hatanaka and Uchida, 1996	36	
Ohsaki et al., 1959	38	
Japan Road Association, 1990	35	for N60>5 , F <sub>i</sub> <=45
Dunham, 1954	43	Angular and well-graded soils
Dunham, 1954	38	Round and well-graded OR Angular and uniform-graded soils
Dunham, 1954	33	Round and uniform-garded soils
Shioi and Fukui, 1954	35	for roads and bridges
Shioi and Fukui, 1954	35	for buildings
Meyerhof, 1959	37	Dr from Yoshida, 1988
Peck, Hanson and Thornburn, 1974	37	is not recommended for shallow depths (less than 1 to 2 metres)
Kampengsen	41	from N60
Kampengsen	40	from N1,60
Chonburi	40	from N60
Chonburi	38	from N1,60
Ayuthaya	41	from N60
Ayuthaya	37	from N1,60
Wolff, 1989	35	from N60; an approximation based on Peck et al., 1974
Kulhawy and Mayne, 1990	25	from N60

(Tomado de: Estudio Geotécnico por Jaime Suarez Díaz, Director de Geotecnología Ltda. Bucaramanga, Agosto de 2009)

Según criterio de los autores del estudio geotécnico, el resultado obtenido por el método de Hatanaka y Uchida es el más confiable.

$$\phi_{\text{nivel de cimentación}} = 37^{\circ}$$

## 2.4.6 Módulo de reacción o coeficiente de Balastro (Ks)

### 2.4.6.1 Coeficiente de balastro vertical:

Del estudio geotécnico tomado como base, se tiene que, para calcular el coeficiente o módulo de reacción  $K_s$ , se emplea una correlación empírica que relaciona los valores de  $N$  en golpes/pie del ensayo de penetración estándar, de acuerdo a Zhang y Wang. De acuerdo a los resultados del software NovoSPT, el valor del módulo de reacción o coeficiente de Balastro es de:

$$K_s = 127584 \text{ kN/m}^3 = 13.02 \text{ kg/cm}^3$$

Este dato corresponde a una profundidad de cimentación de 13.5 metros.

Debido a la incertidumbre que se tiene en el cálculo del valor del módulo de balastro, se propone tomar cinco valores diferentes dentro del rango propuesto por Bowles con el fin de analizar la influencia que tiene este valor en el diseño y comportamiento estructural de la edificación analizada. A continuación se presenta el rango de valores y los valores tomados:

Tabla 5 Rango de Ks según Bowles

Tipo de Suelo		Ks, [kN/m <sup>3</sup> ]		Ks, [Ton/m <sup>3</sup> ]	
		Min.	Máx.	Min.	Máx.
Arena Suelta		4800	16000	489	1631
Arena Medio Densa		9600	80000	979	8155
Arena Densa		64000	128000	6524	13048
Arena Arcillosa Medio Densa		32000	80000	3262	8155
Arena Limosa Medio Densa		24000	48000	2446	4893
Arena Arcillosa	Menos de 20 Ton/m <sup>2</sup>	12000	24000	1223	2446
	Entre 20 y 80 Ton/m <sup>2</sup>	24000	48000	2446	4893
	Más de 80 Ton/m <sup>2</sup>	>	48000	>	4893

(Tomado de: Foundation analysis and design, BOWLES)

Tabla 6 Ks supuesto para análisis

Ks Proyecto	Ks [Ton/m <sup>3</sup> ]
K5	489
K4	3629
K3	6769
K2	9908
K1	13048

#### 2.4.6.2 Coeficiente de balastro horizontal:

Para poder modelar de forma correcta la edificación con muros de sótano es necesario calcular el módulo de balastro lateral, el cual no está presente en el estudio geotécnico anterior. Por esta razón se procede a calcular dicho valor.

Debido a la dependencia directa entre el módulo, la profundidad a la que se calcule y el N del ensayo SPT, se propone un valor para  $K_s$  variable, realizando una discretización con base en la división que se realiza en el perfil general del suelo de soporte (Tabla 3.2). Para calcular este valor se tomo como base lo propuesto por Bowles con la siguiente ecuación:

$$K_s = A_s + B_s * Z^n \quad (2.6)$$

Siendo  $A_s = 0$  en la superficie y  $B_s = 0$  en profundidad luego para este caso en específico  $B_s = 0$  y,

$$A_s = C * (c * N_c * S_c + 0.5 * \gamma * B * N_\gamma * S_\gamma) \quad (2.7)$$

Siendo  $C=40$  para unidades en S.I.,  $c$  la cohesión,  $N_c$ ,  $S_c$ ,  $N_\gamma$ ,  $S_\gamma$  las constantes de Hansen, Meyerhof o Terzaghi dependientes de  $\Phi$ ,  $\gamma$  el peso por unidad de volumen del suelo y  $B$  la dimensión geométrica del elemento analizado.

Los resultados de la anterior ecuación se ajustaron debido a que algunos de ellos sobrepasaban el límite superior propuesto por Bowles, luego se asignó este valor al resultado del mayor módulo y los demás se ajustaron proporcionalmente.

Se presentan a continuación los cálculos para hallar los diferentes valores del módulo de balastro lateral:

$$\gamma_m = 1.89 \text{ Ton/m}^3$$

$$c = 0.92 \text{ Ton/m}^2$$

Tabla 7 Correlación entre  $\Phi$  y N del ensayo SPT

Profundidad [m]	$\bar{N}$	$\Phi$ Peck	$\Phi$ Kishida	$\bar{\Phi}$
0.5	3.00	29.25	21.12	25.19
1				
1.5				
2				
2.5				
3				
3.5	24.50	34.63	32.50	33.56
4				
4.5				
5				
5.5				
6				
6.5	41.50	38.88	37.78	38.33
7				
7.5				
8				
8.5				
9				
9.5	40.00	38.50	37.36	37.93
10				
10.5				
11				
11.5				
12				

Tabla 8 Constantes de Hansen

Profundidad [m]	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0.5	21.00	10.91	7.01
1			
1.5			
2			
2.5			
3			
3.5			
4	40.67	28.04	23.01
4.5			
5			
5.5			
6			
6.5			
7	63.61	51.41	59.94
7.5			
8			
8.5			
9	60.93	48.51	55.54
9.5			
10			
10.5			
11			
11.5			
12			

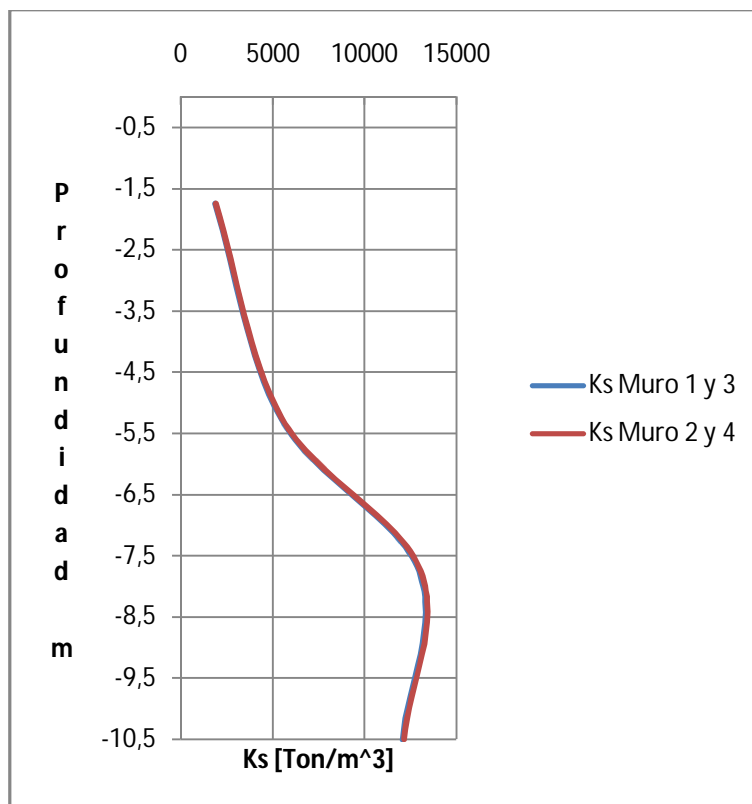
Tabla 9  $S_c$ ,  $S_q$ ,  $S_\gamma$  según Hansen

Constante	Muro			
	1	2	3	4
$S_c$ profundidad 1	1.27	1.26	1.27	1.26
$S_c$ profundidad 2	1.36	1.35	1.36	1.35
$S_c$ profundidad 3	1.43	1.41	1.43	1.41
$S_c$ profundidad 4	1.42	1.40	1.42	1.40
$S_q$ profundidad 1	1.25	1.24	1.25	1.24
$S_q$ profundidad 2	1.35	1.34	1.35	1.34
$S_q$ profundidad 3	1.42	1.40	1.42	1.40
$S_q$ profundidad 4	1.41	1.40	1.41	1.40
$S_\gamma$	0.79	0.80	0.79	0.80

Tabla 10 Módulo de balastro horizontal

	$K_s$ ecuación [ton/m <sup>3</sup> ]	$K_s$ ajustado [Ton/m <sup>3</sup> ]
Muro 1, Profundidad 1	3045.58	1881.01
Muro 1, Profundidad 2	8810.21	5441.34
Muro 1, Profundidad 3	20976.09	12955.21
Muro 1, Profundidad 4	19524.15	12058.46
Muro 2, Profundidad 1	3059.63	1889.68
Muro 2, Profundidad 2	8862.51	5473.65
Muro 2, Profundidad 3	21129.57	13050.00
Muro 2, Profundidad 4	19665.64	12145.85
Muro 3, Profundidad 1	3045.58	1881.01
Muro 3, Profundidad 2	8810.21	5441.34
Muro 3, Profundidad 3	20976.09	12955.21
Muro 3, Profundidad 4	19524.15	12058.46
Muro 4, Profundidad 1	3059.63	1889.68
Muro 4, Profundidad 2	8862.51	5473.65
Muro 4, Profundidad 3	21129.57	13050.00
Muro 4, Profundidad 4	19665.64	12145.85

Figura 13 Módulo de balastro lateral ajustado



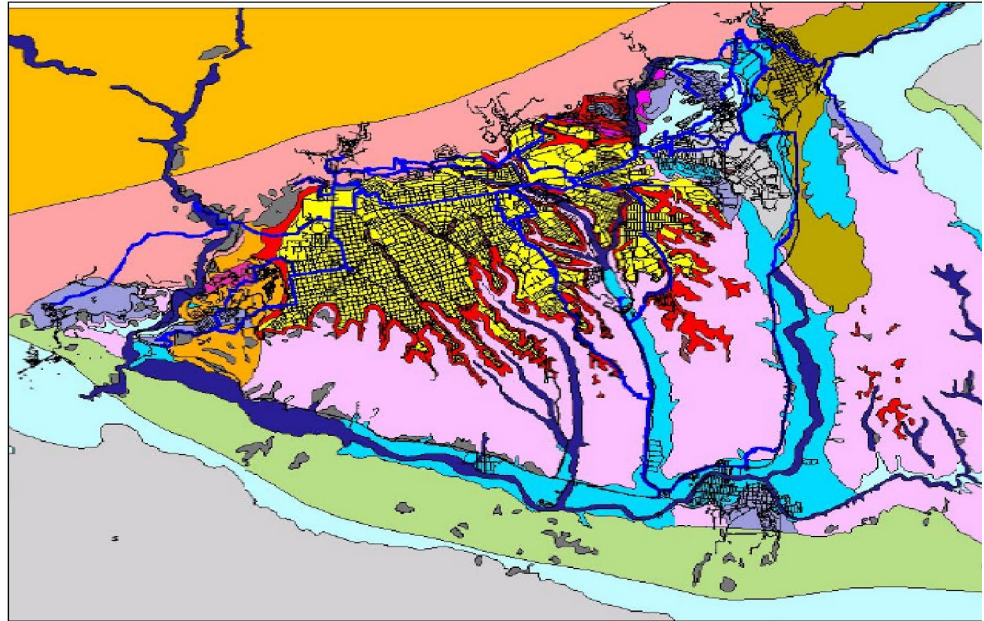
### **3. CONSTRUCCIÓN DE MODELOS**

En este capítulo se presentan distintos parámetros que permiten definir la zona, geometría, estructura y consideraciones sísmicas del modelo que se utilizó.

#### **3.1 DEFINICIÓN DE LA ZONA**

Para determinar el emplazamiento del modelo que se analizó, se escogió la zona de respuesta dinámica 2 de la zonificación sismogeotécnica realizada por el Instituto Colombiano de Geología y Minería, INGEOMINAS para el área metropolitana de Bucaramanga. Se escogió ésta zona ya que en ella se presenta la mayor parte del desarrollo urbano de la ciudad, cumpliendo de esta manera, la generalización del tipo de respuesta dinámica del suelo. Se presenta a continuación el plano de microzonificación en donde se observa el amplio cubrimiento del suelo clasificado en la Zona 2 (color amarillo). El tipo de suelo escogido abarca la mayor parte del desarrollo de obras civiles de la ciudad.

Figura 14 Plano Microzonificación de la ciudad de Bucaramanga



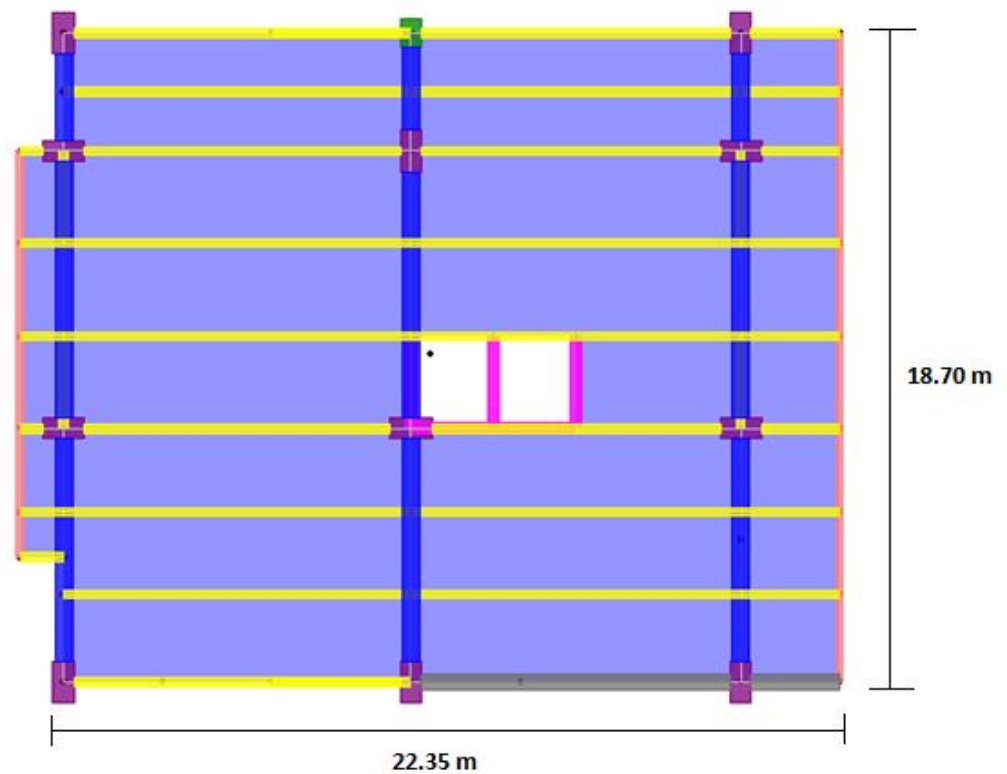
(Tomada de: Estudio de microzonificación sísmico-geotécnica indicativa del área metropolitana de Bucaramanga, INGEOMINAS)

Con la zona ya definida, se buscó un estudio de suelos con el que se pudiera realizar la caracterización de éste. Se usó un estudio geotécnico de un lote ubicado entre la Carrera 40 y 40ª con Calle 41 (Cabecera del Llano) desarrollado para la construcción de un edificio residencial de 25 pisos. El estudio fue realizado por "Geotecnología Ltda".

### 3.2 DEFINICIÓN GEOMÉTRICA

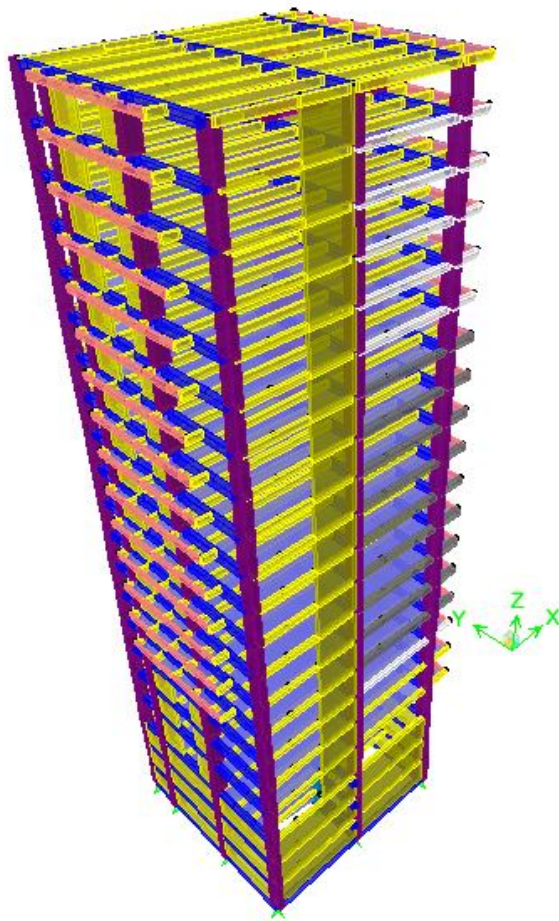
El modelo escogido proviene de un diseño preliminar que se realizó para un determinado proyecto en la ciudad de Bucaramanga. El modelo se transformó eliminando los muros periféricos que conforman los sótanos con el fin de filtrar la información proveniente del análisis estructural, ya que éstos pueden llegar a distorsionar los resultados teóricamente esperados debido al fuerte cambio de rigidez presente. Como resultado se obtuvieron dos modelos distintos en lo que se refiere a componentes estructurales pero iguales en la composición de las plantas y los alzados.

Figura 15 Planta tipo



La composición espacial es regular y limpia, formada en planta por planos que en su mayoría tienen como elemento principal un rectángulo de 19.5m x 18.7m al que se adicionan rectángulos de menor tamaño presentándose éstos como voladizos. Como resultado, la planta tipo tiene un área de 432.58  $m^2$ . En alzado, la edificación tiene una altura de 70m distribuidos en 18 niveles de ocupación y 3 sótanos para el primer modelo y, para el segundo modelo, los 3 sótanos se convierten en 3 niveles de parqueo sobre el nivel de la rasante.

Figura 16 Edificación con sótanos



### 3.3 DEFINICIÓN ESTRUCTURAL

La estructura de los modelos se plantea con pórticos en concreto resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía. Aparte de los pórticos, se proponen pantallas para poder controlar la deriva debido a la altura de la edificación. La fundación se desarrolla con zapatas superficiales. A continuación se presenta una planta calculada para cada modelo:

Figura 17 Planta cimentación modelos con muros de sótano

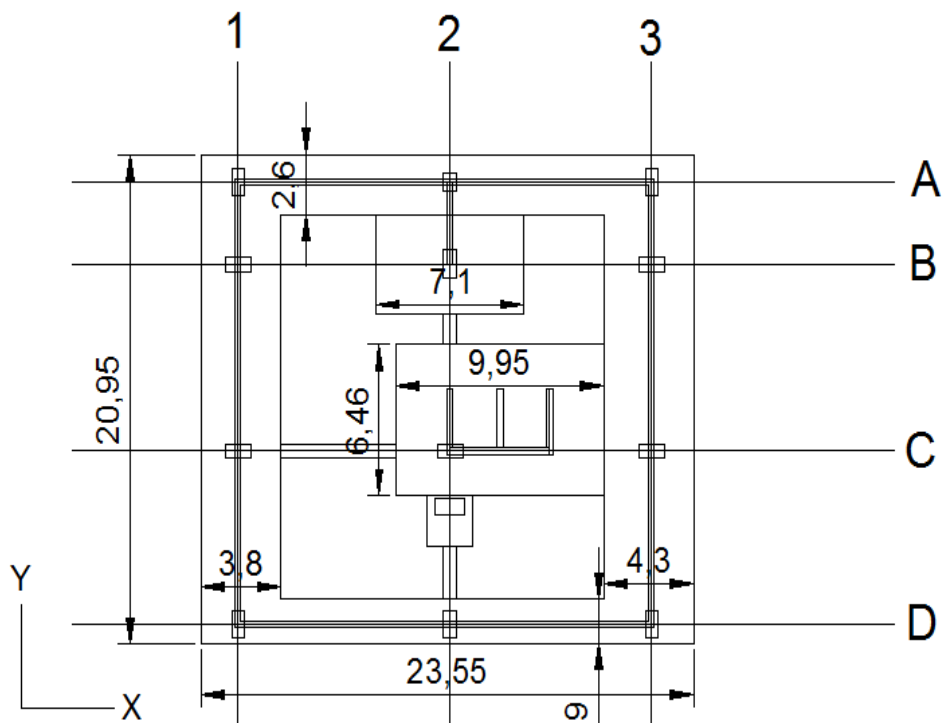
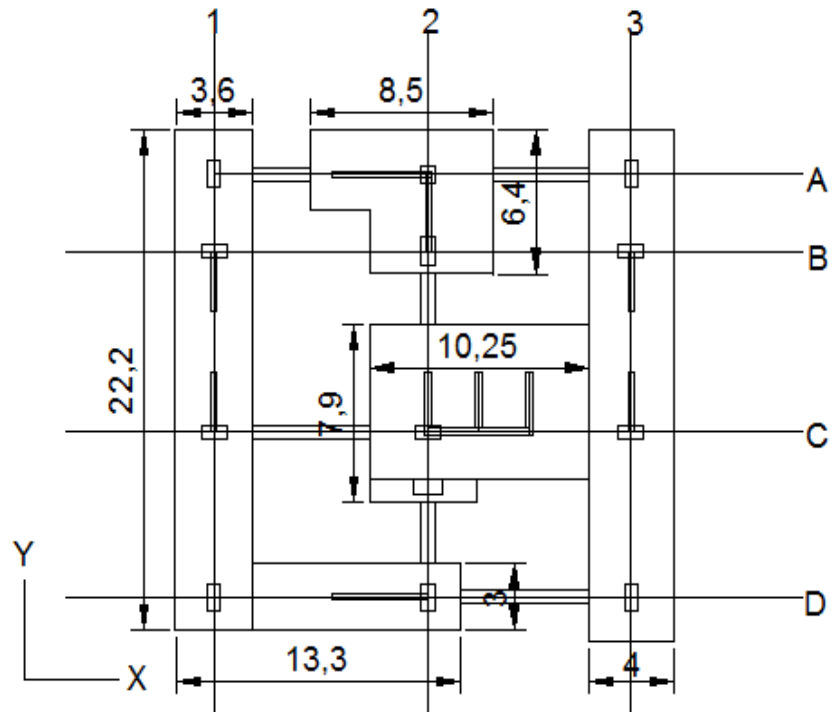


Figura 18 Planta cimentación modelos sin muros de sótanos



### 3.4 DEFINICIÓN DE PARÁMETROS SÍSMICOS

#### 3.4.1 Espectro de Diseño

Para el diseño y el análisis sísmico se utilizó el espectro de diseño propuesto por el Instituto Colombiano de Geología y Minería, INGEOMINAS correspondiente a la zona de respuesta dinámica seleccionada (Zona 2). Se selecciona éste espectro debido a la intención de enfocar la investigación al área metropolitana de Bucaramanga y a la relación directa y específica que tiene éste con la zona escogida.

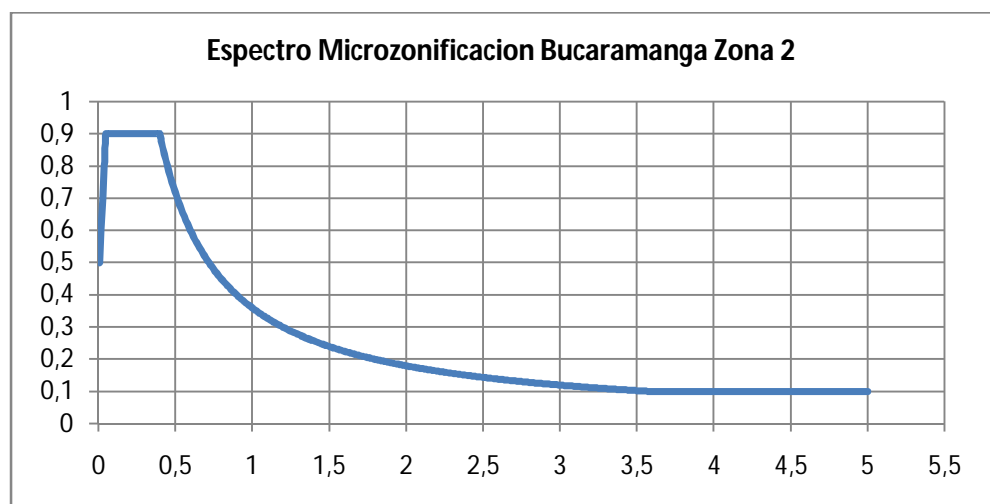
Se presenta a continuación el espectro de diseño y los parámetros que lo definen:

Tabla 11 Periodos y aceleraciones que definen el espectro de diseño

ZONA 2	
To [seg]:	0.05
Tc [seg]:	0.4
TL [seg]:	3.6
Am [g]:	0.4
Sm [g]:	0.9

(Tomado de: Estudio de microzonificación sismogeotécnica indicativa del área metropolitana de Bucaramanga)

Figura 19 Espectro de Microzonificación para la ciudad de Bucaramanga (Zona 2)



### **3.4.2 Coeficiente de capacidad de disipación de energía básico, $R_o$**

Según la tabla A.3-3 de la NSR-10, para pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (*DES*),  $R_o = 7$ .

### **3.4.3 Coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en altura, $\Phi_a$**

Debido a la diferencia de alturas entre el entrepiso del Lobby y los demás entrepisos, se presenta una irregularidad en altura conocida como “piso flexible”, la cual, según la NSR-10, asigna un valor de 0.9 al coeficiente de reducción  $\Phi_a$ .

### **3.4.4 Coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en planta, $\Phi_p$**

Debido a que el modelo no presenta irregularidades en planta que puedan generar efectos torsionales importantes, el coeficiente de reducción  $\Phi_p$  se tomó igual a la unidad.

### **3.4.5 Coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por ausencia de redundancia $\Phi_r$**

Para obtener el valor del coeficiente por ausencia de redundancia, se toma como base lo citado en el capítulo A.3.3.8.2 de la norma NSR – 10 que dice lo

siguiente: “... Aunque no se cumplan las condiciones enunciadas en (a) a (d) el factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica,  $\Phi_r$ , se le debe asignar un valor igual a la unidad ( $\Phi_r = 1.0$ ) si todos los pisos que resistan más del 35 por ciento del corte basal en la dirección bajo estudio el sistema estructural de resistencia sísmica sean regulares en planta y tengan al menos dos vanos compuestos por elementos que sean parte del sistema de resistencia sísmica localizados en la periferia a ambos lados de la planta en las dos direcciones principales...”. Debido a que la edificación analizada es regular en planta y presenta 2 y 3 vanos en cada dirección, se toma el valor de  $\Phi_r$  igual a la unidad.

#### **3.4.6 Coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, R**

Como respuesta a la definición de los anteriores parámetros se obtiene el valor para el coeficiente de capacidad de disipación de energía que se utilizó en el diseño,

$$R = \Phi_a * \Phi_p * \Phi_r * R_o \quad (3.1)$$

$$R = 6.3$$

### **3.5 DEFINICIÓN DEL MODELO DE ISE**

Para escoger el modelo de ISE que se va a utilizar para el análisis, se propone realizar una comparación entre un modelo simplificado y uno complejo de la edificación sin muros de sótano, con el fin de validar el comportamiento del

modelo simplificado ya que se cree que las variaciones entre dicho modelo y uno sofisticado son pocas.

El modelo simplificado se desarrolla con un único resorte vertical en cada nodo de base, con restricciones a desplazamiento en el eje X y Y y a momento. La constante de dicho resorte se calcula con la multiplicación entre el área dimensionada con las cargas de servicio que requiere cada nodo y el valor del módulo de reacción del suelo. El modelo sofisticado se desarrolla por medio de elementos finitos a los cuales se les asignan unos resortes verticales distribuidos en área y unos horizontales distribuidos linealmente. La constante de los resortes distribuidos en área es el coeficiente de balastro teórico presente en el estudio de suelos y la de los resortes distribuidos lateralmente se obtiene de la multiplicación de dicho coeficiente y la altura propuesta para las zapatas (0.80m). Para este modelo se liberan todas las restricciones de traslación y rotación.

Figura 20 Alzado cimentación modelo simplificado de ISE

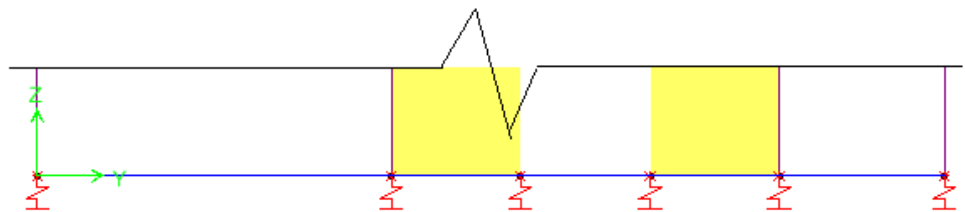
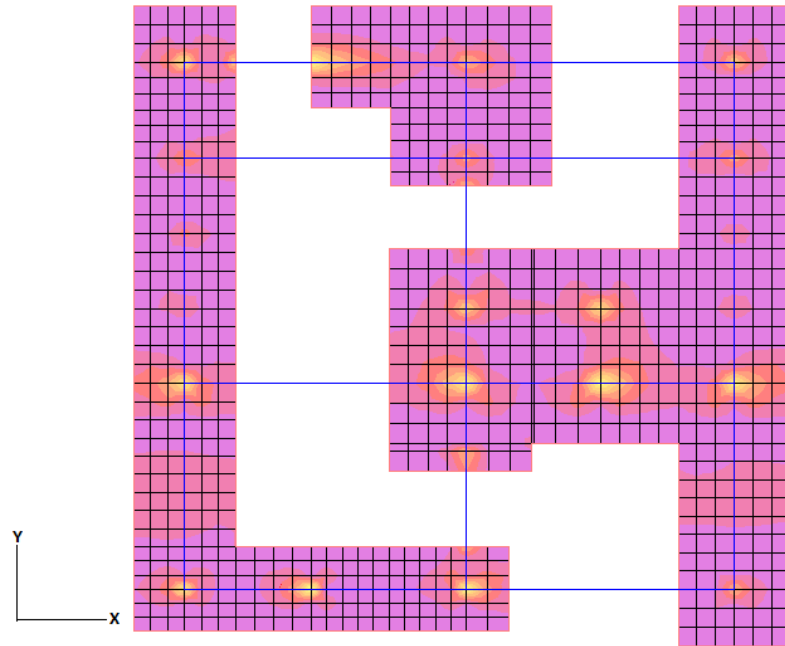


Figura 21 Planta cimentación modelo sofisticado de ISE (elementos finitos),  
diagrama de momentos



De ser posible esta comparación, se utilizara el modelo sencillo para una mejor estandarización de los modelos y para obtener un uso más eficiente en los recursos tecnológicos de los que se dispone.

Se presentan a continuación los resultados de los parámetros de cada modelo que se quieren estudiar y una comparación entre ellos:

### 3.5.1 Comparación entre Modelos de ISE Simple y Sofisticado

Tabla 12 Comparación de parámetros de respuesta estructural entre modelo simple y sofisticado de ISE

Parámetro	Simplificado [K1]	Elementos Finitos [K1]	Diferencia [%]
Periodo Fundamental [seg]:	3.41	3.40	-0.07
Periodo 2 [seg]:	2.63	2.64	0.34
Periodo 3 [seg]:	2.27	2.29	0.70
Deriva Máx. Regular [cm]:	3.17	3.20	0.86
Deriva Máx. Total [cm]:	3.32	3.35	1.05
Cortante Basal X [%Peso]:	17.96	17.96	0.00
Cortante Basal Y [%Peso]:	18.91	18.90	-0.06
Acero Longitudinal Vigas [Ton]:	134.27	134.19	-0.06
Acero Transversal Vigas [Ton]:	28.97	29.39	1.45
Concreto Vigas Aprox. [m <sup>3</sup> ]:	1136.14	1136.14	0.00
Acero Longitudinal Columnas [Ton]:	79.68	79.72	0.05
Acero Transversal Columnas [Ton]:	56.15	56.15	0.00

Figura 22 Comparación deriva en X entre modelos simple y sofisticado de ISE

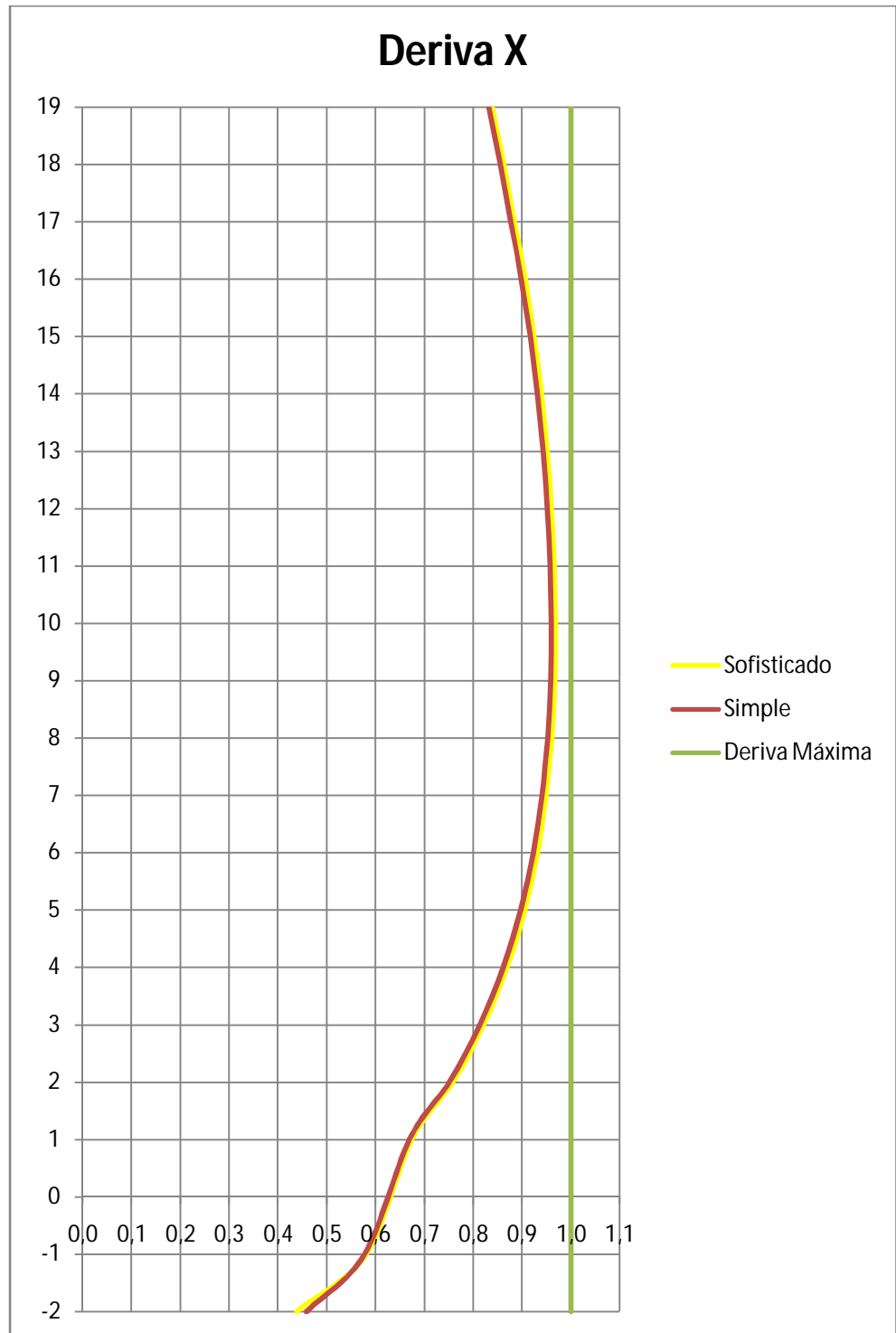


Figura 23 Comparación deriva en Y entre modelos simple y sofisticado de ISE

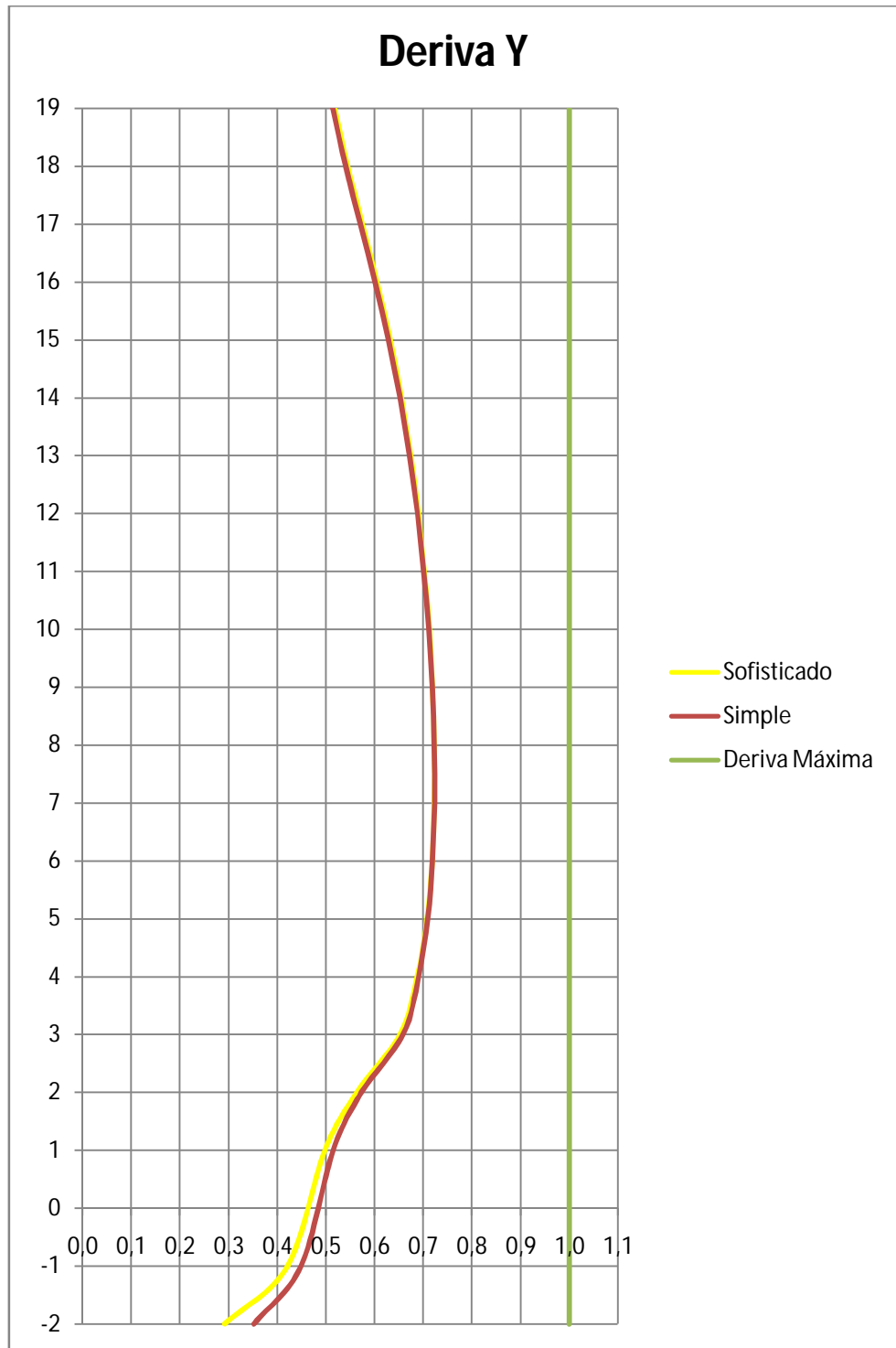


Figura 24 Comparación cortante en X entre modelos simple y sofisticado de ISE

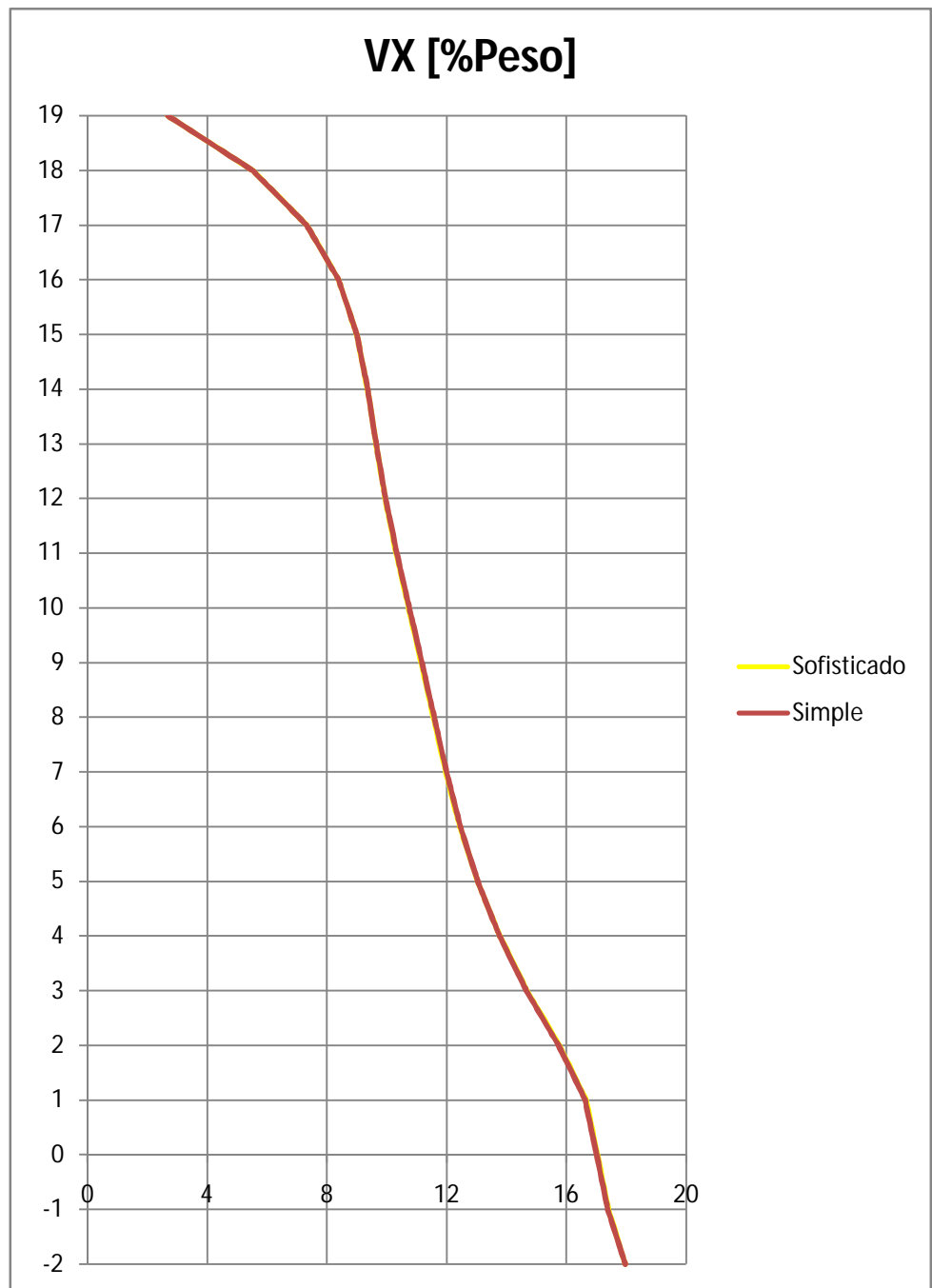


Figura 25 Comparación cortante en Y entre modelos simple y sofisticado de ISE

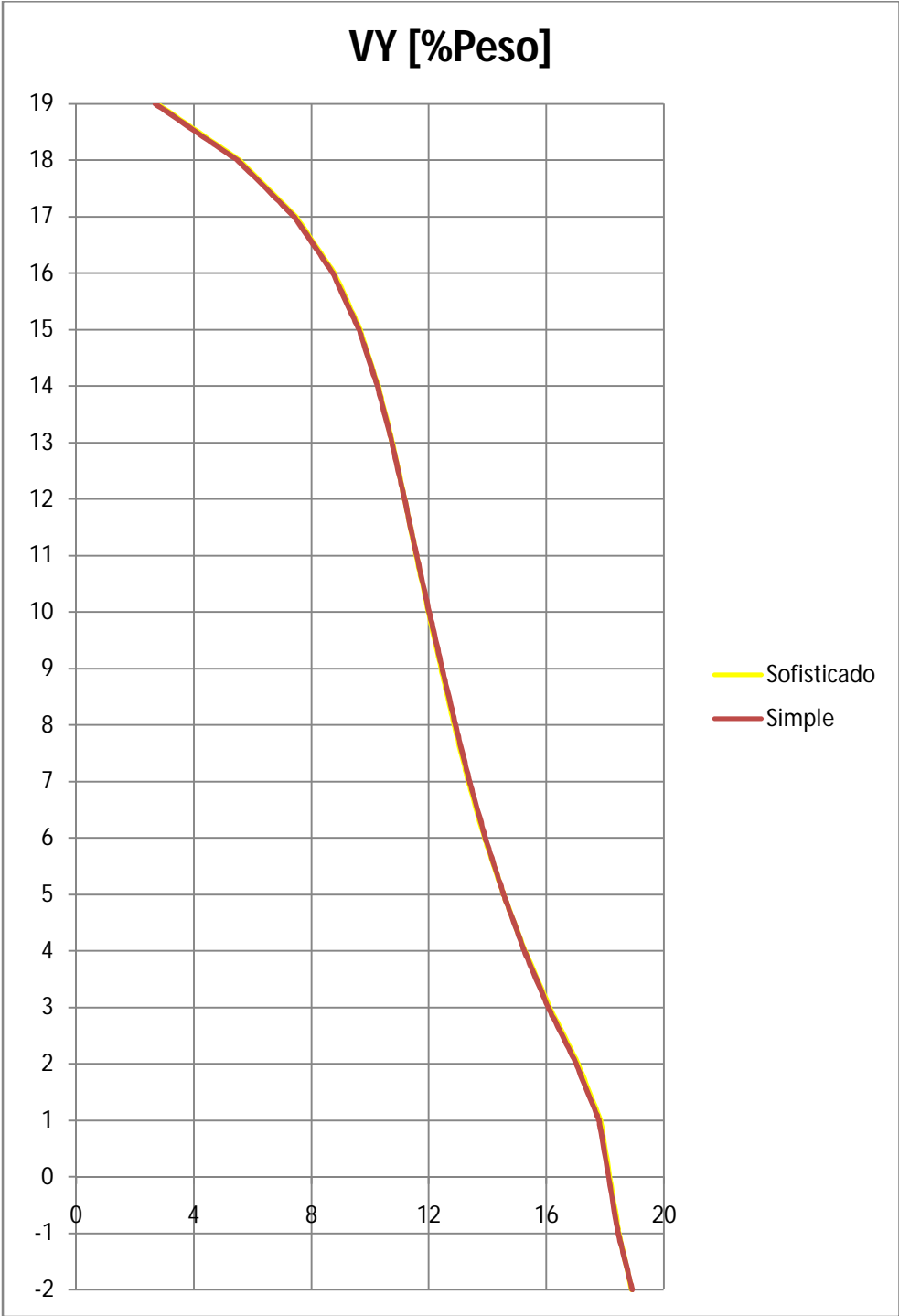


Figura 26 Comparación momento en X para sismo X entre modelos simple y sofisticado de ISE

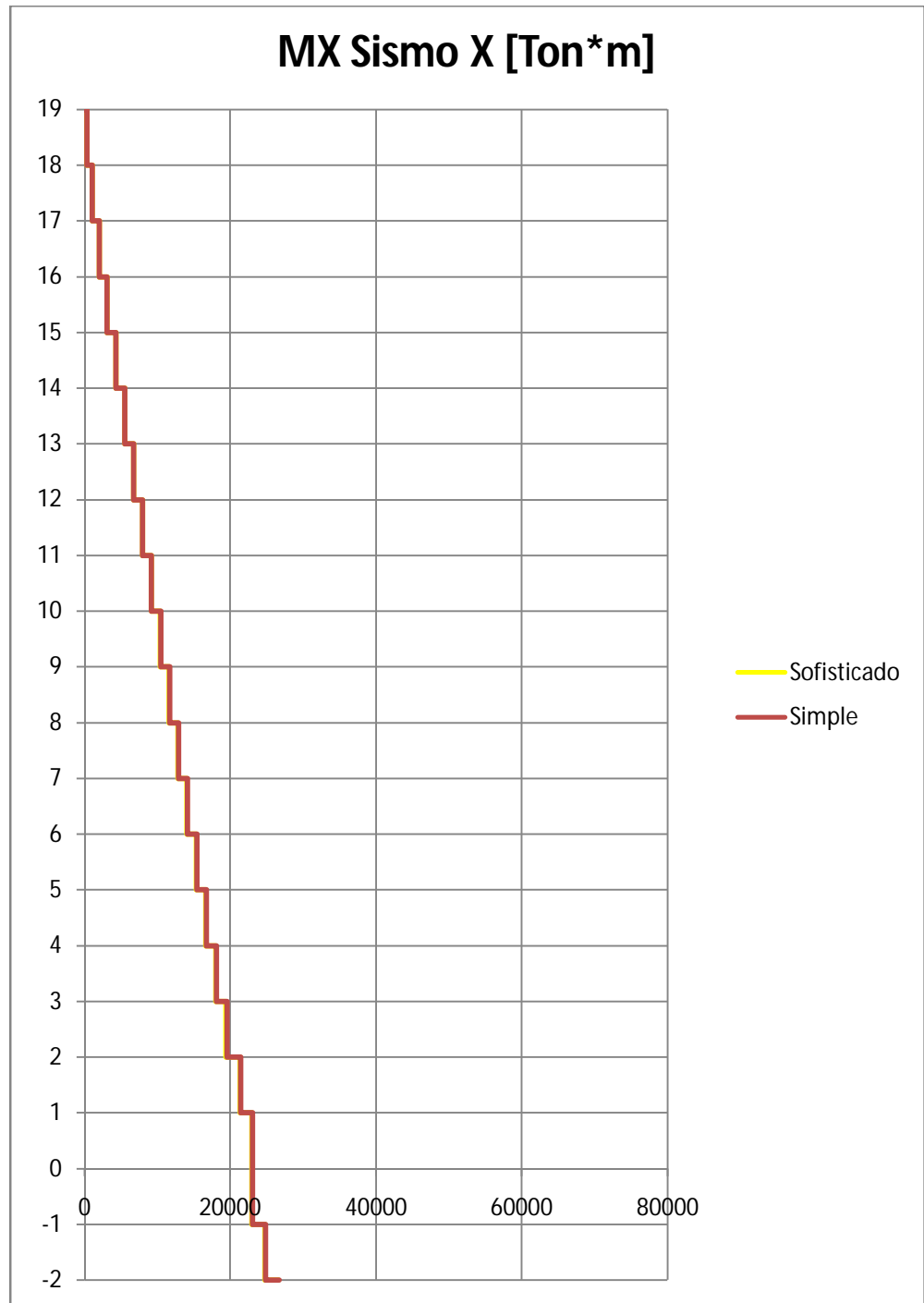


Figura 27 Comparación momento en Y para sismo X entre modelos simple y sofisticado de ISE

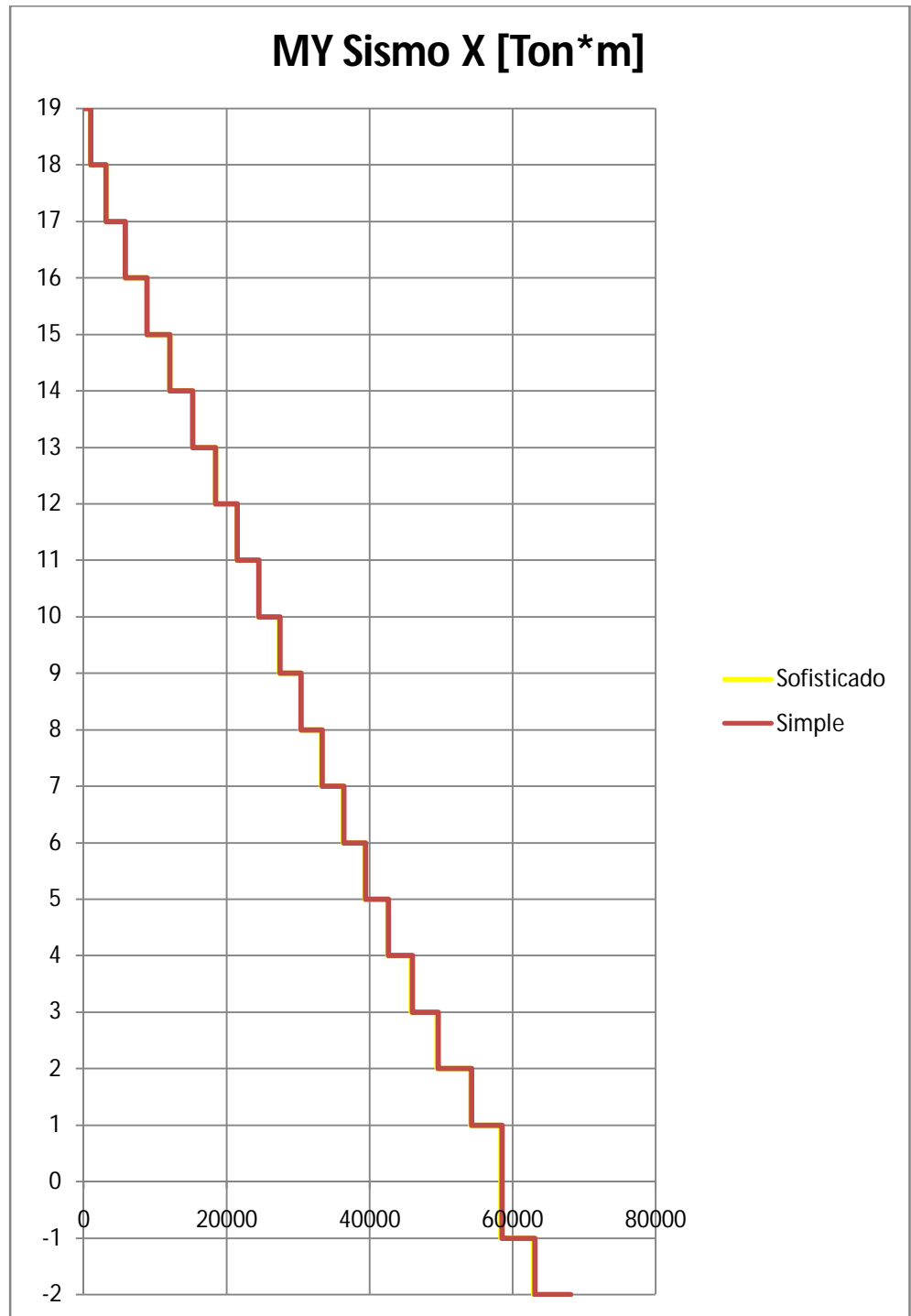


Figura 28 Comparación momento en X para sismo Y entre modelos simple y sofisticado de ISE

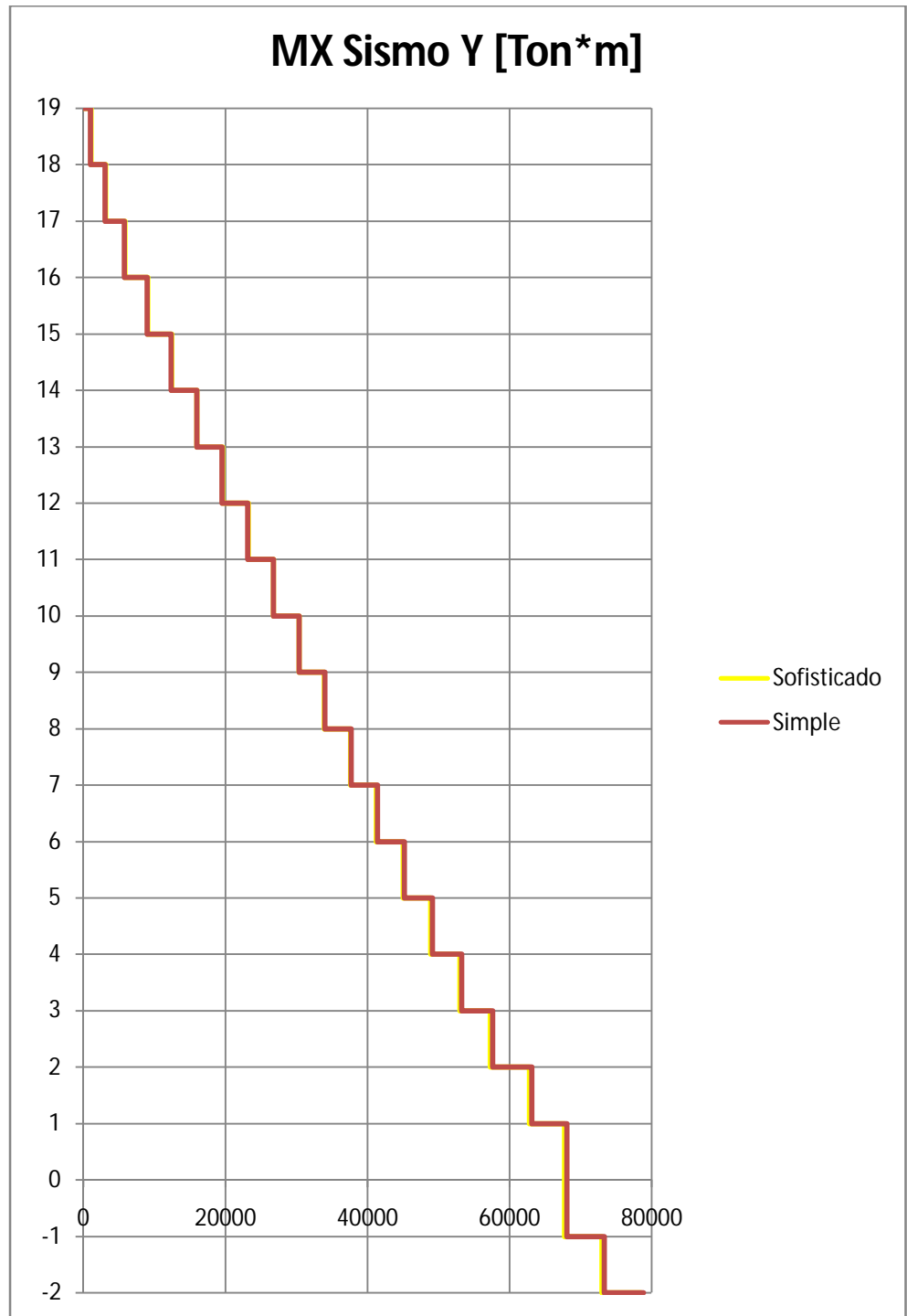
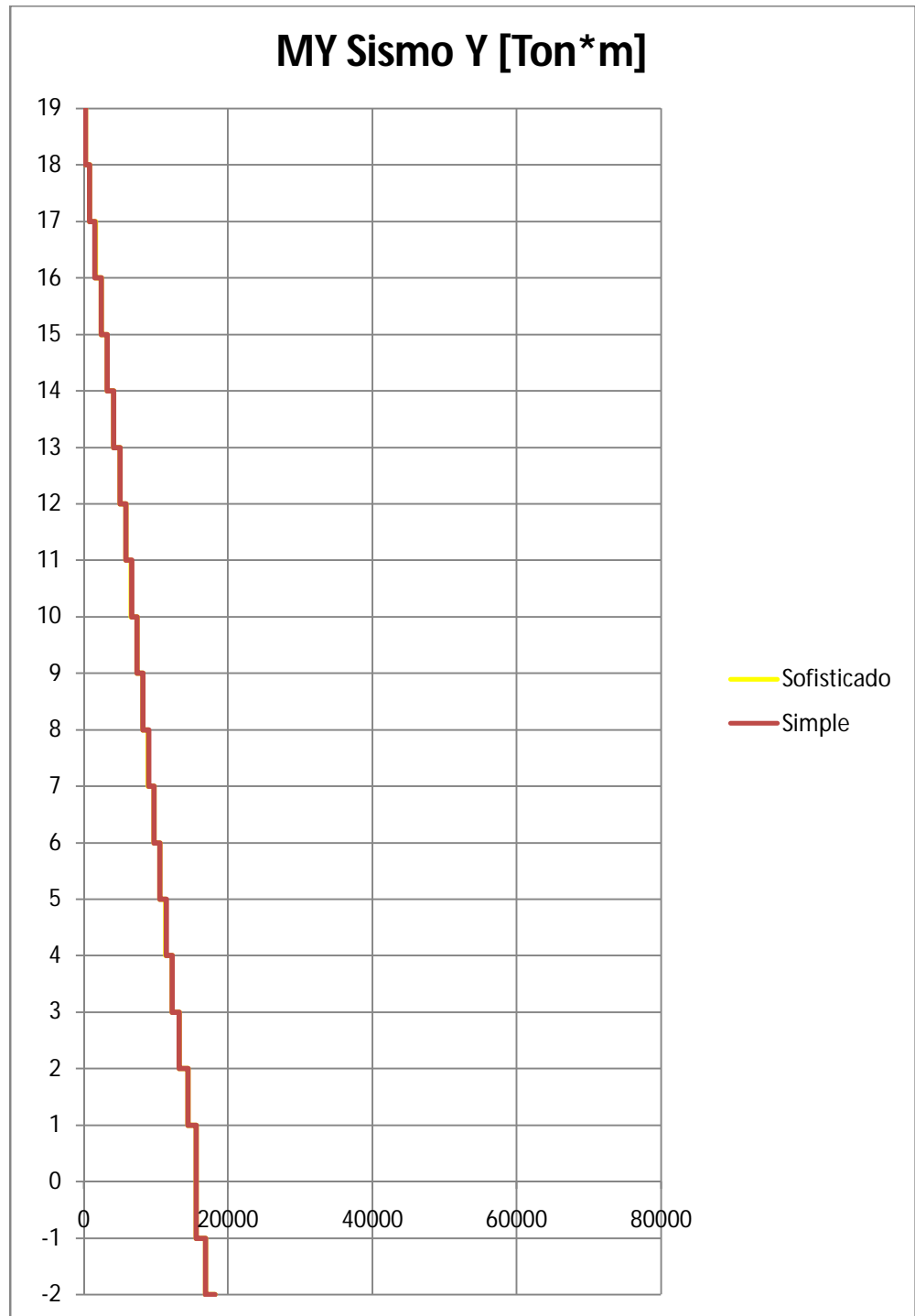


Figura 29 Comparación momento en Y para sismo Y entre modelos simple y sofisticado de ISE



Como se puede ver en las anteriores gráficas y en la tabla de comparación, la diferencia entre un modelo simplificado y uno sofisticado de ISE es muy poco significativa y en la práctica nula ya que tiende a ser cero. Debido a esto, se procede a desarrollar los modelos de ISE de forma simplificada con el fin de reducir las fuentes de incertidumbre y facilitar el proceso de análisis y diseño.

## **4. ANÁLISIS DE PARÁMETROS QUE DEFINEN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN**

En éste capítulo se presentan los resultados obtenidos del análisis modal que definen tanto el comportamiento como el diseño de la estructura de cada uno de los modelos, con sótanos y sin sótanos, empotrado y modelado con ISE. Para los modelos que presentan la ISE de la edificación con sótanos, se tomaron cinco coeficientes de balastro distintos mientras que para la edificación sin sótanos se tomaron cuatro, debido a que el modelo con el menor valor de módulo de balastro no se pudo calibrar con las condiciones de diseño especificadas en la NSR – 10 sin alterar su composición estructural. Lo anterior se realizó con el fin de analizar la incidencia de éste factor en las distintas respuestas de la estructura, debido a la incertidumbre que se presenta en el momento de darle un valor a éste parámetro. Por cada valor se desarrolló un modelo.

### **4.1 PERIODO DE LA ESTRUCTURA**

Como consecuencia de modelar la ISE, de acuerdo al capítulo A.7 de la NSR – 10, se esperaba que el periodo del modelo aumentara debido a la reducción de rigidez del sistema fundación – estructura. Se supone entonces que el periodo tiene una variación inversa al valor del coeficiente de balastro.

Se presenta a continuación la variación de los periodos entre los distintos modelos:

#### 4.1.1 Periodos de los modelos con sótanos

Tabla 13 Periodos de los modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5)

Parámetro	Empotrado	Resortes K1	Resortes K2	Resortes K3	Resortes K4	Resortes K5
Periodo Fundamental [seg]:	3.09	3.14	3.15	3.17	3.20	3.32
Periodo 2 [seg]:	2.06	2.14	2.16	2.19	2.25	2.41
Periodo 3 [seg]:	1.90	1.92	1.92	1.93	1.93	1.94

Tabla 14 Diferencia porcentual entre periodos de ISE y empotrado para modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5)

Parámetro	Diferencia K1 [%]	Diferencia K2 [%]	Diferencia K3 [%]	Diferencia K4 [%]	Diferencia K5 [%]
Periodo Fundamental [seg]:	1.56	1.90	2.50	3.64	7.28
Periodo 2 [seg]:	3.95	4.84	6.32	9.15	17.30
Periodo 3 [seg]:	1.03	1.17	1.37	1.62	2.04

Figura 30 Comparación del periodo fundamental modelos con sótanos  
(K1>K2>K3>K4>K5)

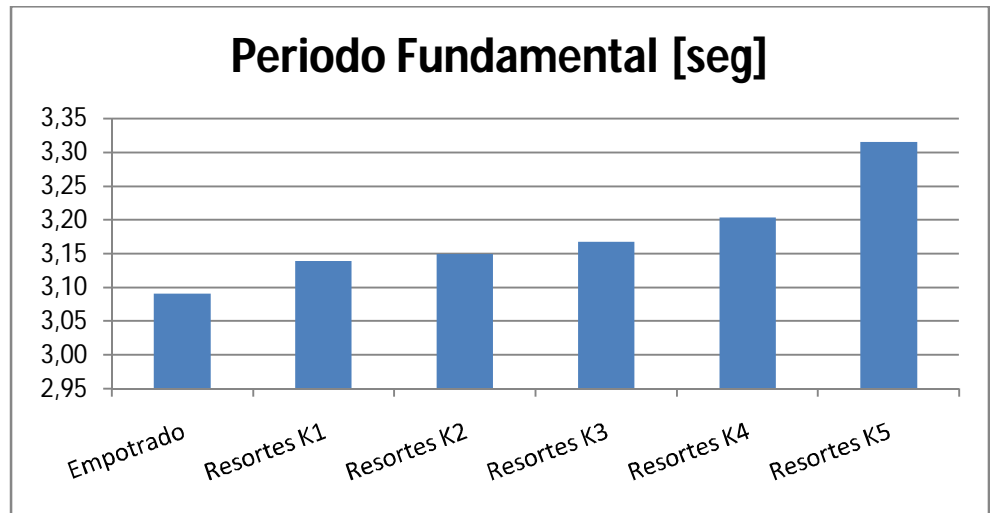


Figura 31 Comparación del periodo 2 modelos con sótanos  
(K1>K2>K3>K4>K5)

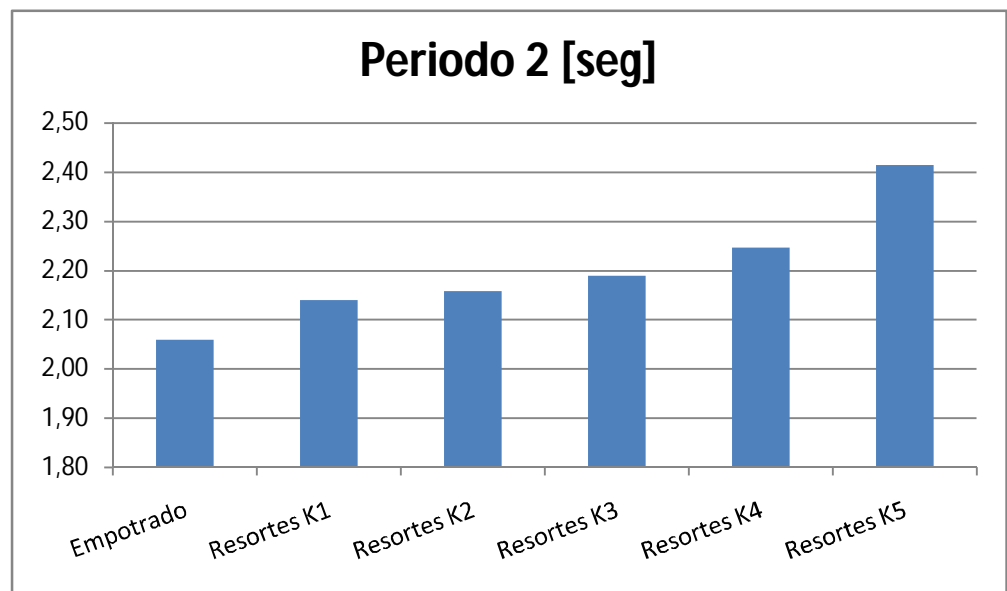
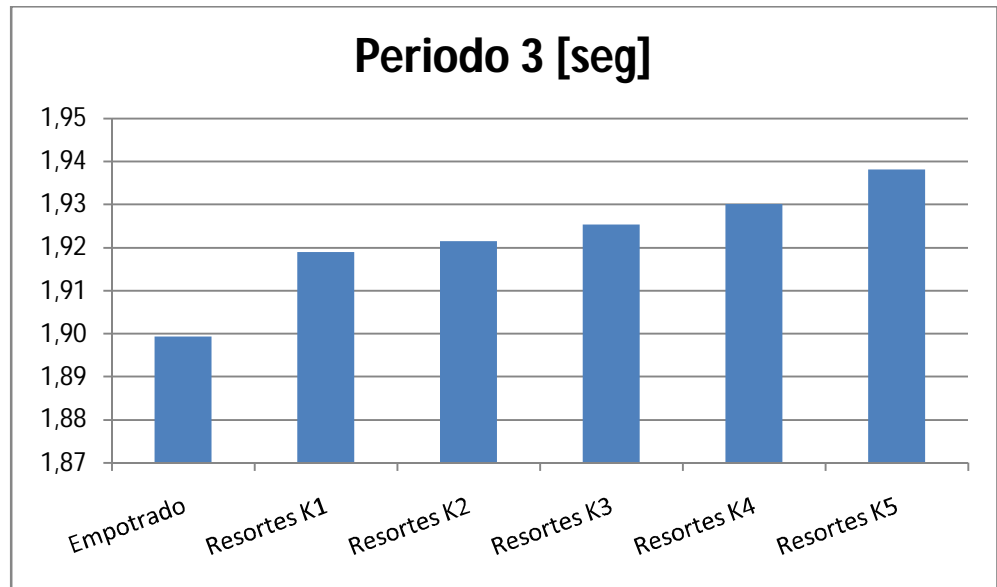


Figura 32 Comparación del periodo 3 modelos con sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4 > K5$ )



Se puede observar, para el modelo con sótanos analizado, que efectivamente la ISE le representa a la edificación un aumento en el periodo aunque éste no sea muy significativo. También se puede decir que una variación tan amplia en el valor del módulo de balastro, siendo K5 del orden del 4% del valor de K1, produce variaciones pequeñas en el periodo. Como argumento, se tienen resultados que indican que el aumento adicional en el periodo fundamental de la estructura entre los modelos con el mayor y el menor coeficiente de balastro no alcanza el 0.5%.

#### 4.1.2 Periodos de los modelos sin sótanos

Tabla 15 Periodos de los modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4>K5)

Parámetro	Empotrado	Resortes K1	Resortes K2	Resortes K3	Resortes K4
Periodo Fundamental [seg]:	3.35	3.35	3.49	3.62	3.62
Periodo 2 [seg]:	2.35	2.35	2.70	2.81	3.09
Periodo 3 [seg]:	2.18	2.18	2.31	2.38	2.37

Tabla 16 Diferencia porcentual entre periodos de ISE y empotrado para modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4>K5)

Parámetro	Diferencia K1 [%]	Diferencia K2 [%]	Diferencia K3 [%]	Diferencia K4 [%]
Periodo Fundamental [seg]:	0.00	4.16	8.12	8.06
Periodo 2 [seg]:	0.00	14.90	19.99	31.65
Periodo 3 [seg]:	0.00	6.07	9.17	8.83

Figura 33 Comparación del periodo fundamental modelos sin sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4 > K5$ )

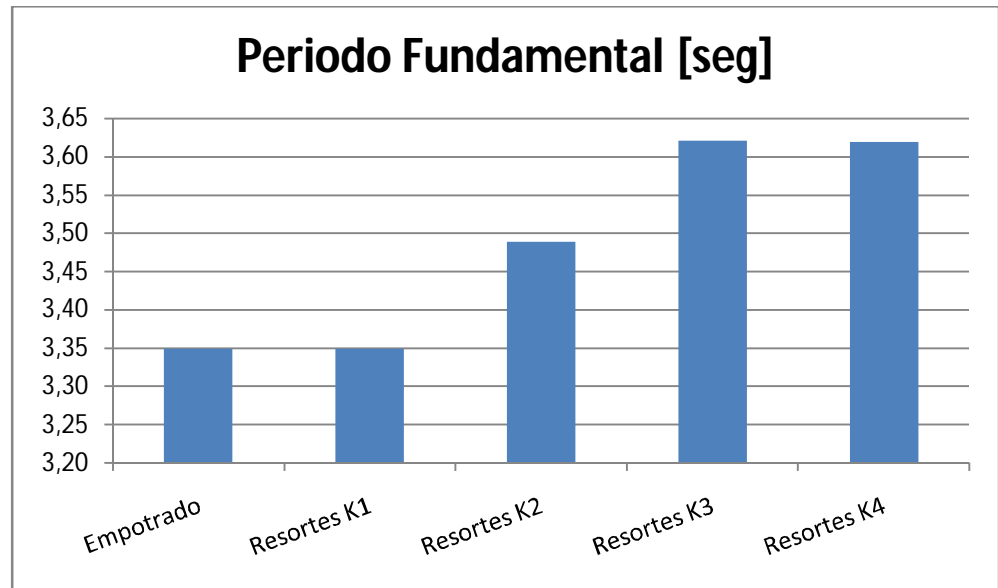


Figura 34 Comparación del periodo 2 modelos sin sótanos ( $K1 > K2 > K3 > K4 > K5$ )

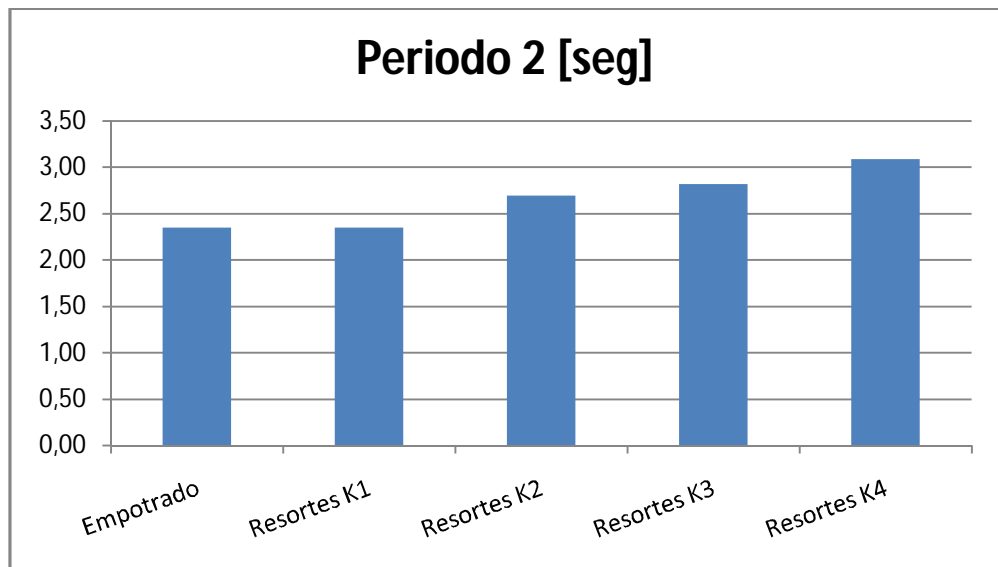
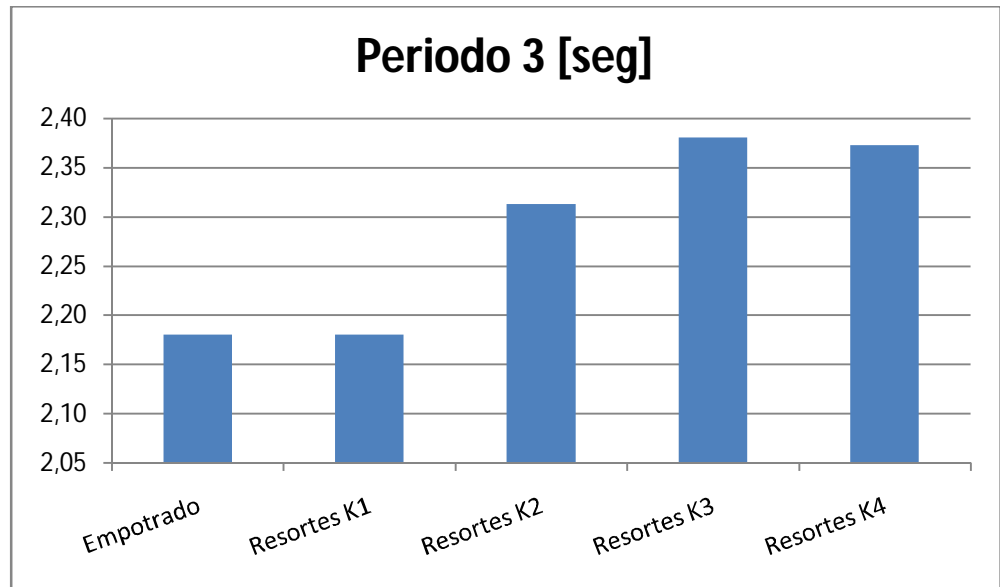


Figura 35 Comparación del periodo 3 modelos sin sótanos  
(K1>K2>K3>K4>K5)



En éste modelo sin muros de sótano, no es fácil apreciar la influencia directa que tiene la ISE ya que en los modelos de resortes K1, K2 y K3, fue necesario incrementar la longitud de dos pantallas estructurales con el fin de hacer cumplir las condiciones de deriva que se exigen en la NSR – 10. Para el modelo de resortes K4, fue necesario aumentar un poco más éstas longitudes por la misma razón.

Aunque no es posible establecer una influencia directa de la ISE, se puede observar que el periodo se ve afectado por ésta ya que para el modelo de resortes K1, el periodo fue el mismo que para el del modelo empotrado, teniendo K1 una configuración estructural que supondría una disminución en éste parámetro debido al aumento de secciones en dos pantallas. Aparte del

anterior argumento, los resultados obtenidos para los periodos de los modelos de resortes K1, K2 y K3 indican que, al igual que la edificación con sótanos, el periodo tiene una variación inversa con respecto al valor del módulo de balastro.

En cuanto a la influencia que tiene el valor del módulo de balastro se puede decir que, para el caso analizado, es muy pequeña ya que el aumento adicional del periodo fundamental entre los modelos de resortes K1 y K3 es del orden del 8%, correspondiendo ésta diferencia a una reducción del 50% en el valor del módulo de balastro.

## **4.2 DERIVAS MÁXIMAS**

De acuerdo con lo planteado en el capítulo A.7 de la NSR – 10, se espera que la deriva sea uno de los parámetros que tenga mayor variación al modelar la ISE, ya que está ligado directamente a la rigidez fundación – estructura y ésta se ve afectada al tener dicha consideración.

Se presentan a continuación las comparaciones gráficas de las derivas por piso para cada modelo:

#### 4.2.1 Derivas de los modelos con sótanos

Figura 36 Derivas X por piso modelos con sótanos ( $K1 > K2 > K3 > K4 > K5$ )

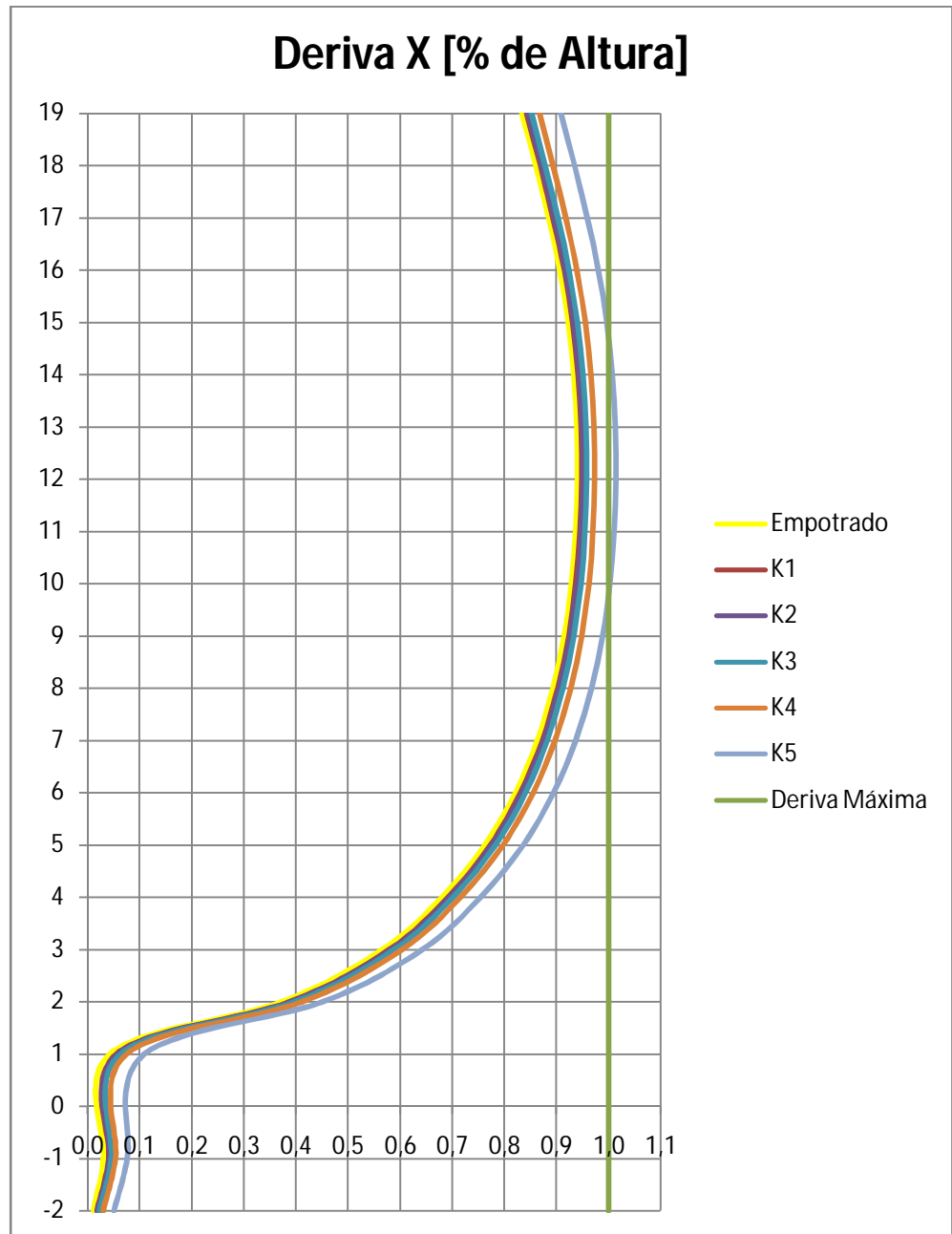
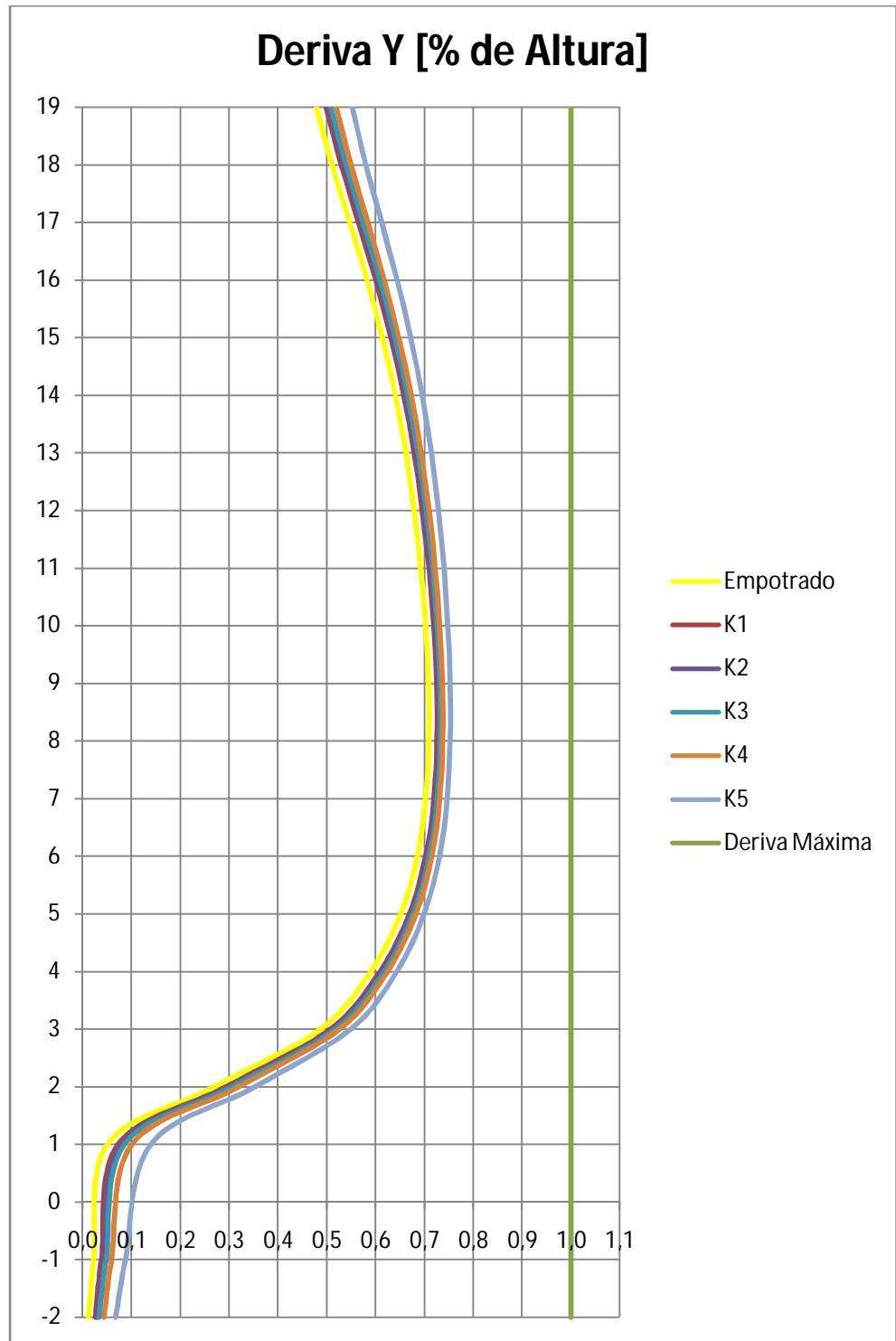


Figura 37 Derivas Y por piso modelos con sótanos ( $K1 > K2 > K3 > K4 > K5$ )



Como se puede apreciar en las gráficas, efectivamente la deriva de la edificación, para éste caso particular, aumenta a medida que el valor del módulo de balastro disminuye. El aumento que se presenta es mucho menor que el que se esperaba llegando a no ser significativo ya que es tan solo, en el mayor caso, del orden del 0.05%.

En cuanto a la influencia que tiene el valor del módulo de balastro, se puede decir que es muy poca ya que la variación de dicho parámetro en un rango tan amplio representa un aumento menor del 0.05% en la deriva de la edificación. Como puede verse, las curvas de las derivas por piso en los dos ejes de dirección prácticamente se superponen.

#### 4.2.2 Derivas de los modelos sin sótanos

Figura 38 Derivas X por piso modelos sin sótanos ( $K1 > K2 > K3 > K4$ )

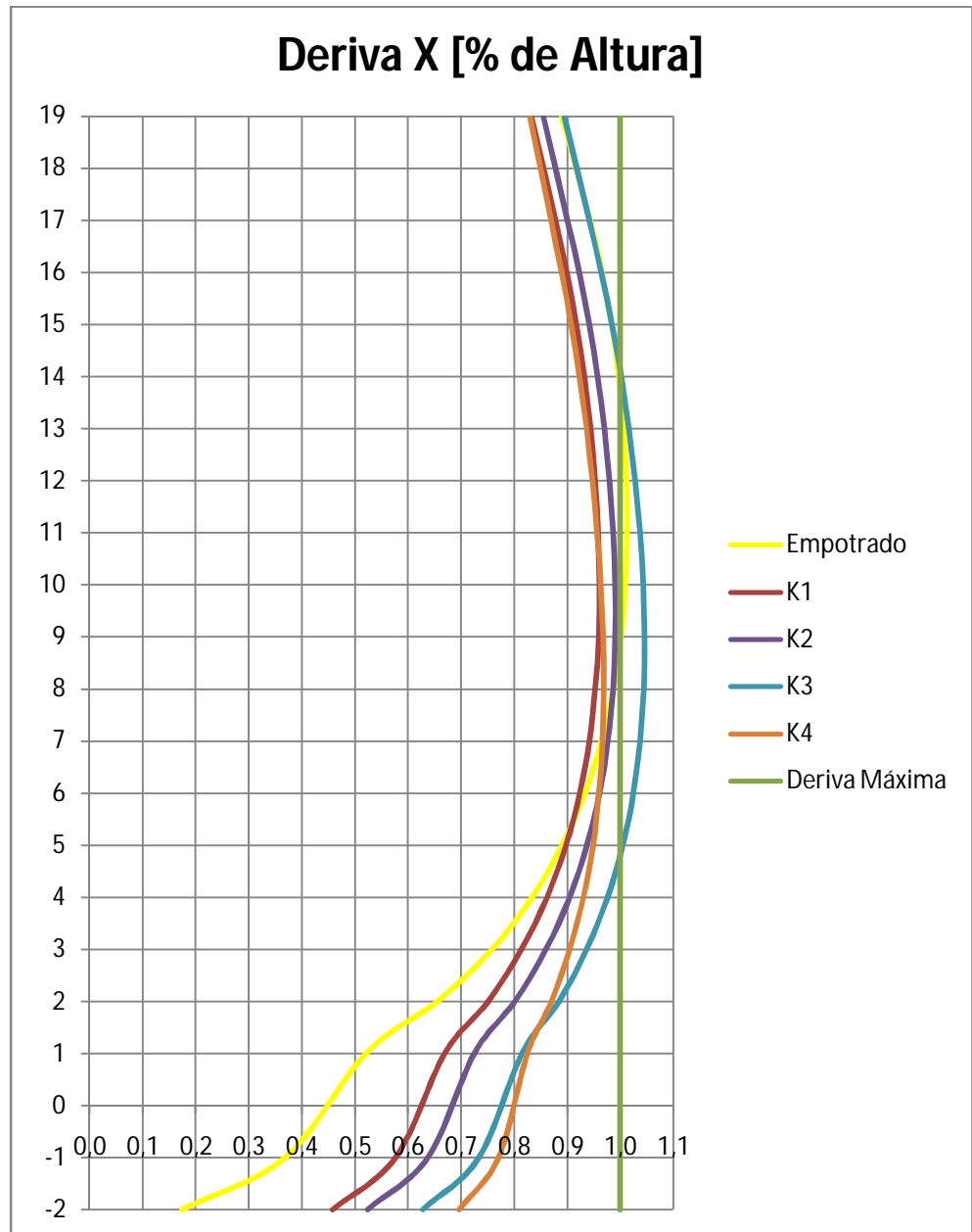
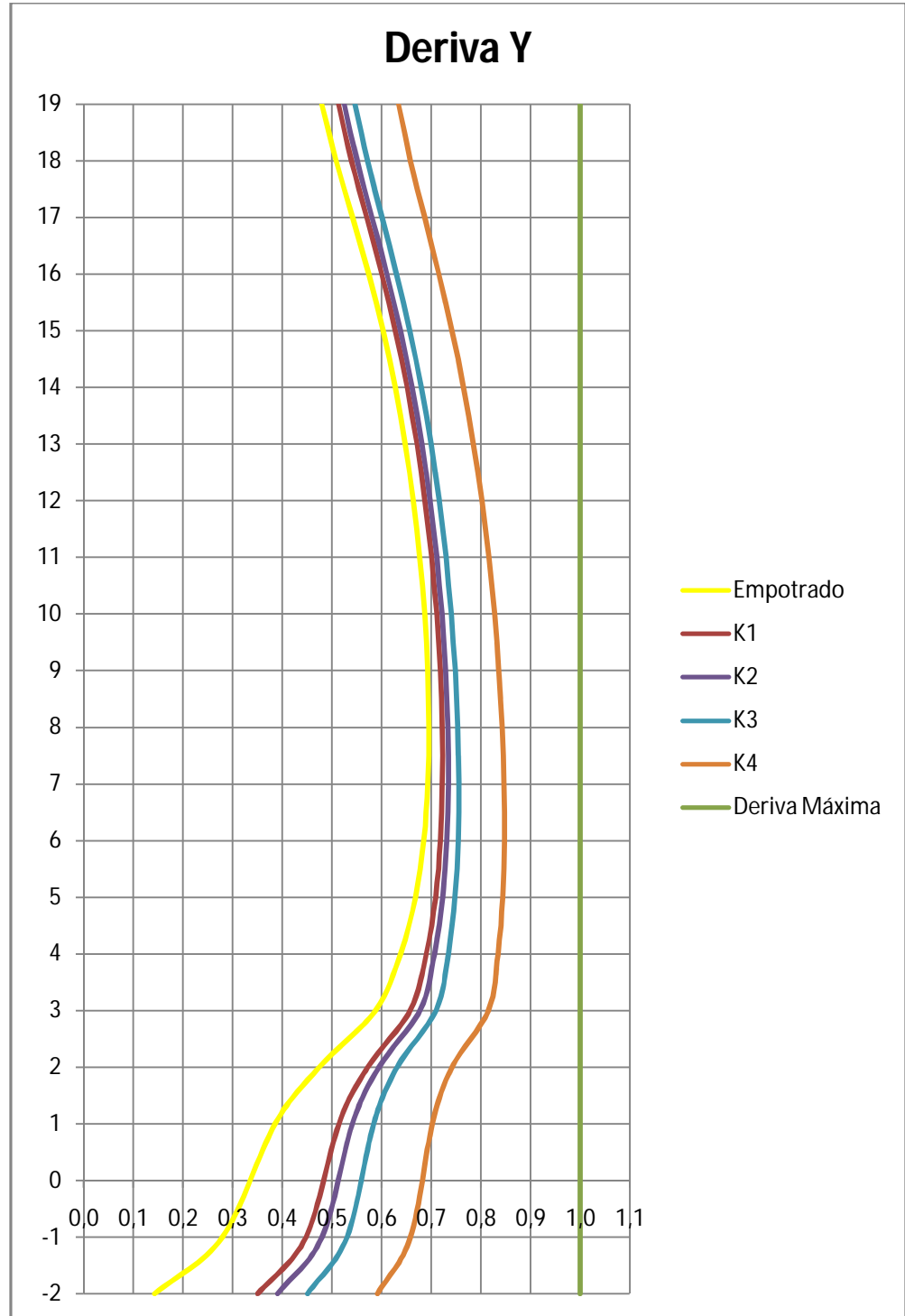


Figura 39 Derivas Y por piso modelos sin sótanos ( $K1 > K2 > K3 > K4$ )



Debido al aumento en la sección transversal de dos pantallas estructurales en los modelos de resortes K1, K2 y K3 y un posterior aumento adicional para K4, necesarios para cumplir con los requisitos de deriva presentes en la NSR – 10, no es posible establecer una relación directa de la variación de la deriva con respecto a la ISE. Se puede entonces analizar las gráficas y observar cómo va aumentando la deriva en los niveles inferiores a medida que el valor del módulo de balastro disminuye. De esta manera es posible decir que para éste caso particular, la ISE influye en la deriva de la edificación en magnitudes considerables, aumentando entre el 0.2% y el 0.45% (porcentaje de altura de piso) en el mayor caso. Aumento que conlleva a modificar las secciones de columnas y muros para hacer cumplir el requisito de deriva máxima, incrementando de esta manera el valor de la estructura en comparación a la que es modelada con la suposición de empotramiento perfecto.

Como consecuencia de las variaciones considerables en las derivas al disminuir el valor del módulo de balastro, se puede decir que para éste caso, la influencia de dicho parámetro en la respuesta de deformaciones de la estructura es considerable. Esta influencia en algunos casos, trae como consecuencia el aumento de secciones para garantizar una mayor rigidez y una consecuente deformación menor.

### 4.3 CORTANTE Y MOMENTO

Debido al efecto de disminución de rigidez que se presenta al considerar la ISE, se espera que se redistribuya el cortante y el momento y que a su vez disminuyan ya que se permiten deformaciones en la base del modelo. La anterior suposición se plantea de igual forma en el capítulo A.7 de la NSR – 10.

Se presentan a continuación los valores para el cortante basal, cortante por piso y momento por piso de cada uno de los modelos y una comparación entre éstos:

#### 4.3.1 Cortante basal, cortante y momento por piso para los modelos con sótanos

##### 4.3.1.1 Cortante basal

Tabla 17 Cortante basal modelos con sótanos ( $K1 > K2 > K3 > K4 > K5$ )

Parámetro	Empotrado	Resortes K1	Resortes K2	Resortes K3	Resortes K4	Resortes K5
Cortante Basal X [%Peso]:	18.31	18.03	17.97	17.96	17.96	17.96
Cortante Basal Y [%Peso]:	22.12	21.75	21.67	21.52	21.24	20.50

Tabla 18 Diferencia porcentual entre cortantes basales de ISE y empotrado para modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5)

Parámetro	Diferencia K1 [%]	Diferencia K2 [%]	Diferencia K3 [%]	Diferencia K4 [%]	Diferencia K5 [%]
Cortante Basal X [%Peso]:	-1.53	-1.85	-1.88	-1.88	-1.88
Cortante Basal Y [%Peso]:	-1.66	-2.06	-2.72	-3.98	-7.32

Figura 40 Cortante basal X en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5)

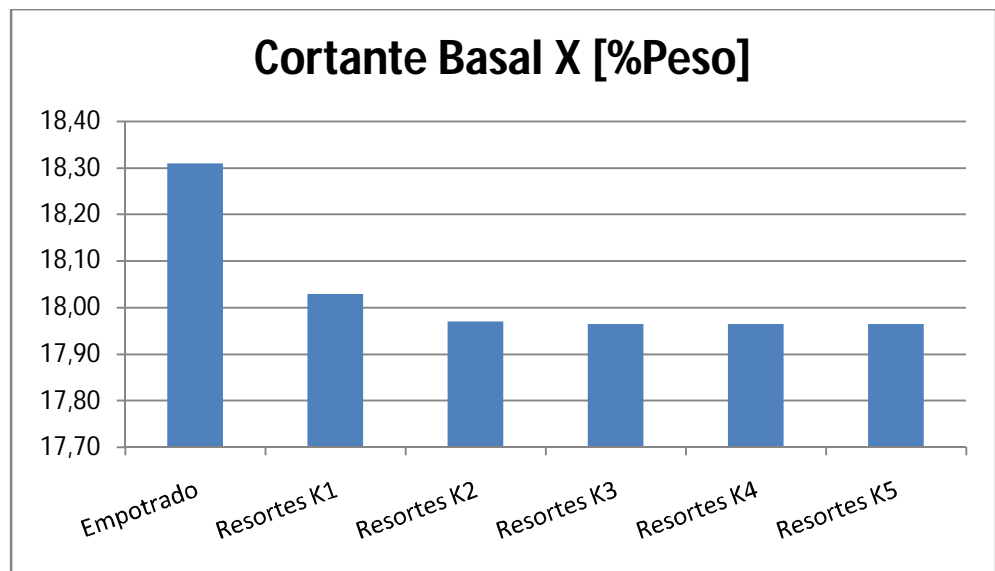
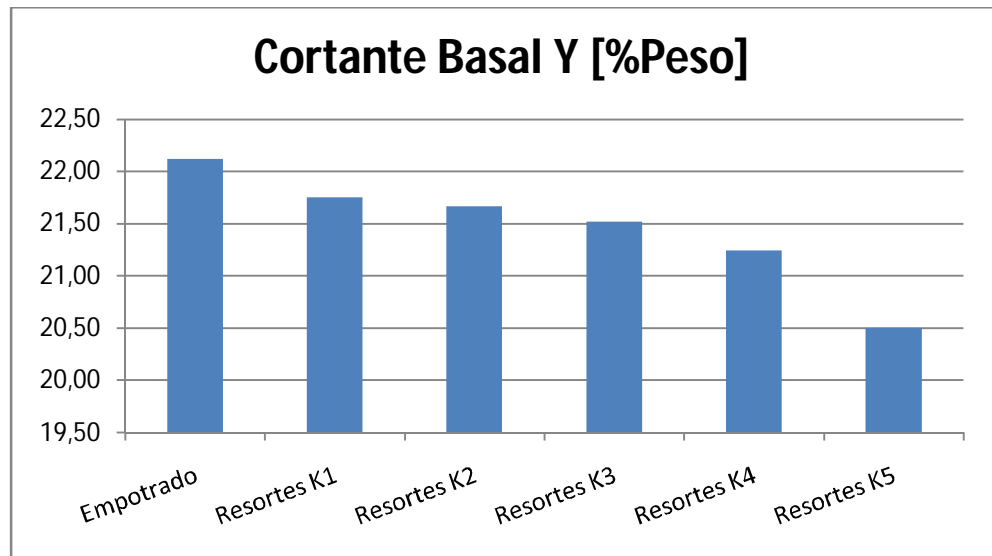


Figura 41 Cortante basal Y en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5)



Se puede observar que, para éste caso, la ISE produce una disminución en el cortante basal. A medida que el valor del módulo de balastro disminuye, de igual manera lo hace el cortante basal, sin ser estas variaciones significativas pues su disminución máxima es del orden del 7% en comparación con el modelo que supone empotramiento perfecto.

Debido a los requisitos presentes en la NSR – 10 para el diseño de estructuras por medio de análisis modal, la variación del cortante basal tiende a perderse. Esto sucede debido al factor de ajuste que se debe aplicar al espectro de diseño cuando el cortante basal llega al límite inferior aceptado por la norma (0.8 veces el cortante basal calculado a partir de la fuerza horizontal equivalente para edificaciones regulares). Al aplicar el factor de ajuste en el sentido necesario, el cortante basal va a ser igual para todos los modelos en los que se tenga que realizar dicho procedimiento. Se encontró que, para todos los

modelos que necesitaron ajustes en éste caso particular, el cortante basal debe ser el 17.96% del peso de la edificación para que cumpla con el requisito de la norma.

En cuanto a la influencia que tiene el valor del módulo de balastro en el cortante basal de la edificación, se puede decir que no es significativa pues una variación de dicho valor en un 26000% da como resultado una variación adicional en el cortante en la base de un 1.25% en el mayor de los casos.

### 4.3.1.2 Cortante por piso

Figura 42 Cortante en X por piso en modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5)

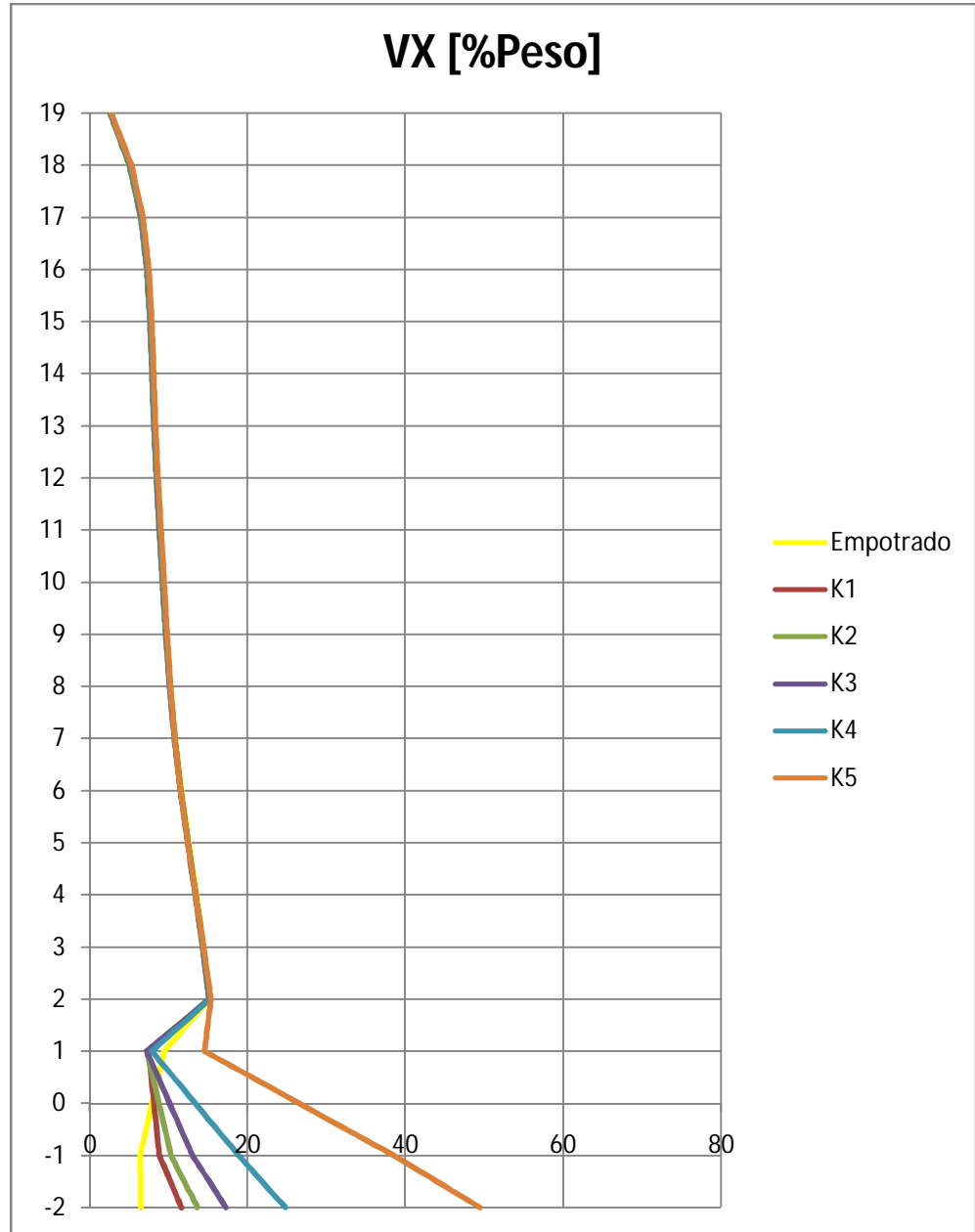
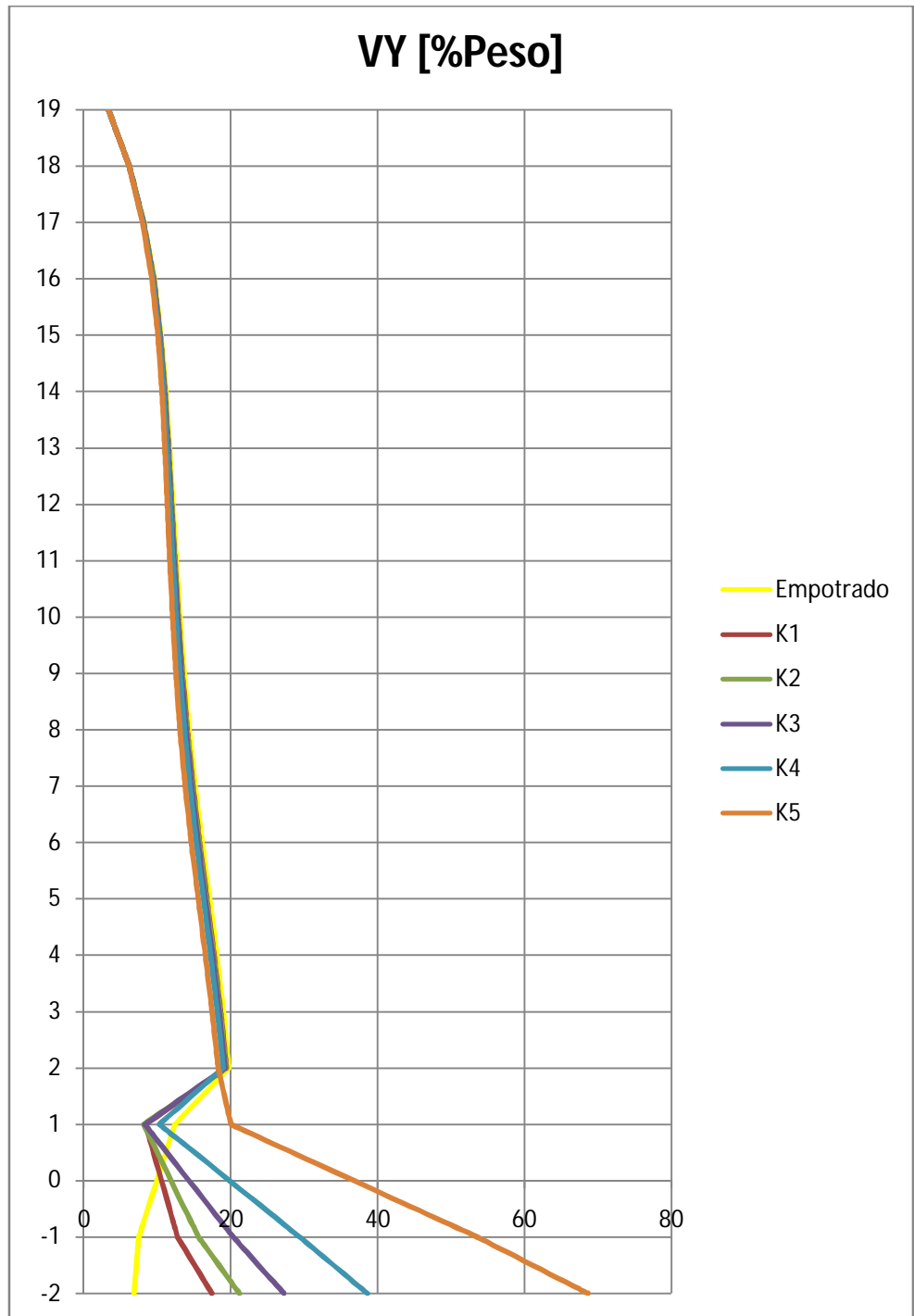


Figura 43 Cortante en Y por piso en modelos con sótanos  
(K1>K2>K3>K4>K5)



Se puede ver en las gráficas que el comportamiento del cortante por piso es teóricamente esperado hasta el segundo o primer piso. De este nivel hacia abajo, se produce una redistribución del cortante debido al cambio significativo y espontáneo en la rigidez de la edificación. Éste efecto se va reduciendo a medida que se disminuye el valor del módulo de balastro debido a la consecuente disminución en la rigidez de los muros del sótano, llegando a ser poco perceptible en el modelo que presenta el menor módulo. Como consecuencia se obtiene un aumento en el cortante en los niveles inferiores de la edificación a medida que disminuye el módulo de balastro.

En cuanto a la influencia que tiene el valor de dicho módulo, es posible decir que, para este caso particular, es muy significativa para el valor del cortante en los niveles inferiores, presentando una variación adicional del orden del 50% del peso de la edificación. Por otro lado, en los niveles superiores, del segundo piso hacia arriba, la variación del módulo de balastro no tiene influencia en el cortante viéndose en las gráficas cómo las curvas del cortante en estos niveles se superponen.

### 4.3.1.3 Momento por piso

Figura 44 Momento en X para sismo en X en modelos con sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4 > K5$ )

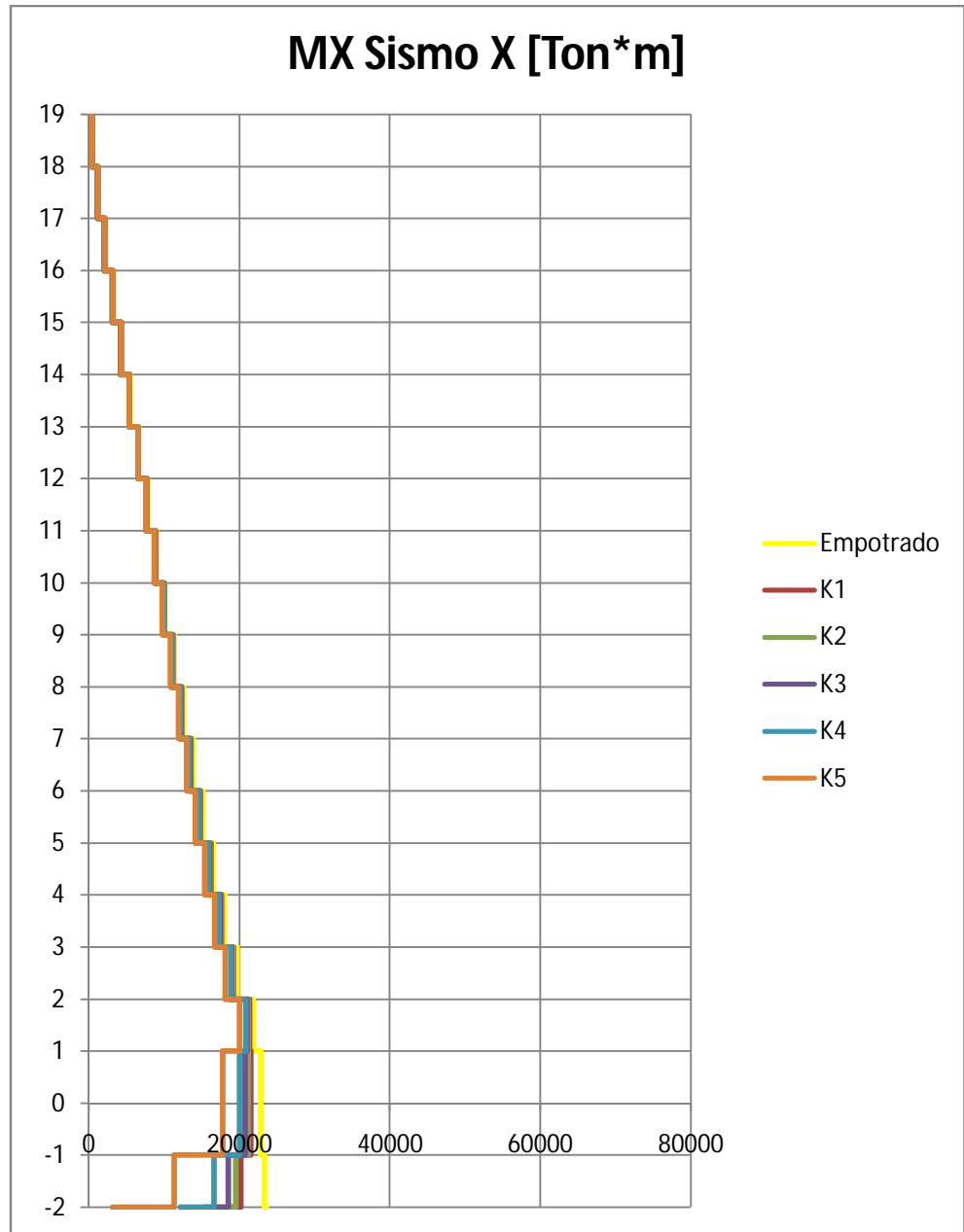


Figura 45 Momento en Y para sismo en X en modelos con sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4 > K5$ )

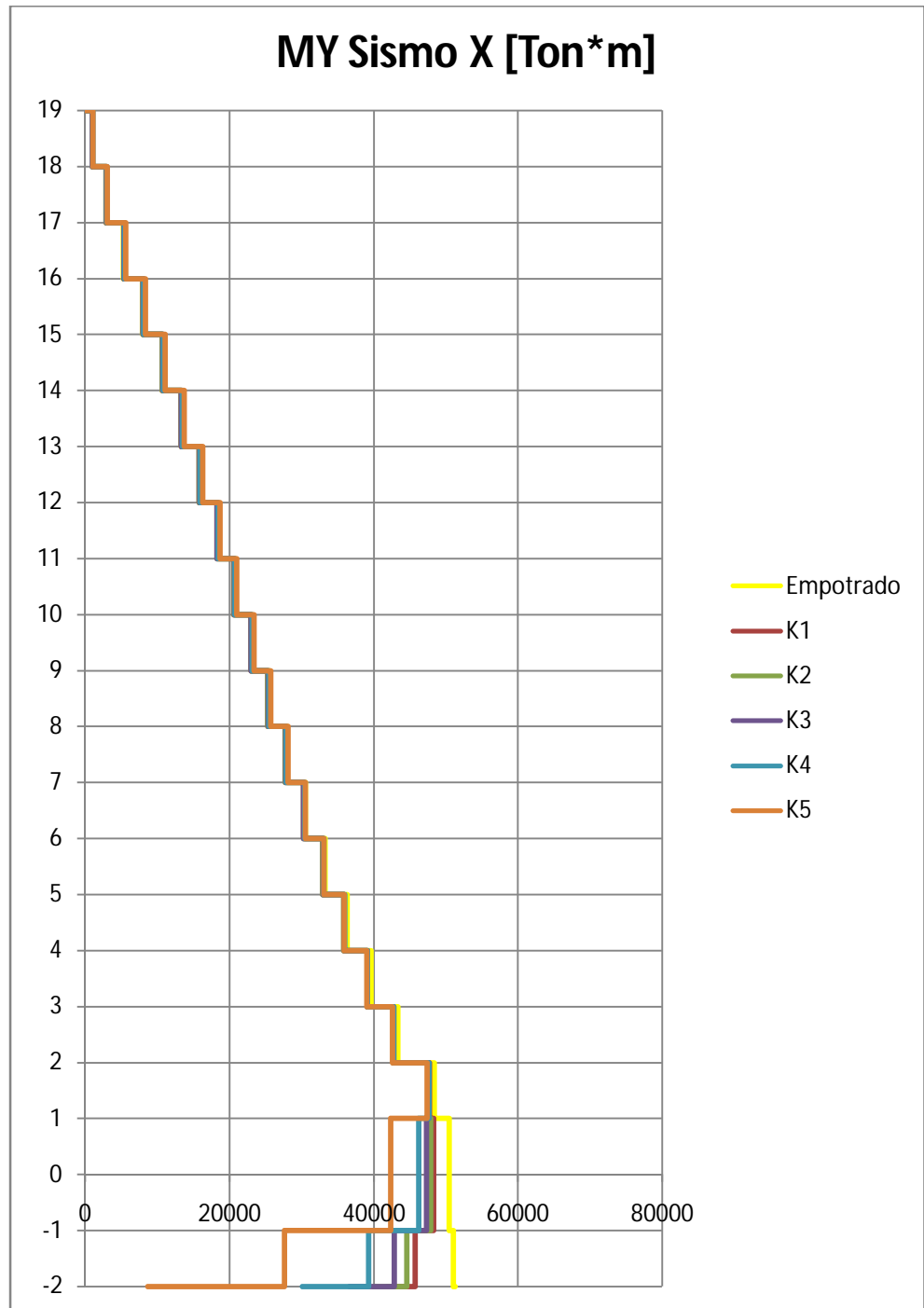


Figura 46 Momento en X para sismo en Y en modelos con sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4 > K5$ )

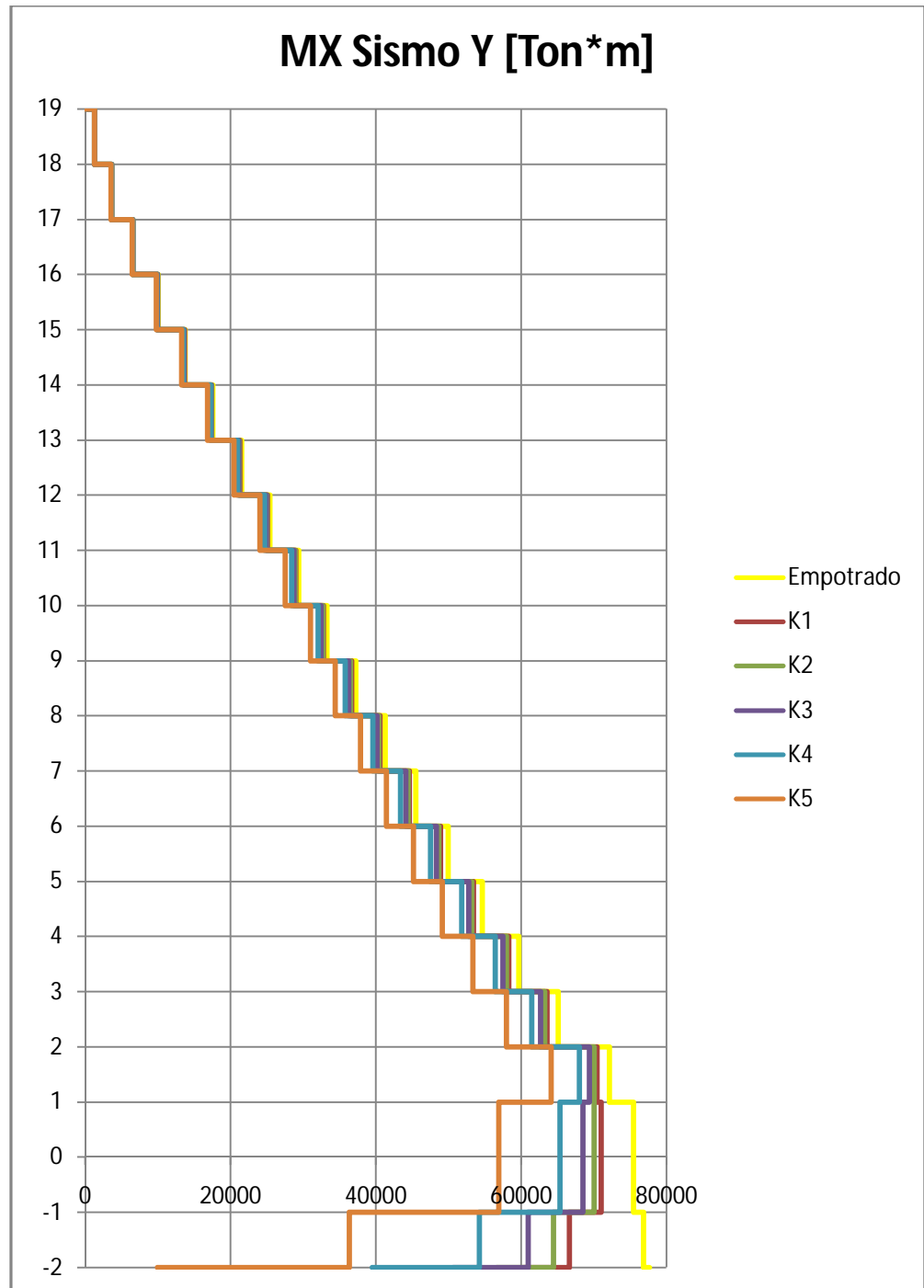
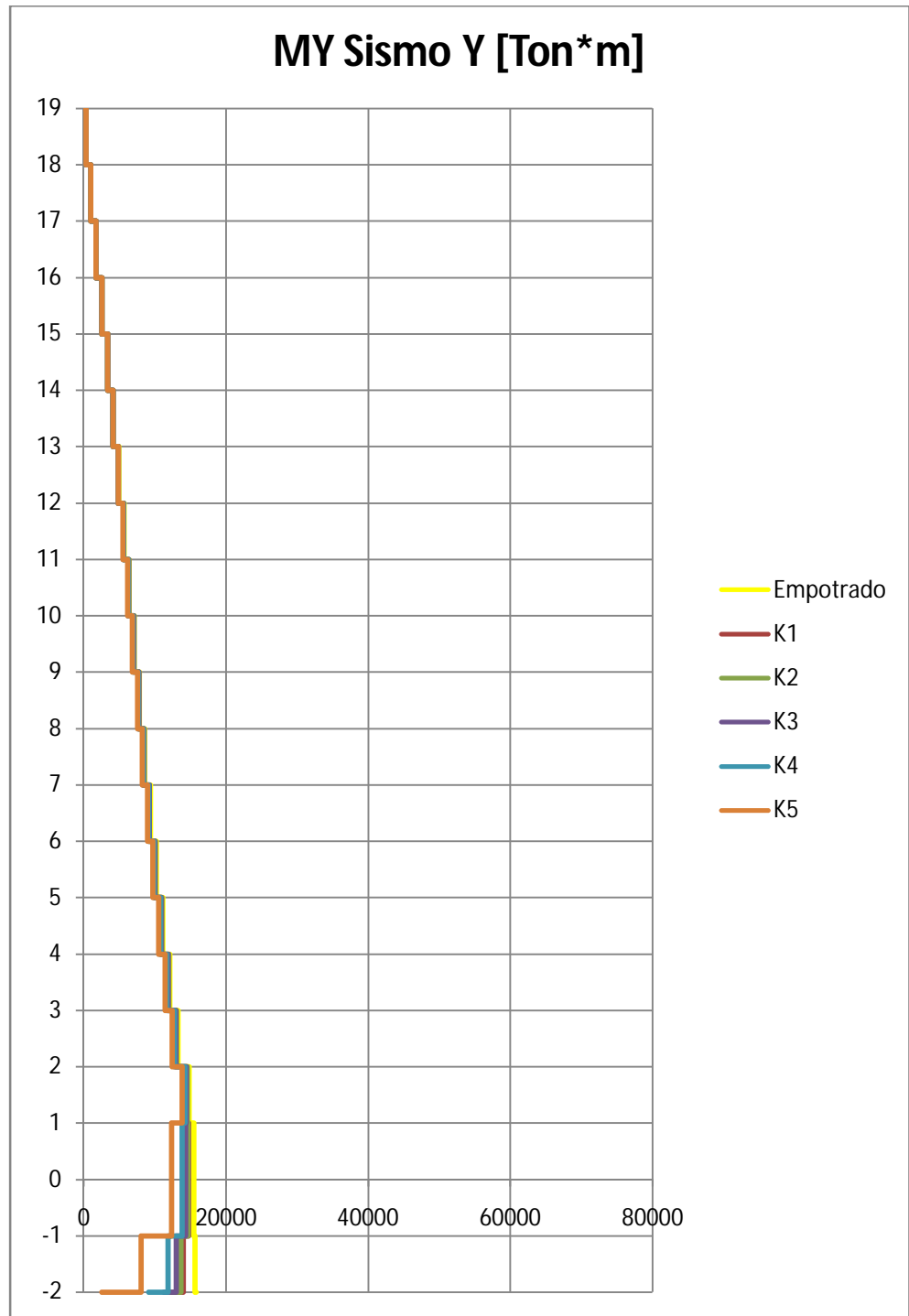


Figura 47 Momento en Y para sismo en Y en modelos con sótanos  
(K1>K2>K3>K4>K5)



Como se esperaba, el momento en la base disminuye a medida que el valor del módulo de balastro lo hace. Esto sucede ya que la respuesta que producía una reacción a momento alta en el modelo que supone un empotramiento perfecto, va disminuyendo a medida que se pierde rigidez en los apoyos y se permiten ciertas deformaciones verticales debido a los resortes. En el modelo de ISE, el apoyo ya no es capaz de producir una reacción tan grande como la que produce el modelo empotrado.

En cuanto a la influencia que tiene el valor del módulo de balastro en el momento por piso, se puede decir que no es significativa en el piso más alto pero que a medida que desciende la influencia se vuelve cada vez mayor, llegando a valores en la base que pueden tener una disminución del orden del 50% en relación con el modelo empotrado.

### 4.3.2 Cortante basal, cortante y momento por piso para los modelos sin sótanos

#### 4.3.2.1 Cortante basal

Tabla 19 Cortante basal modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4)

Parámetro	Empotrado	Resortes K1	Resortes K2	Resortes K3	Resortes K4
Cortante Basal X [%Peso]:	17.96	17.96	17.96	17.96	17.96
Cortante Basal Y [%Peso]:	20.43	18.91	18.55	17.98	17.96

Tabla 20 Diferencia porcentual entre cortantes basales de ISE y empotrado para modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4)

Parámetro	Diferencia K1 [%]	Diferencia K2 [%]	Diferencia K3 [%]	Diferencia K4 [%]
Cortante Basal X [%Peso]:	0.00	0.00	0.00	0.00
Cortante Basal Y [%Peso]:	-7.43	-9.21	-11.99	-12.09

Figura 48 Cortante basal X en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4)

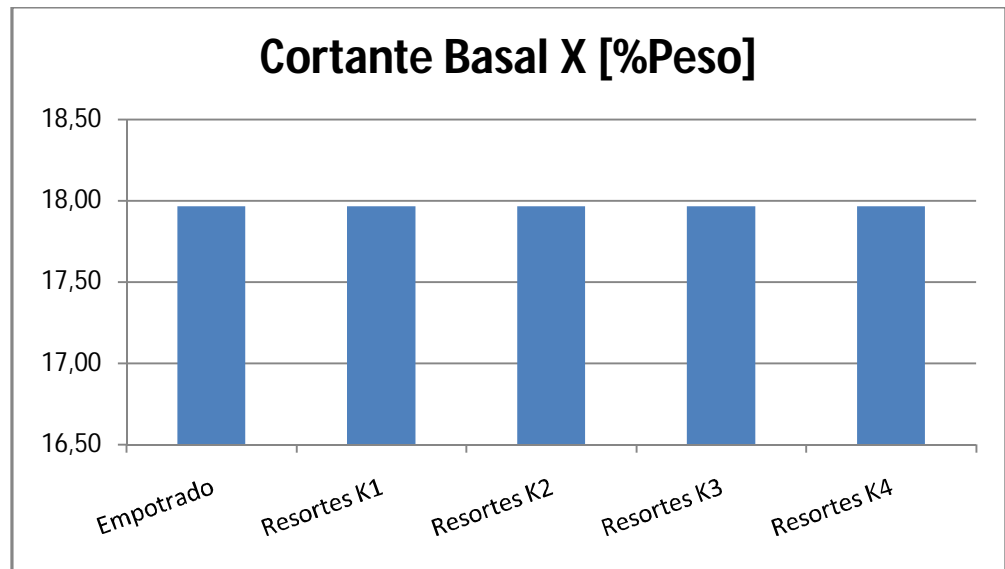
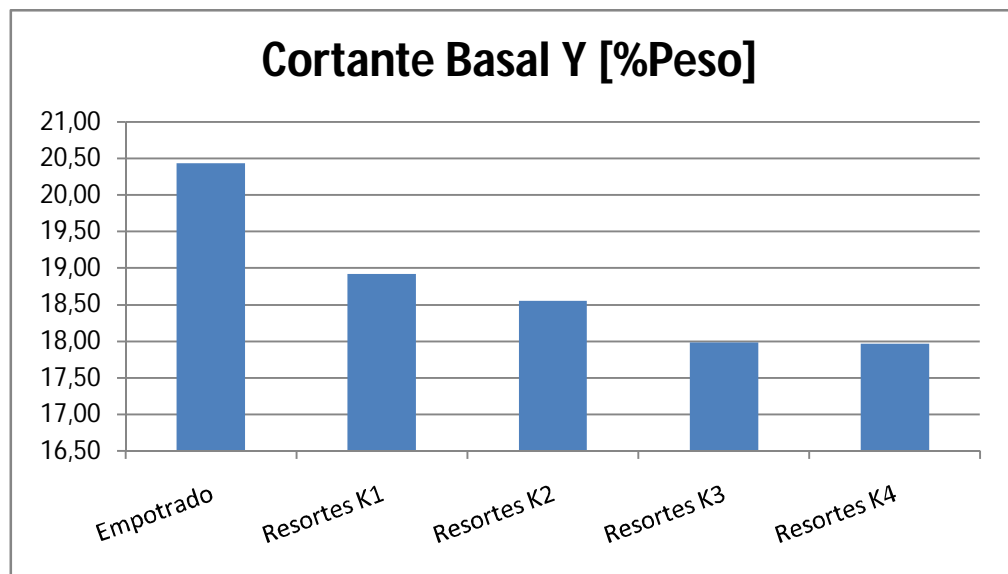


Figura 49 Cortante basal Y en modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4)



Se puede observar que, para éste caso, la ISE produce una disminución en el cortante basal en la dirección del eje Y. A medida que el valor del módulo de balastro disminuye, de igual manera lo hace el cortante basal, sin ser estas variaciones significativas en la mayoría de los casos. Las variaciones para los dos modelos con menor valor de módulo de balastro llegan a tener valores importantes del orden del 12% en comparación con el modelo que supone empotramiento perfecto.

Debido a los requisitos presentes en la NSR – 10 para el diseño de estructuras por medio de análisis modal, la variación del cortante basal se pierde en el sentido del eje X. Esto sucede debido al factor de ajuste que se debe aplicar al espectro de diseño cuando el cortante basal llega al límite inferior aceptado por la norma (0.8 veces el cortante basal calculado a partir de la fuerza horizontal equivalente para edificaciones regulares). Al aplicar el factor de ajuste en el sentido necesario, el cortante basal es igual para todos los modelos en los que se tenga que realizar dicho procedimiento. Se puede ver en éste modelo una confirmación del dato que se encontró en el modelo con sótanos, ya que para todos los modelos que necesitaron ajustes, el cortante basal coincide con el 17.96% del peso de la edificación cuando se cumple con el requisito de la norma.

En cuanto a la influencia que tiene el valor del módulo de balastro en el cortante basal de la edificación, se puede decir que no es significativa pues una variación de dicho valor en un 26000% da como resultado una variación adicional en el parámetro estudiado de un 0.95% en el mayor de los casos.

### 4.3.2.2 Cortante por piso

Figura 50 Cortante en X por piso en modelos sin sótanos ( $K1 > K2 > K3 > K4$ )

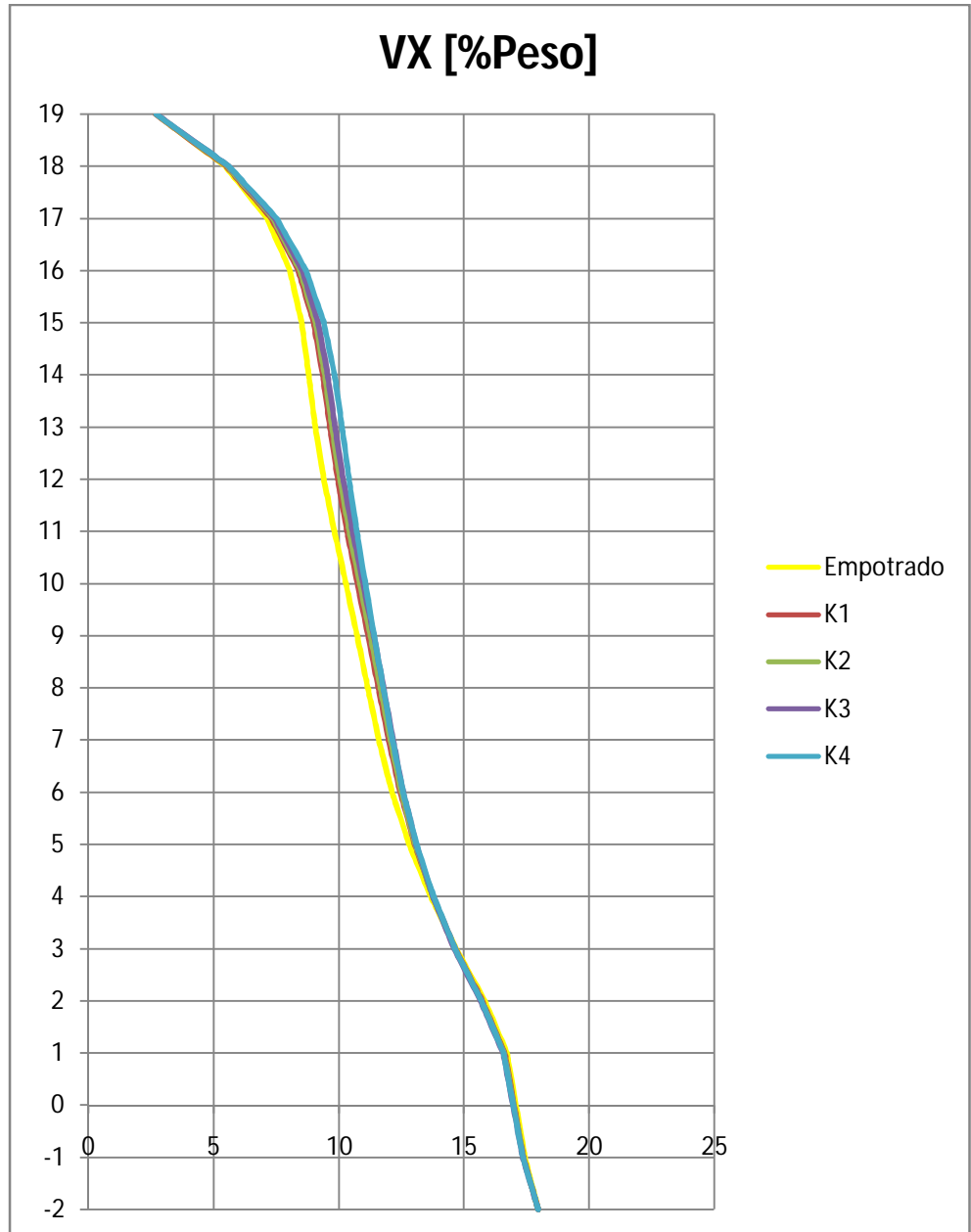
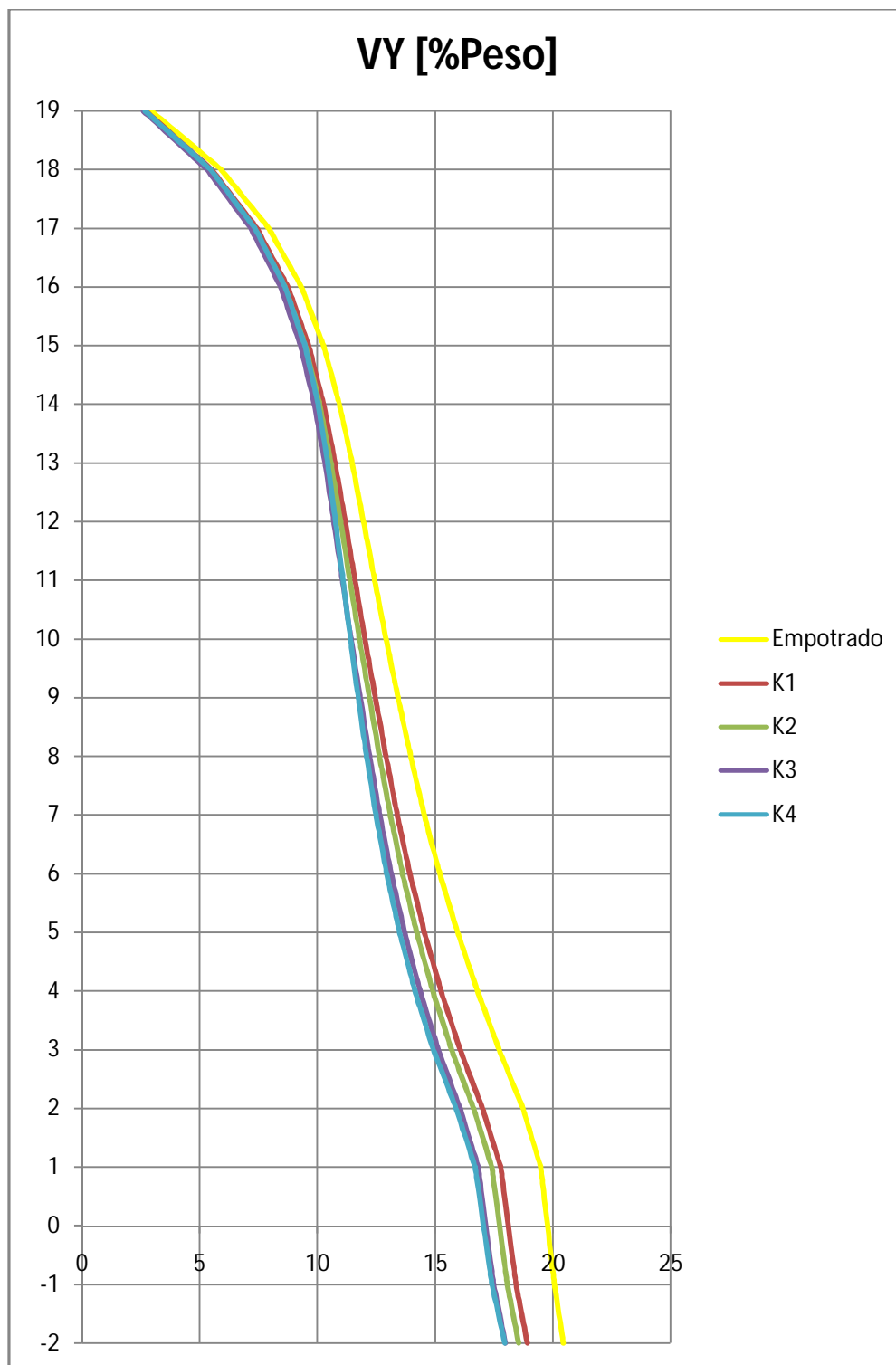


Figura 51 Cortante en Y por piso en modelos sin sótanos ( $K1 > K2 > K3 > K4$ )



Se puede ver en las gráficas que el comportamiento del cortante por piso es como se esperaba, aumentando a medida que desciende el nivel de la edificación. Esto muestra que fue acertada la decisión de analizar un modelo sin los muros de los sótanos ya que de esta manera se puede filtrar un poco la información y ver más claramente el comportamiento que presenta el modelo. Se puede ver entonces que el cortante en la dirección X no tiene variación perceptible entre los modelos de ISE y el que supone empotramiento perfecto mientras que el cortante en la dirección Y presenta una variación perceptible pero que de igual forma, no es significativa alcanzando un máximo de alrededor del 3%.

En cuanto a la influencia que tiene el valor de dicho módulo, es posible decir que, para este caso particular, no es significativo para el valor del cortante por piso pues una variación en un rango tan amplio para el valor del módulo de balastro representa una diferencia adicional del orden de 1.5% en el mayor de los casos. En las gráficas se puede observar esta afirmación en la forma como se superponen las curvas de cortante por piso en gran parte de su trayectoria.

### 4.3.2.3 Momento por piso

Figura 52 Momento en X para sismo en X en modelos sin sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4$ )

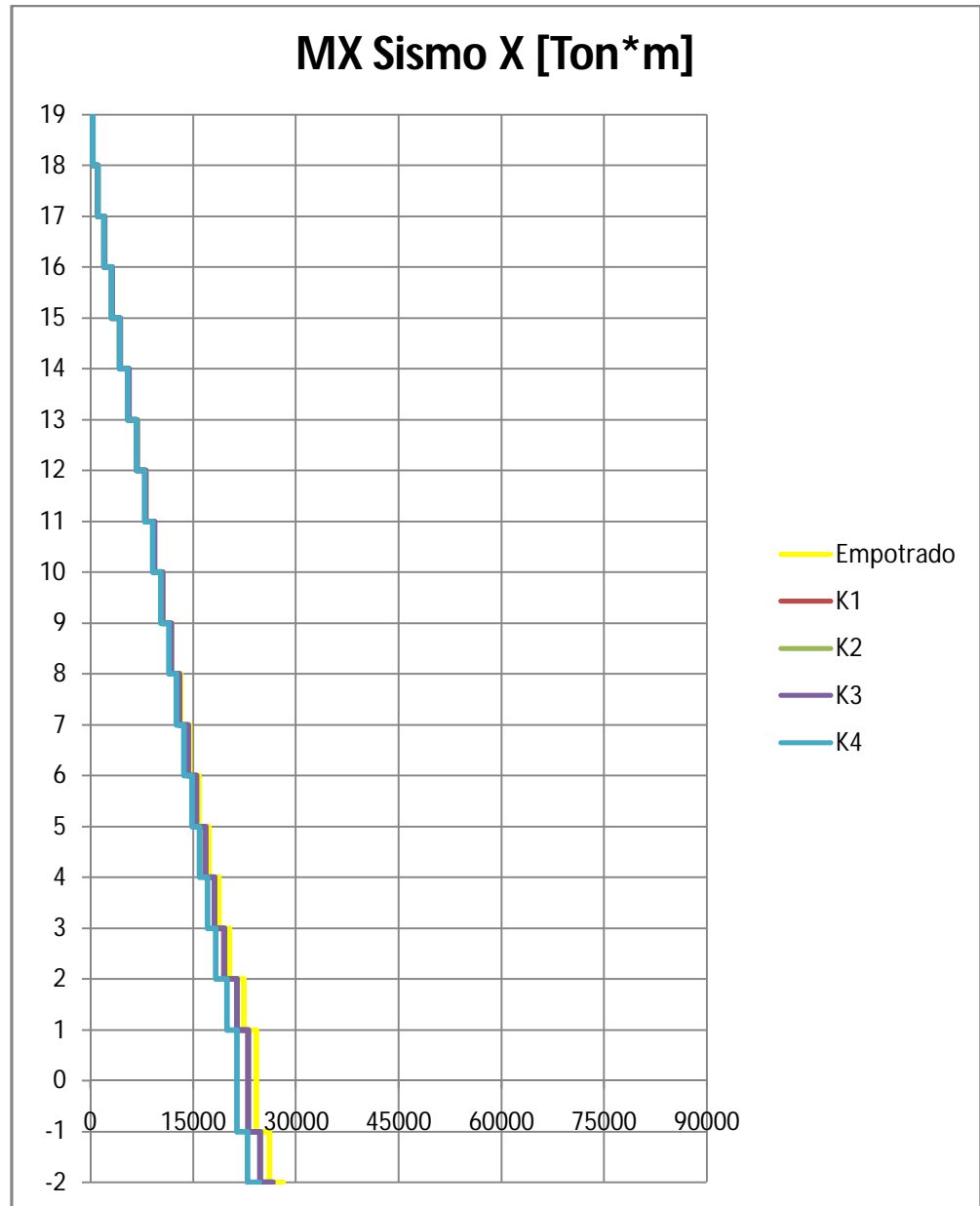


Figura 53 Momento en Y para sismo en X en modelos sin sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4$ )

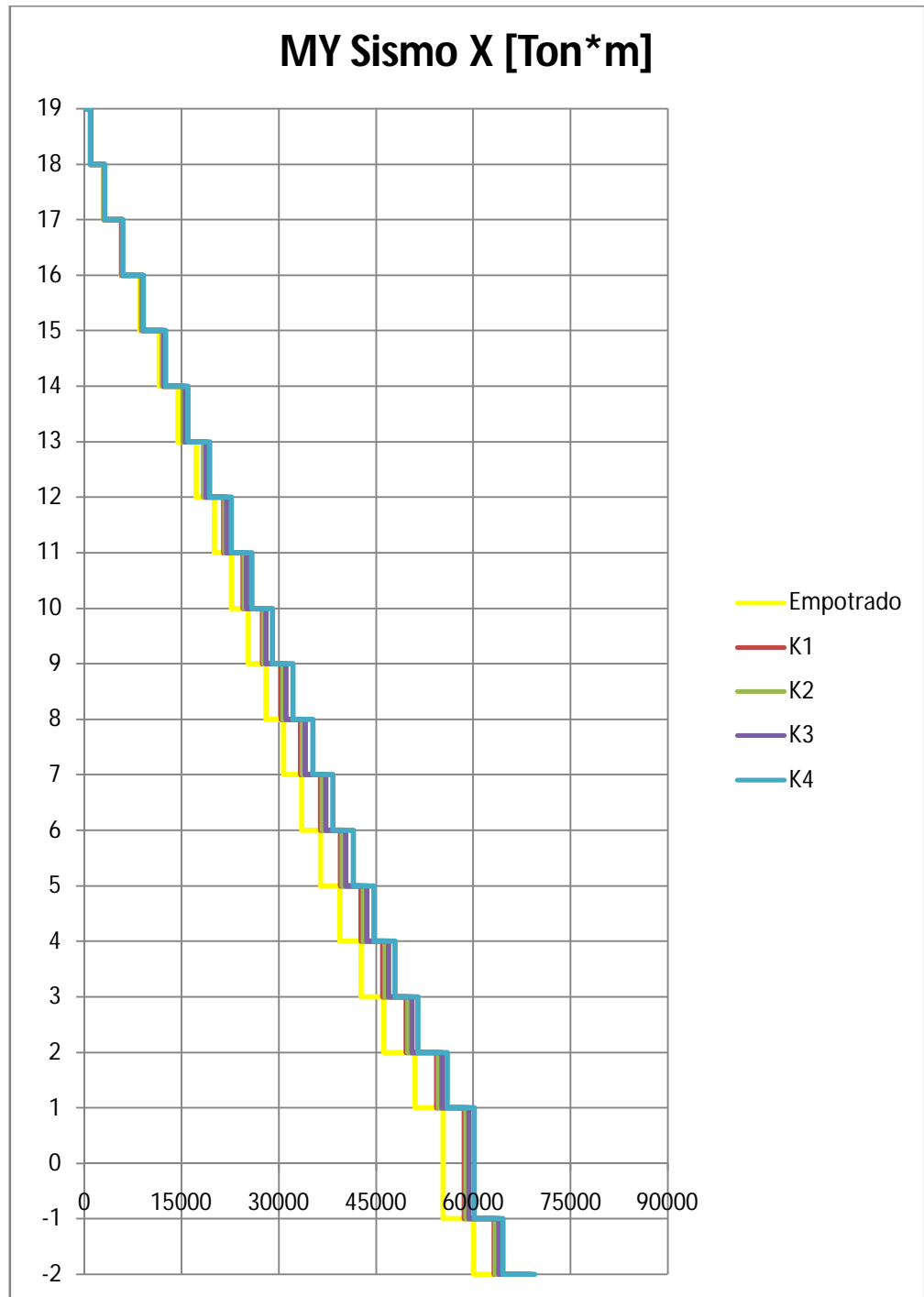


Figura 54 Momento en X para sismo en Y en modelos sin sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4$ )

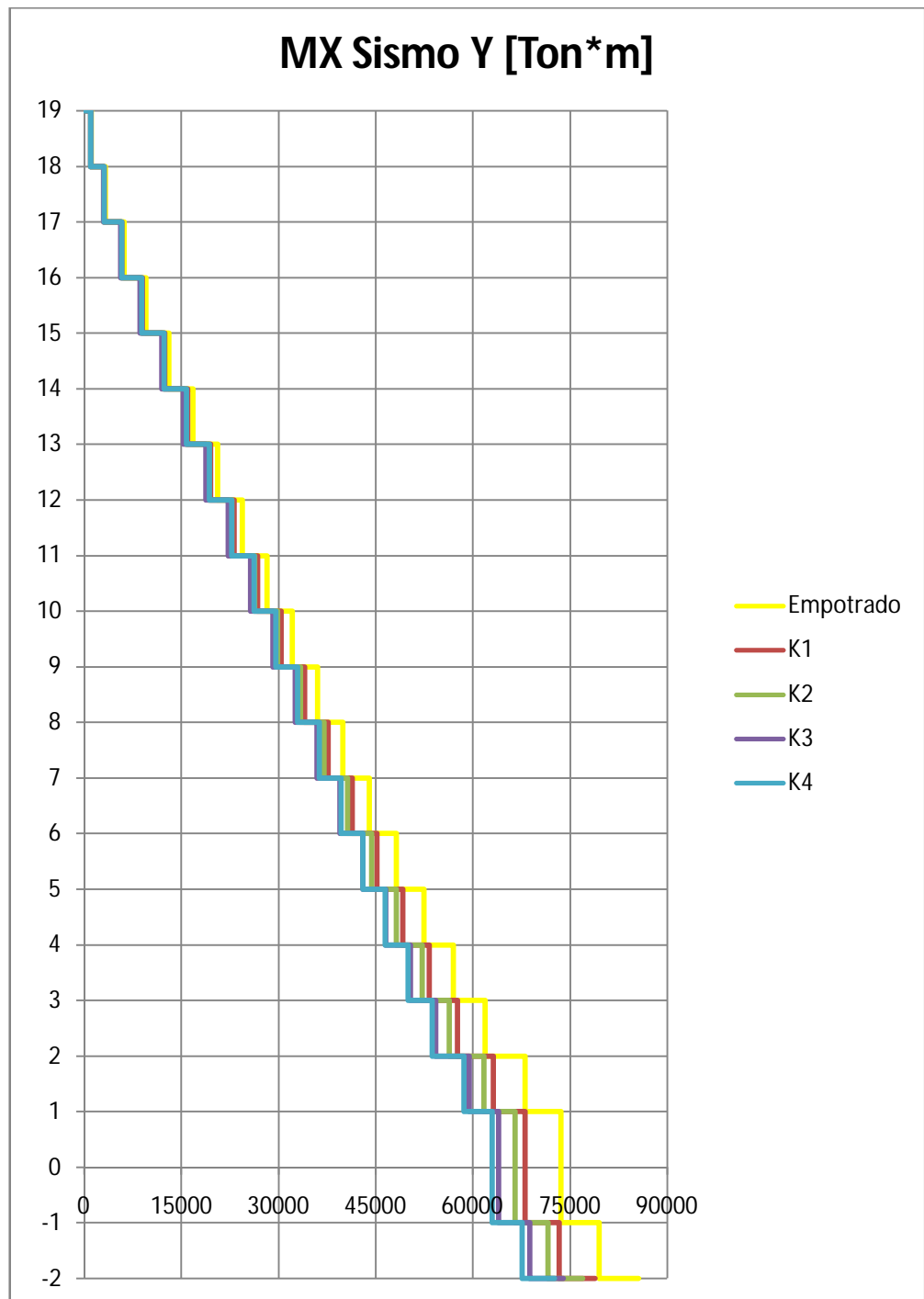
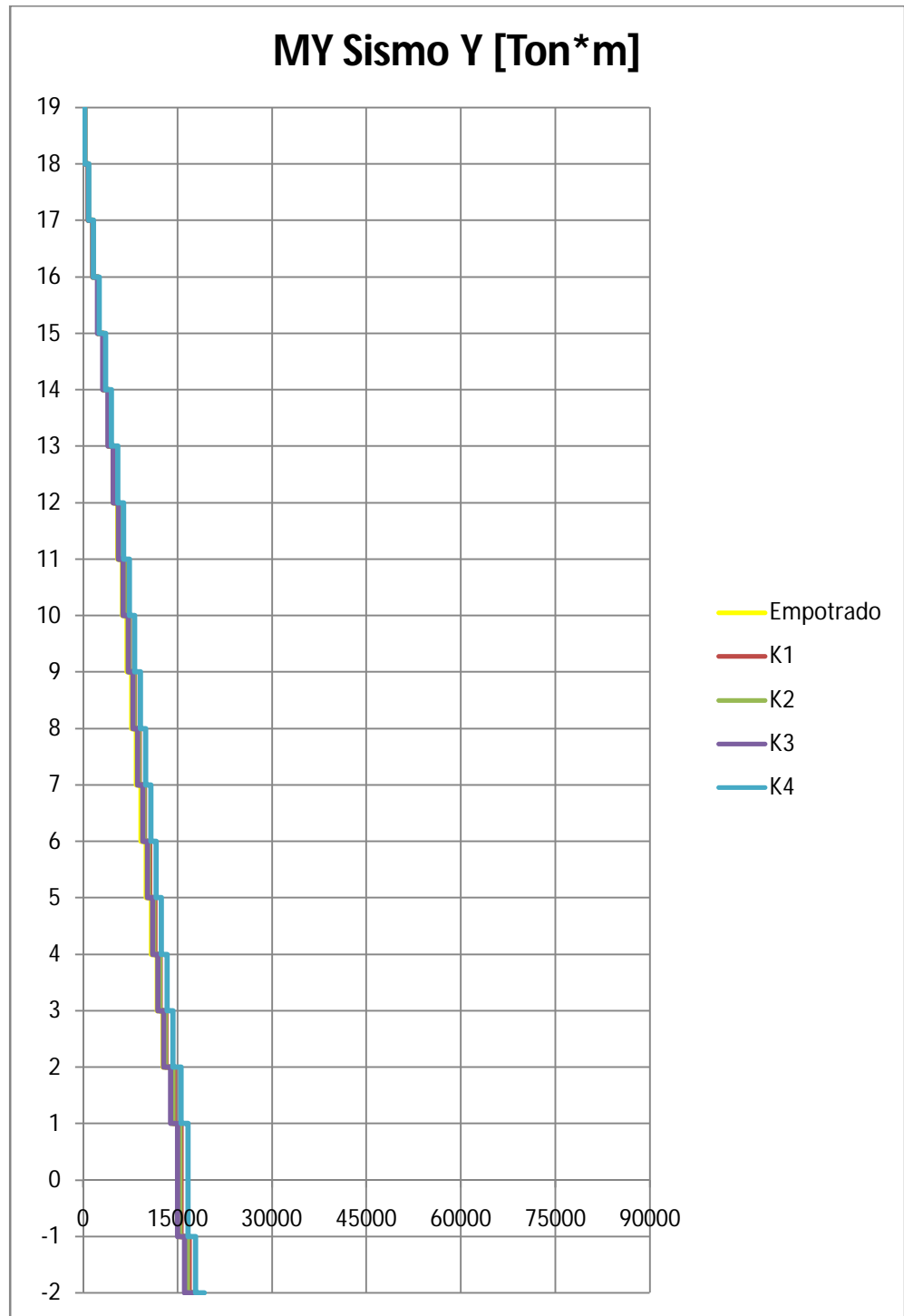


Figura 55 Momento en Y para sismo en Y en modelos sin sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4$ )



En este modelo de edificación sin sótanos, se puede ver que el comportamiento del momento por piso es como se esperaba, aumentando a medida que desciende el nivel.

El momento presenta dos respuestas diferentes cuando se tiene en cuenta la ISE. El momento alrededor del eje X disminuye con los modelos que presentan un módulo de balastro menor, siendo éste el comportamiento esperado. Por otro lado, el momento alrededor del eje Y aumenta con la disminución de dicho módulo, se cree que es debido a efectos tridimensionales de transmisión de carga y cambios de rigidez.

En cualquiera de los dos casos es posible decir que, para esta estructura, la influencia que tiene el valor del módulo de balastro no es significativa en la respuesta de momentos por piso de la edificación. Se puede ver en las gráficas que la variación adicional es muy poca, menor al 10%, como respuesta de una variación del orden del 350% en el valor del módulo de balastro.

#### **4.4 DISTRIBUCIÓN DE CARGAS DE SERVICIO EN LOS NODOS DE BASE**

Como efecto adicional de la ISE se esperaba que se presentase una redistribución de las cargas de servicio sobre los nodos de la base de la edificación. Al variar las condiciones de apoyo, haciéndolas menos rígidas y permitiendo cierto grado de deformación, la respuesta de cada nodo va a depender de la rigidez del elemento que llegue a él y por consiguiente de la carga aferente que éste asuma. De esta manera, se espera una redistribución importante en los modelos con sótanos ya que presentan grandes cambios de rigidez, debido a los muros inferiores, que se van haciendo cada vez menores con la disminución del módulo de balastro. Se espera que la redistribución de cargas de servicio sea menor en los modelos sin sótanos debido a la menor variación en rigidez de los elementos estructurales que componen la edificación.

Se presentan a continuación las cargas de servicio en cada nodo de la base y una comparación de ellas entre los modelos de ISE y el que supone empotramiento perfecto:

#### 4.4.1 Cargas de servicio en los nodos de base para modelos con sótanos:

Figura 56 Nodos de base en modelos con sótanos

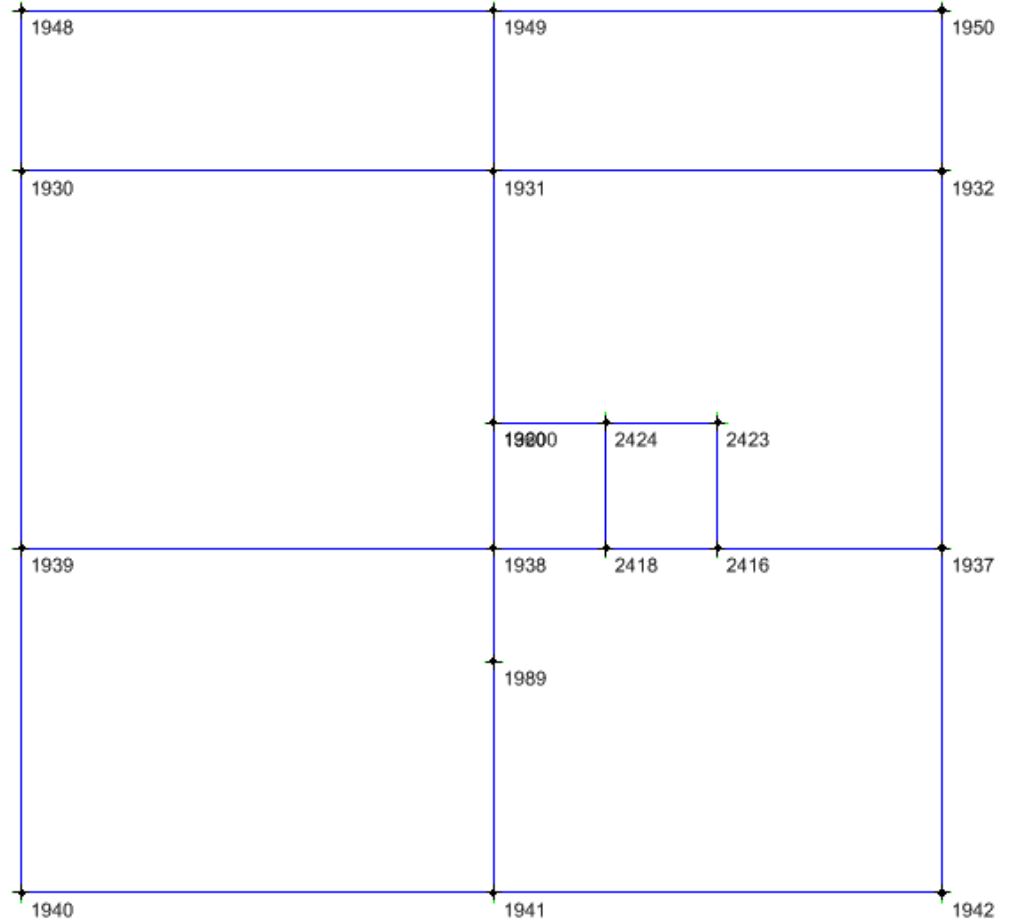


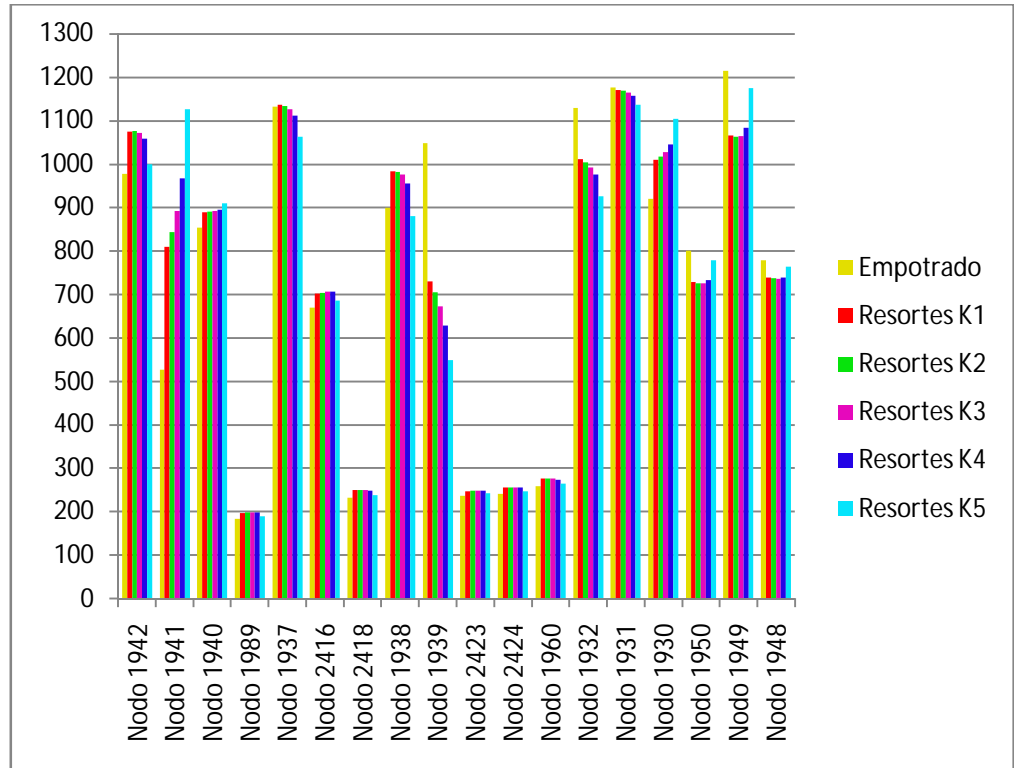
Tabla 21 Cargas de servicio nodos de base en modelos con sótanos  
(K1>K2>K3>K4>K5)

Nodo	Carga de Servicio [Ton]					
	Empotrado	Resortes K1	Resortes K2	Resortes K3	Resortes K4	Resortes K5
1942	977.43	1074.90	1075.74	1072.22	1058.14	998.92
1941	526.83	809.17	844.20	892.79	967.70	1125.85
1940	853.34	889.00	890.20	891.68	894.46	909.72
1989	184.43	197.42	198.19	198.76	198.30	189.86
1937	1131.75	1136.26	1133.18	1126.52	1110.90	1062.47
2416	670.16	701.71	704.29	706.56	706.76	686.08
2418	232.73	250.95	250.74	250.16	248.48	238.80
1938	899.73	984.13	982.51	975.63	955.22	880.11
1939	1047.96	729.93	704.71	672.66	628.82	548.58
2423	237.70	248.07	248.63	249.09	248.99	242.72
2424	242.12	256.24	256.47	256.44	255.54	247.66
1960	258.43	277.42	277.16	276.45	274.53	264.65
1932	1129.53	1011.98	1003.73	992.88	976.17	925.73
1931	1176.60	1171.13	1168.97	1164.73	1156.48	1135.87
1930	919.73	1009.96	1017.17	1027.31	1045.54	1103.82
1950	801.49	728.78	726.26	725.77	732.62	778.69
1949	1214.80	1065.60	1062.54	1065.04	1083.55	1174.30
1948	778.75	739.24	737.18	736.04	738.54	764.15
Total:	13283.51	13281.88	13281.88	13280.74	13280.74	13277.97

Tabla 22 Diferencia porcentual en cargas de servicio en nodos de base para modelos con sótanos (K1>K2>K3>K4>K5)

Nodo	Diferencia con Empotrado [%]				
	Resortes K1	Resortes K2	Resortes K3	Resortes K4	Resortes K5
1942	9.97	10.06	9.70	8.26	2.20
1941	53.59	60.24	69.47	83.68	113.70
1940	4.18	4.32	4.49	4.82	6.61
1989	7.04	7.46	7.77	7.52	2.94
1937	0.40	0.13	-0.46	-1.84	-6.12
2416	4.71	5.09	5.43	5.46	2.38
2418	7.83	7.74	7.49	6.77	2.61
1938	9.38	9.20	8.44	6.17	-2.18
1939	-30.35	-32.75	-35.81	-40.00	-47.65
2423	4.36	4.60	4.79	4.75	2.11
2424	5.83	5.93	5.91	5.54	2.29
1960	7.35	7.25	6.97	6.23	2.40
1932	-10.41	-11.14	-12.10	-13.58	-18.04
1931	-0.47	-0.65	-1.01	-1.71	-3.46
1930	9.81	10.59	11.70	13.68	20.01
1950	-9.07	-9.39	-9.45	-8.59	-2.84
1949	-12.28	-12.53	-12.33	-10.80	-3.33
1948	-5.07	-5.34	-5.48	-5.16	-1.87

Figura 57 Distribución de cargas de servicio por nodo modelos con sótanos  
[Ton]



Como se esperaba, se puede ver una redistribución muy significativa en las cargas de servicio en los nodos de base. Se tienen variaciones en los valores de cargas entre el 50% y el 113% por encima de los valores del modelo empotrado y entre el 30% y 50% por debajo. Estas variaciones aumentan a medida que disminuye el valor del módulo de balastro ya que al ser más flexibles los apoyos, la reacción en la base va a depender más de la rigidez del elemento que llegue a ella. Es conveniente aclarar que las pequeñas diferencias en la sumatoria de las cargas corresponden al cambio de algunas secciones de vigas que se pudieron realizar en los modelos de ISE.

En cuanto a la influencia que tiene el valor del módulo de balastro se puede decir que, para este caso particular, es muy significativa ya que produce variaciones adicionales del 60% por encima de los valores del modelo empotrado y 17% por debajo.

Las variaciones en las cargas de servicio que llegan a un nodo en la base deberían ser tomadas en cuenta ya que, en teoría, los modelos de ISE representan de una mejor manera el comportamiento real del suelo en comparación con modelos que suponen empotramiento perfecto. Variaciones de este orden pueden incidir considerablemente en el diseño de elementos estructurales como columnas, muros y cimentaciones ya que la carga de diseño se puede duplicar o reducir a la mitad. Vale la pena aclarar que ésta variación se reduce un poco al tener en cuenta el proceso constructivo de la edificación ya que las deformaciones axiales se nivelan piso a piso y por consiguiente se disminuye la diferencia de deformaciones axiales entre elementos verticales, trayendo como consecuencia una reducción en la variación de la distribución de cargas presentes en éstos.

#### 4.4.2 Cargas de servicio en los nodos de base para modelos sin sótanos:

Figura 58 Nodos de base en modelos sin sótanos

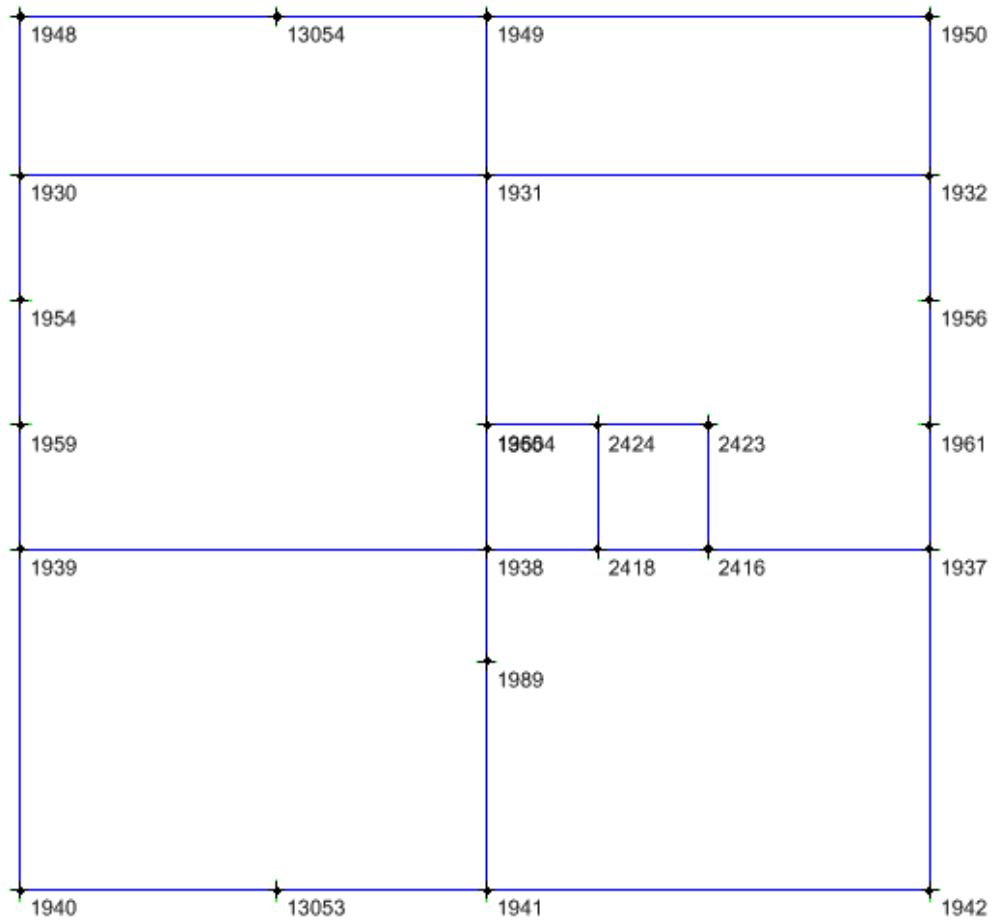


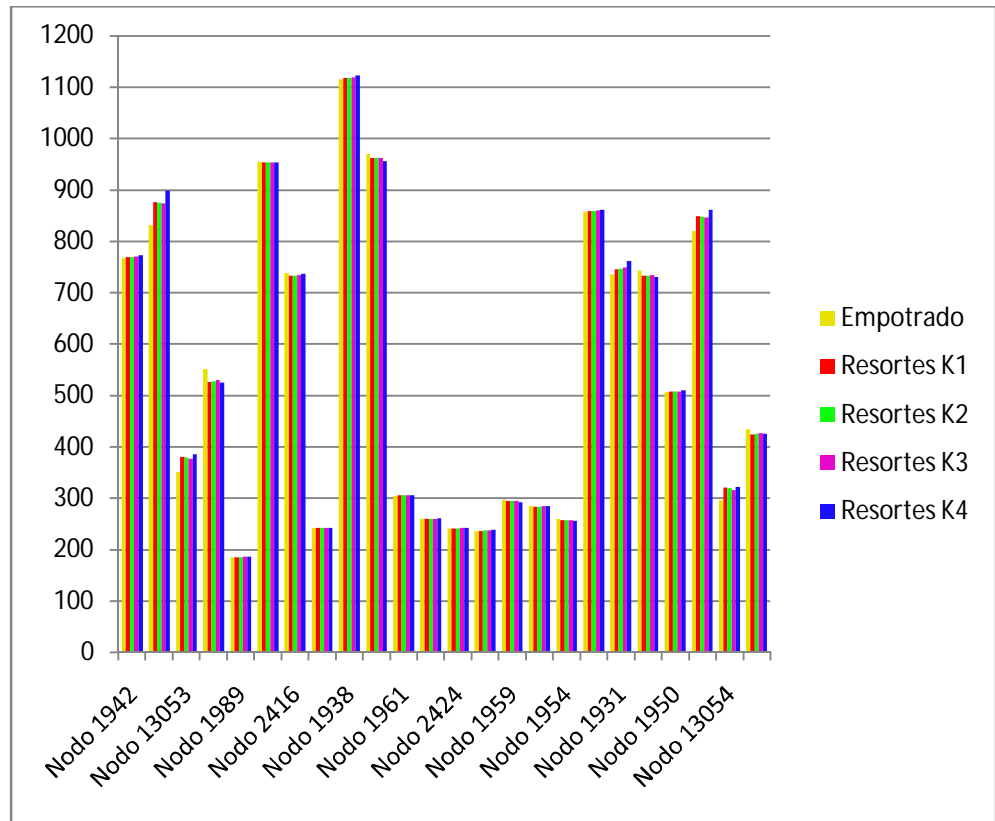
Tabla 23 Cargas de servicio nodos de base en modelos sin sótanos  
(K1>K2>K3>K4)

Nodo	Carga de Servicio [Ton]				
	Empotrado	Resortes K1	Resortes K2	Resortes K3	Resortes K4
1942	767.77	769.04	769.08	770.01	772.73
1941	830.60	875.59	874.97	873.91	898.37
13053	349.84	380.69	378.73	375.95	385.33
1940	550.25	525.36	526.95	529.59	525.06
1989	184.46	184.65	184.83	185.08	186.13
1937	954.83	953.46	953.25	953.19	953.08
2416	737.52	732.98	733.16	734.04	736.42
2418	241.60	241.13	241.22	241.43	242.26
1938	1115.18	1117.26	1117.93	1118.68	1122.86
1939	969.33	962.19	961.96	961.77	955.86
1961	304.03	305.35	305.24	305.07	305.40
2423	258.84	258.67	258.69	258.86	260.05
2424	240.57	240.92	241.02	241.18	242.33
1960	235.08	236.07	236.23	236.36	237.53
1959	296.20	293.60	293.61	293.64	292.18
1956	284.29	283.34	283.44	283.66	284.07
1954	259.21	256.38	256.41	256.52	254.98
1932	856.88	858.97	859.14	859.38	861.66
1931	735.38	745.06	746.82	748.57	760.87
1930	742.28	732.86	733.23	733.82	730.30
1950	506.19	506.69	506.95	507.35	509.23
1949	819.70	848.54	847.71	846.17	860.81
13054	294.93	320.86	318.67	315.42	320.90
1948	433.24	424.24	425.12	426.31	425.45
Total:	12968.23	13053.86	13054.35	13055.98	13123.87

Tabla 24 Diferencia porcentual en cargas de servicio en nodos de base para modelos sin sótanos (K1>K2>K3>K4)

Nodo	Diferencia con Empotrado [%]			
	Resortes K1	Resortes K2	Resortes K3	Resortes K4
1942	0.17	0.17	0.29	0.65
1941	5.42	5.34	5.21	8.16
13053	8.82	8.26	7.46	10.15
1940	-4.52	-4.24	-3.75	-4.58
1989	0.10	0.20	0.33	0.90
1937	-0.14	-0.17	-0.17	-0.18
2416	-0.62	-0.59	-0.47	-0.15
2418	-0.20	-0.16	-0.07	0.27
1938	0.19	0.25	0.31	0.69
1939	-0.74	-0.76	-0.78	-1.39
1961	0.43	0.40	0.34	0.45
2423	-0.07	-0.06	0.01	0.47
2424	0.14	0.19	0.25	0.73
1960	0.42	0.49	0.55	1.04
1959	-0.88	-0.87	-0.86	-1.36
1956	-0.33	-0.30	-0.22	-0.07
1954	-1.09	-1.08	-1.04	-1.63
1932	0.24	0.26	0.29	0.56
1931	1.32	1.56	1.79	3.47
1930	-1.27	-1.22	-1.14	-1.61
1950	0.10	0.15	0.23	0.60
1949	3.52	3.42	3.23	5.01
13054	8.79	8.05	6.95	8.81
1948	-2.08	-1.87	-1.60	-1.80

Figura 59 Distribución de cargas de servicio por nodo modelos sin sótanos  
[Ton]



Como era de esperarse, la edificación sin sótanos al tener un rango de rigidez menor entre sus elementos estructurales, presenta una variación en la distribución de las cargas de servicio mucho menor que el modelo empotrado. Esta variación, en contraste con los modelos con sótanos, disminuye a medida que el módulo de balastro es menor.

Se puede ver la influencia que tienen los muros en la distribución de cargas al observar que en el modelo de resortes K4 la diferencia aumenta debido a que la sección transversal de dos de sus muros estructurales tuvo que ser aumentada

para cumplir requisitos de deriva. Sin embargo, ninguna de las variaciones en estos modelos se considera significativa ya que la diferencia máxima es del orden del 10%.

De la influencia del valor del módulo de balastro en la distribución de cargas de servicio se puede decir que, para los modelos sin muros de sótano, no es significativa ya que una variación en dicho valor del orden del 360% produce una diferencia adicional máxima inferior al 2%.

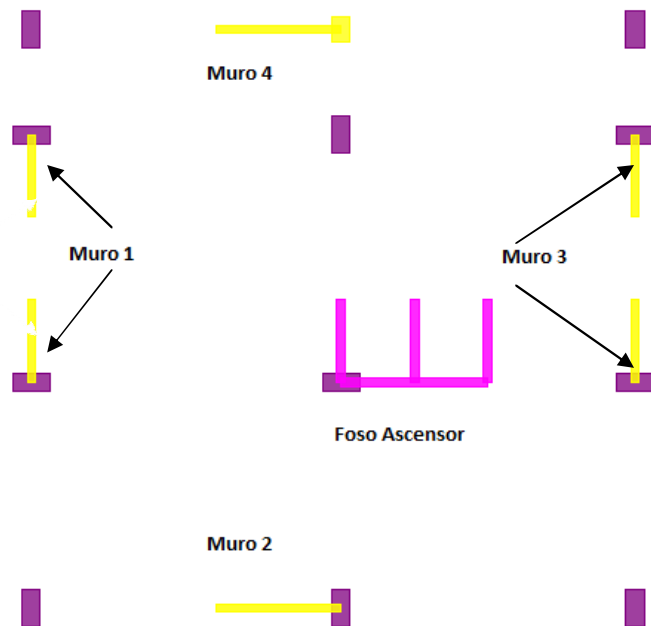
## 4.5 PARÁMETROS DETERMINANTES EN EL DISEÑO DE MUROS

Debido al alcance del proyecto, los muros de la edificación no fueron diseñados estructuralmente pero se analizaron parámetros que definen su diseño.

Se presenta a continuación una comparación gráfica entre modelos en cuanto a carga axial, cortante y momento que debe resistir cada muro:

### 4.5.1 Parámetros determinantes en el diseño de muros para modelos con sótanos

Figura 60 Muros de edificación con sótanos



### 4.5.1.1 Carga axial

Figura 61 Carga axial muro 1 para sismo X en modelos con sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4 > K5$ )

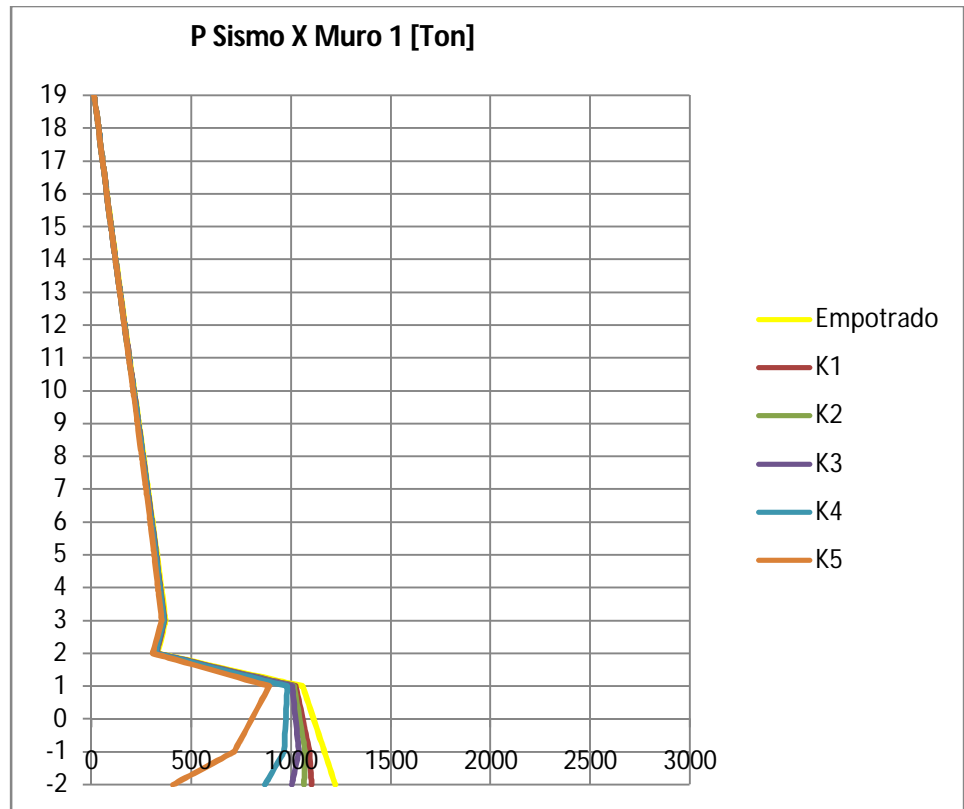


Figura 62 Carga axial muro 1 para sismo Y en modelos con sótanos  
(K1>K2>K3>K4>K5)

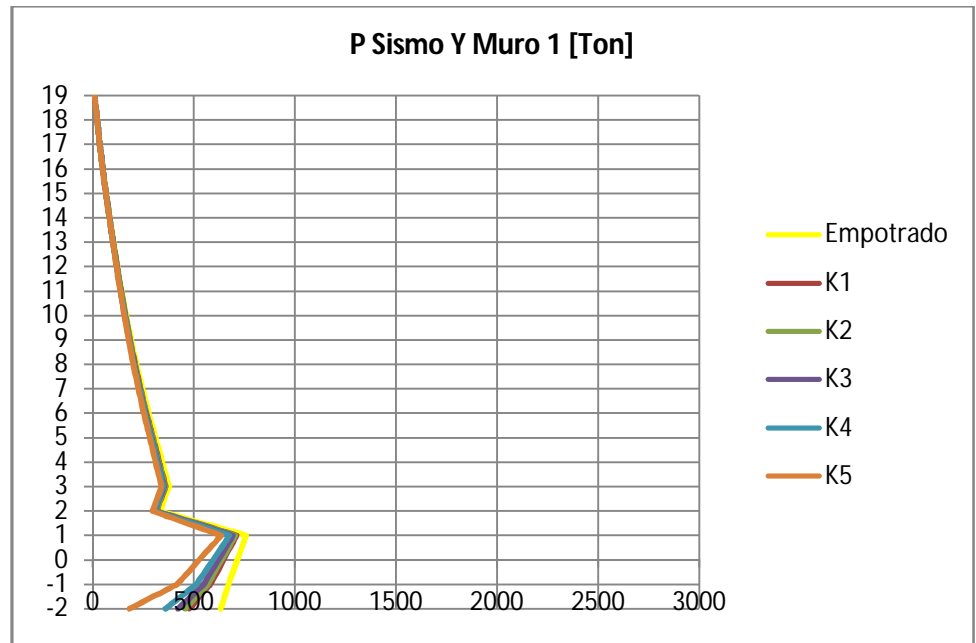


Figura 63 Carga axial muro 2 para sismo X en modelos con sótanos  
(K1>K2>K3>K4>K5)

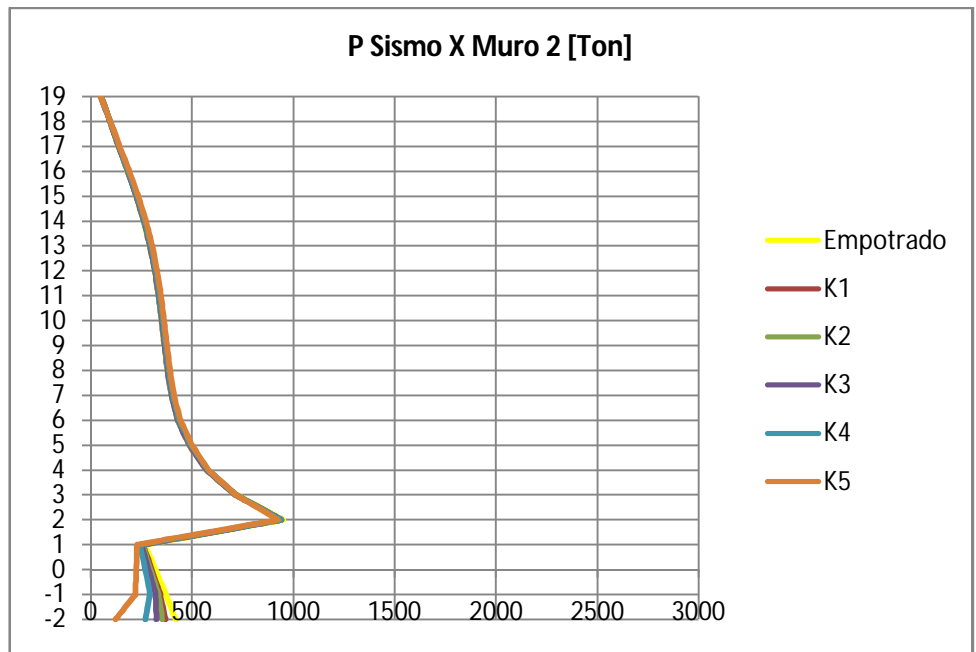


Figura 64 Carga axial muro 2 para sismo Y en modelos con sótanos  
(K1>K2>K3>K4>K5)

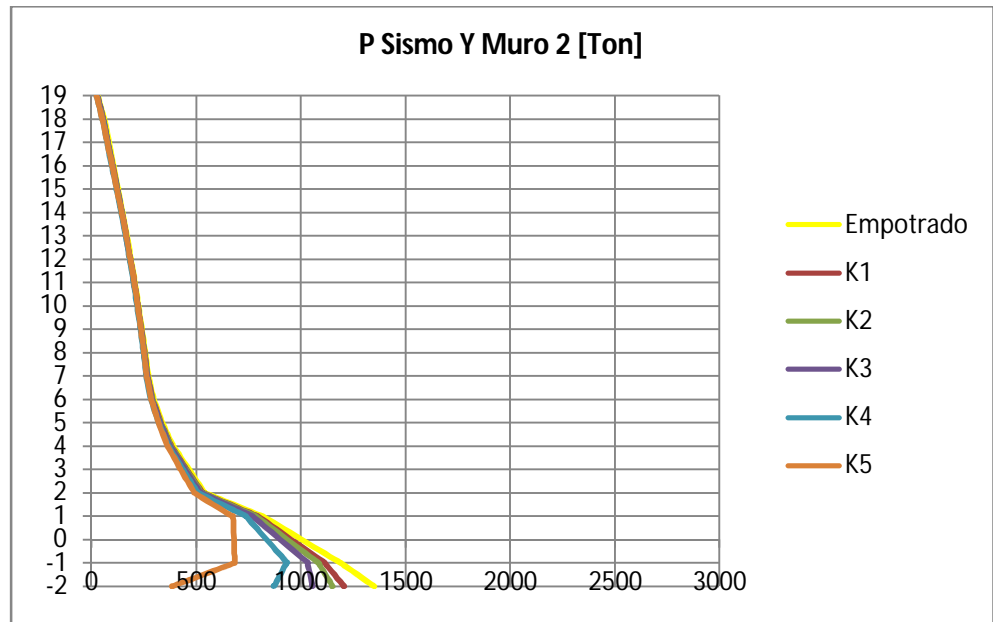


Figura 65 Carga axial muro 3 para sismo X en modelos con sótanos  
(K1>K2>K3>K4>K5)

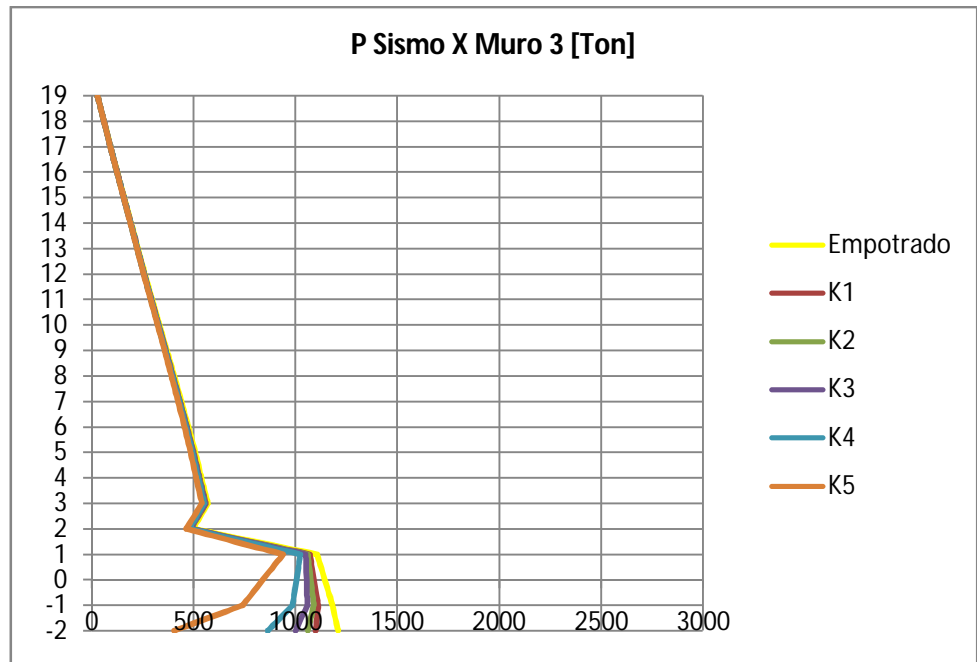


Figura 66 Carga axial muro 3 para sismo Y en modelos con sótanos  
(K1>K2>K3>K4>K5)

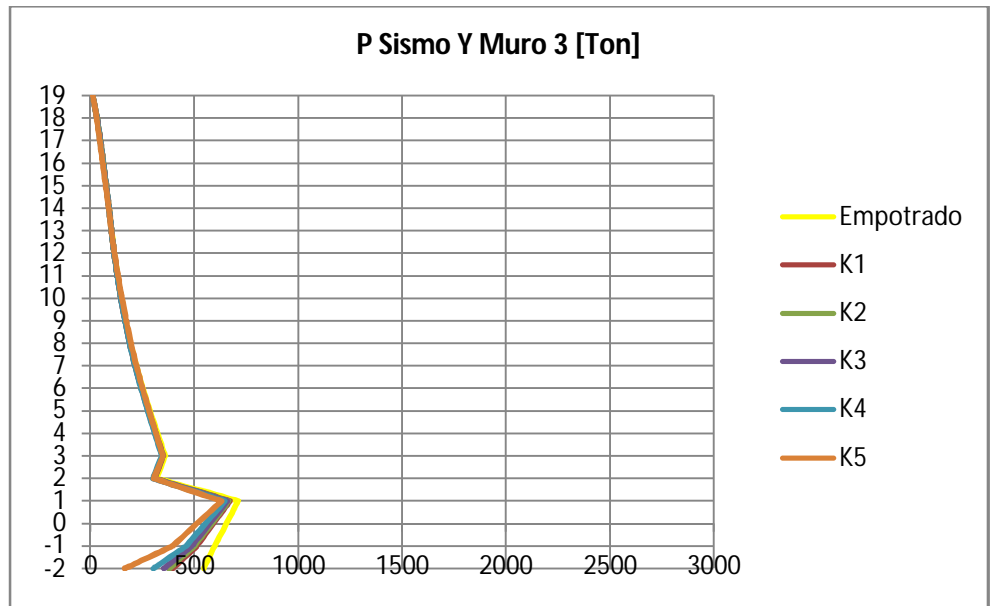


Figura 67 Carga axial muro 4 para sismo X en modelos con sótanos  
(K1>K2>K3>K4>K5)

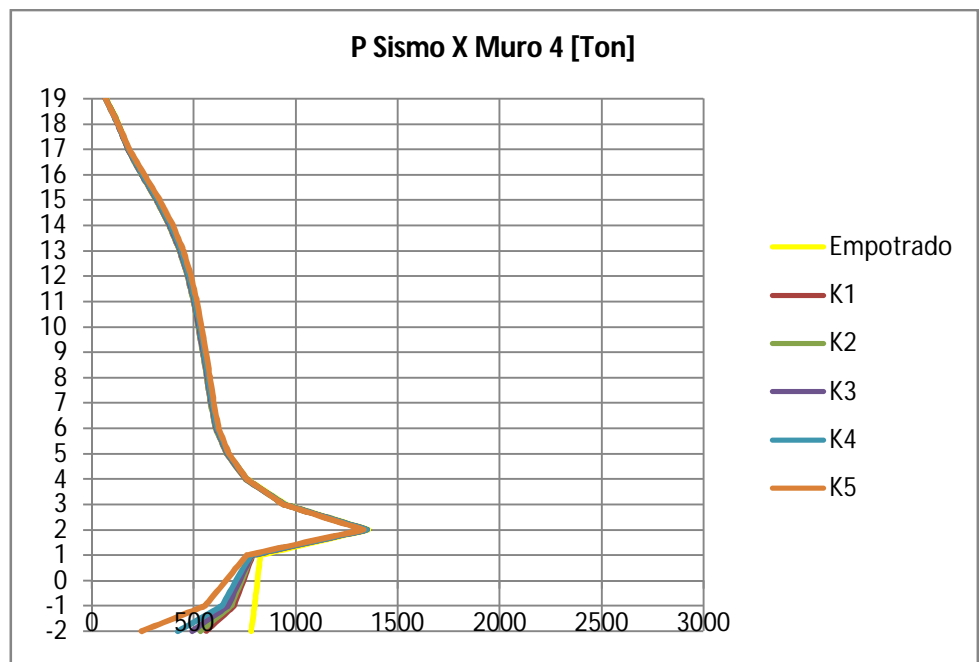


Figura 68 Carga axial muro 4 para sismo Y en modelos con sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4 > K5$ )

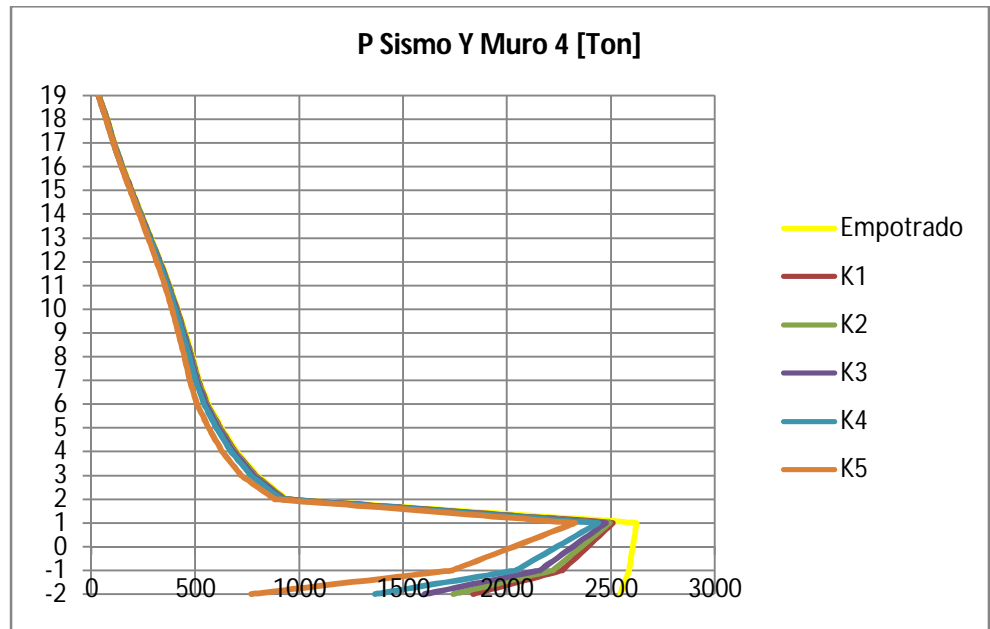


Figura 69 Carga axial foso para sismo X en modelos con sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4 > K5$ )

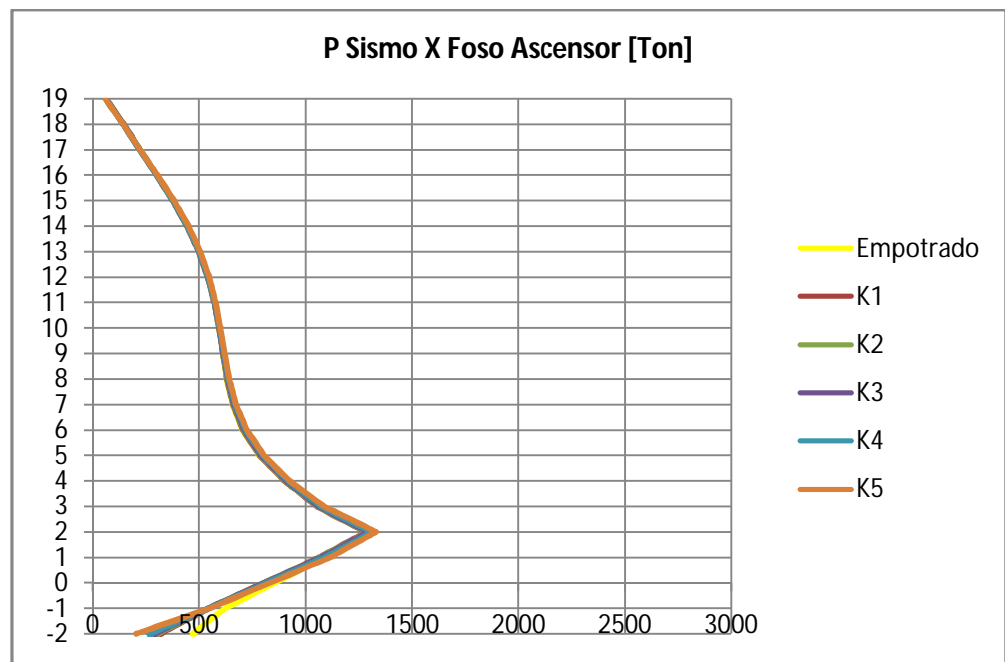
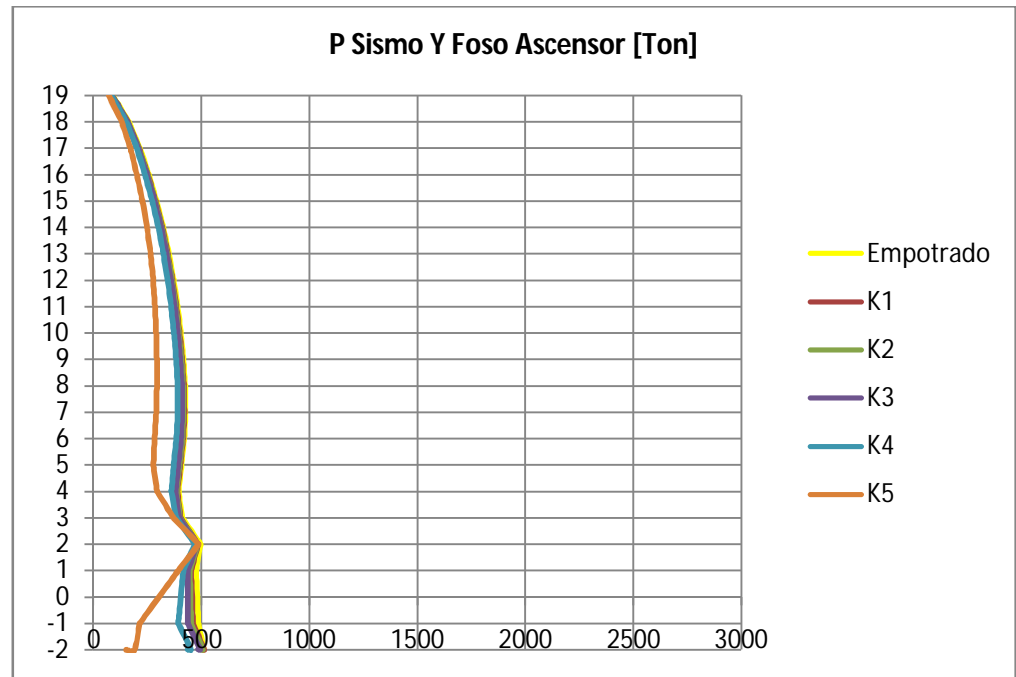


Figura 70 Carga axial foso para sismo Y en modelos con sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4 > K5$ )



Se puede observar que la carga axial tiene un comportamiento esperado hasta el segundo o primer nivel, de este punto hacia abajo la carga axial se redistribuye debido al cambio de rigidez brusco que se presenta por la presencia de los muros de sótano. La carga axial se transfiere por medio de las vigas de dicho nivel a los demás elementos estructurales verticales. Se presenta entonces un incremento en los esfuerzos soportados por las vigas que transfieren esta carga.

Al considerar la ISE la carga axial aferente a los muros no se ve afectada en la zona donde la rigidez de los elementos es similar, en cambio, en la zona donde

se presenta el cambio de rigidez (nivel 1 hacia abajo) se presenta una variación importante ya que se disminuye en forma considerable la carga axial que llega a la base. Esta variación toma valores máximos del orden del 50% lo que contribuye a la justificación de la redistribución de cargas de servicio en los nodos de la base vista en el numeral 5.4.

En lo que se refiere a la influencia del valor del módulo de balastro para la carga axial en los muros, puede decirse que, para este caso, no es significativo ya que para cuatro de cinco valores de dicho módulo, la carga axial es muy similar. Esta afirmación se puede ver en la superposición de las curvas de carga axial por piso para estos modelos. Para el modelo con el menor módulo de balastro, K5, si existe una variación adicional significativa presentando en algunos casos variaciones del orden del 30%. Es importante recordar que este último valor del módulo de balastro es un caso inferior extremo, es el menor valor en el rango propuesto por Bowles.

### 4.5.1.2 Cortante

Figura 71 Cortante muro 1 para sismo X en modelos con sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4 > K5$ )

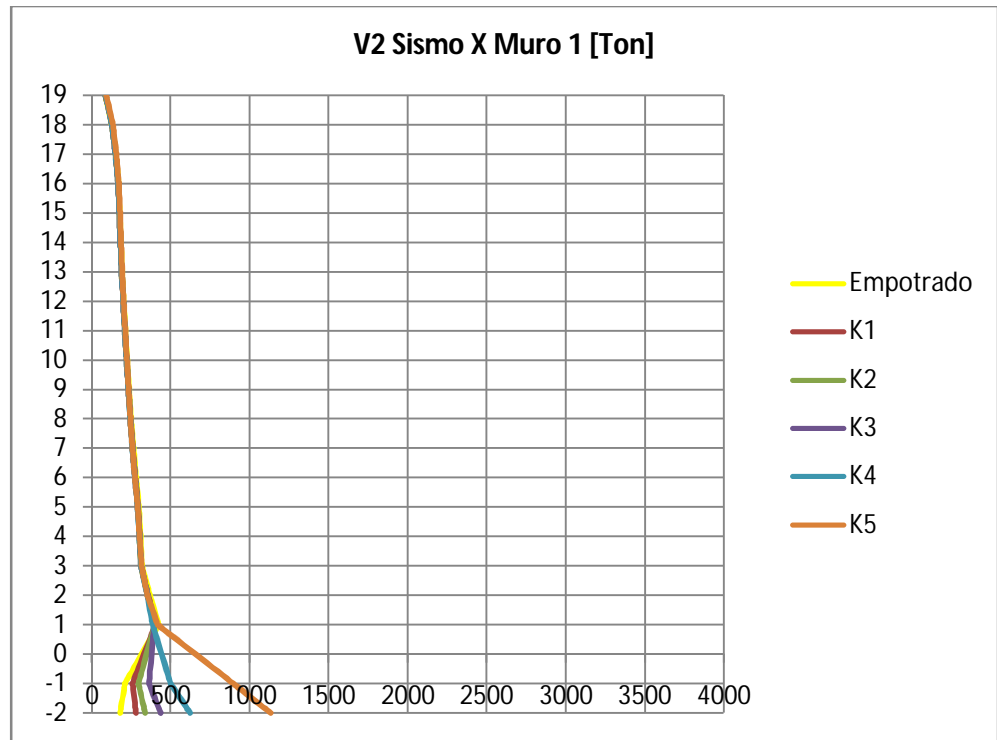


Figura 72 Cortante muro 1 para sismo Y en modelos con sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4 > K5$ )

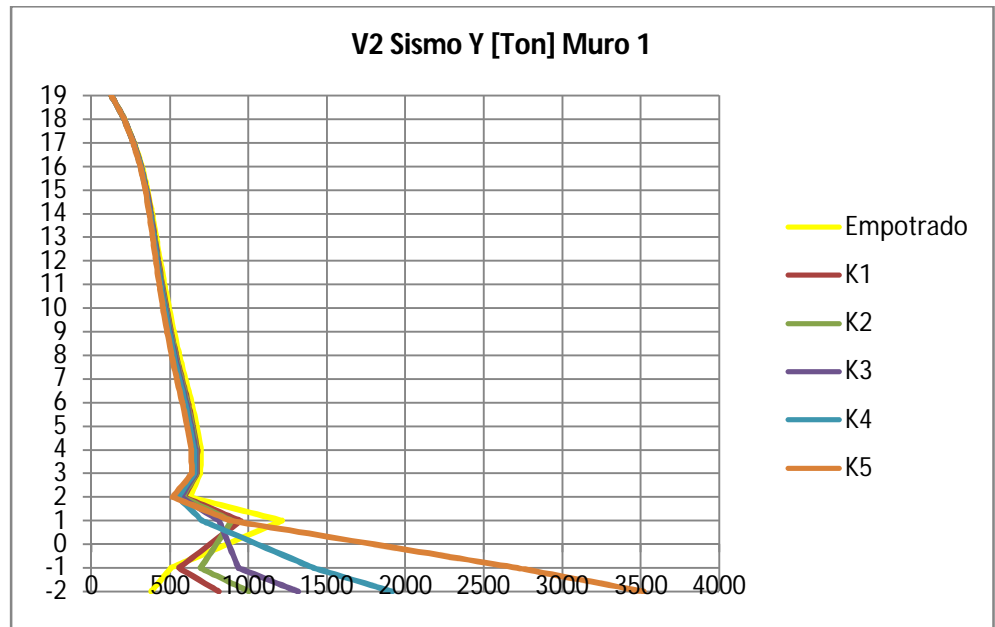


Figura 73 Cortante muro 2 para sismo X en modelos con sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4 > K5$ )

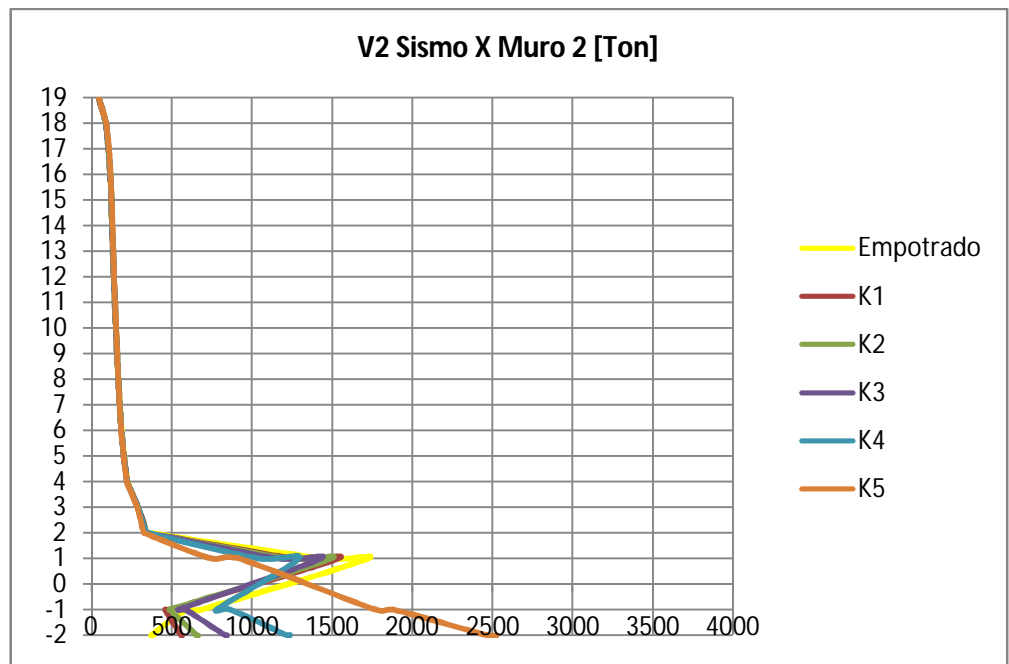


Figura 74 Cortante muro 2 para sismo Y en modelos con sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4 > K5$ )

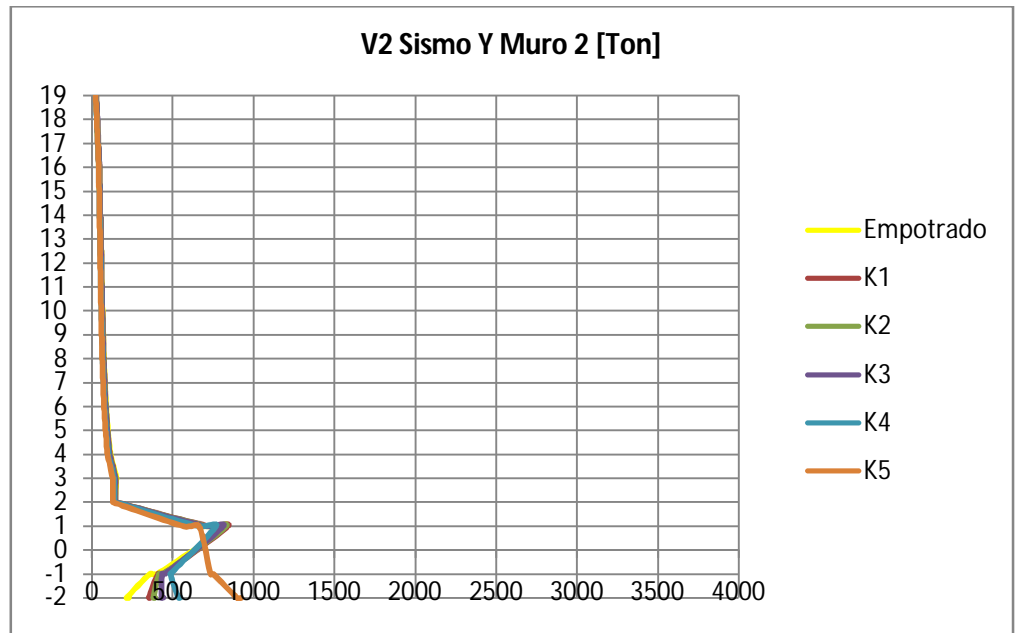


Figura 75 Cortante muro 3 para sismo X en modelos con sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4 > K5$ )

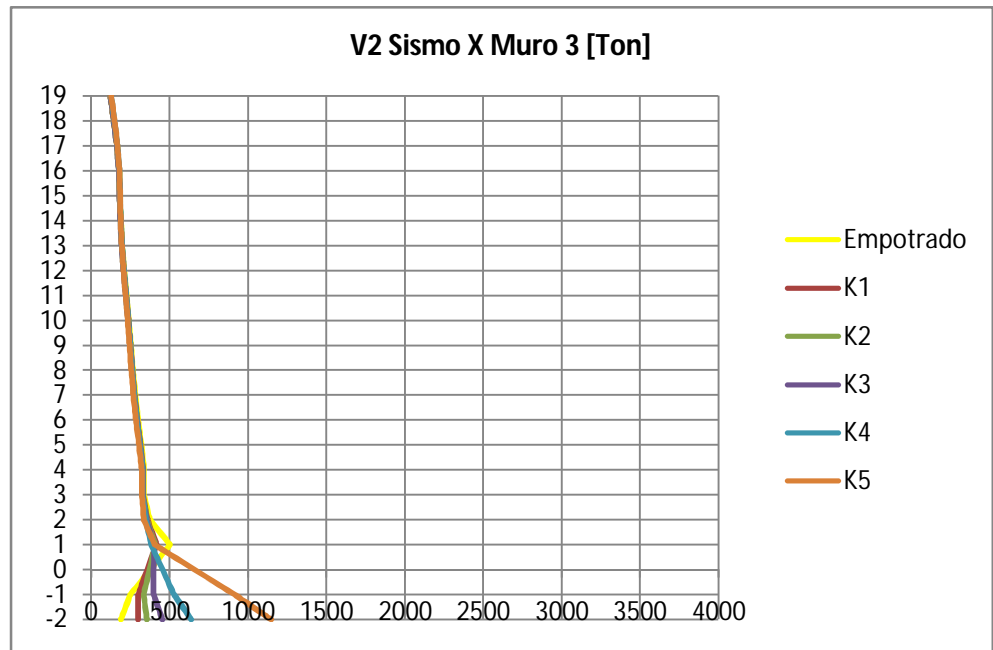


Figura 76 Cortante muro 3 para sismo Y en modelos con sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4 > K5$ )

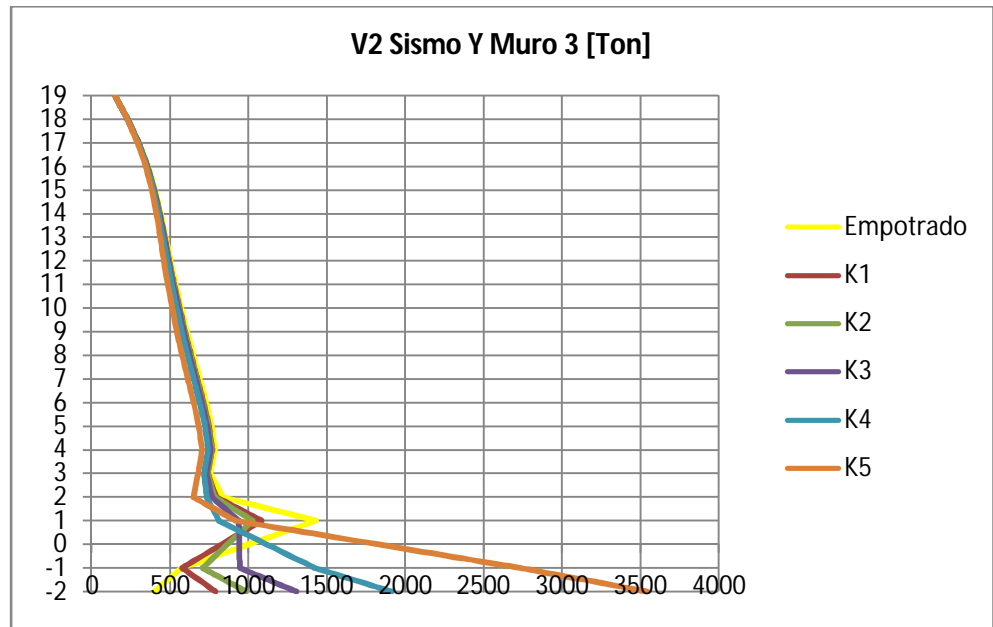


Figura 77 Cortante muro 4 para sismo X en modelos con sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4 > K5$ )

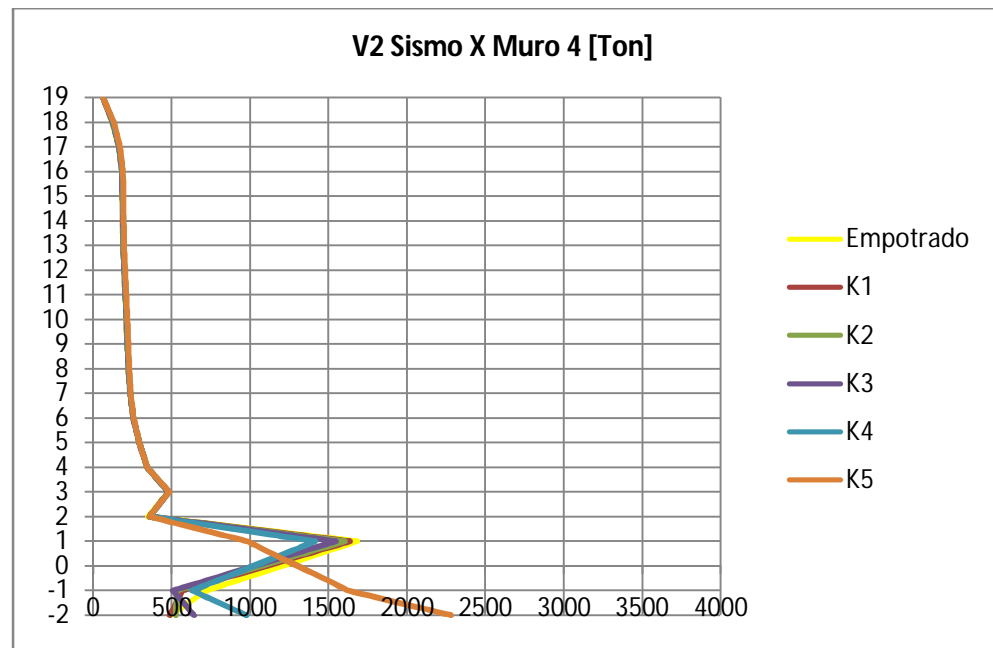


Figura 78 Cortante muro 4 para sismo Y en modelos con sótanos  
(K1>K2>K3>K4>K5)

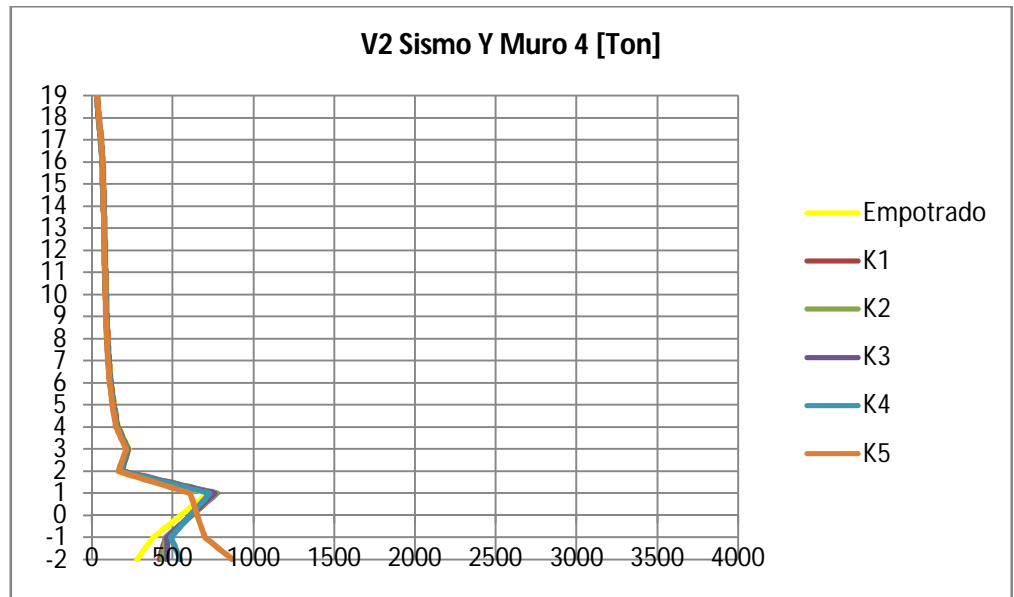


Figura 79 Cortante foso para sismo X en modelos con sótanos  
(K1>K2>K3>K4>K5)

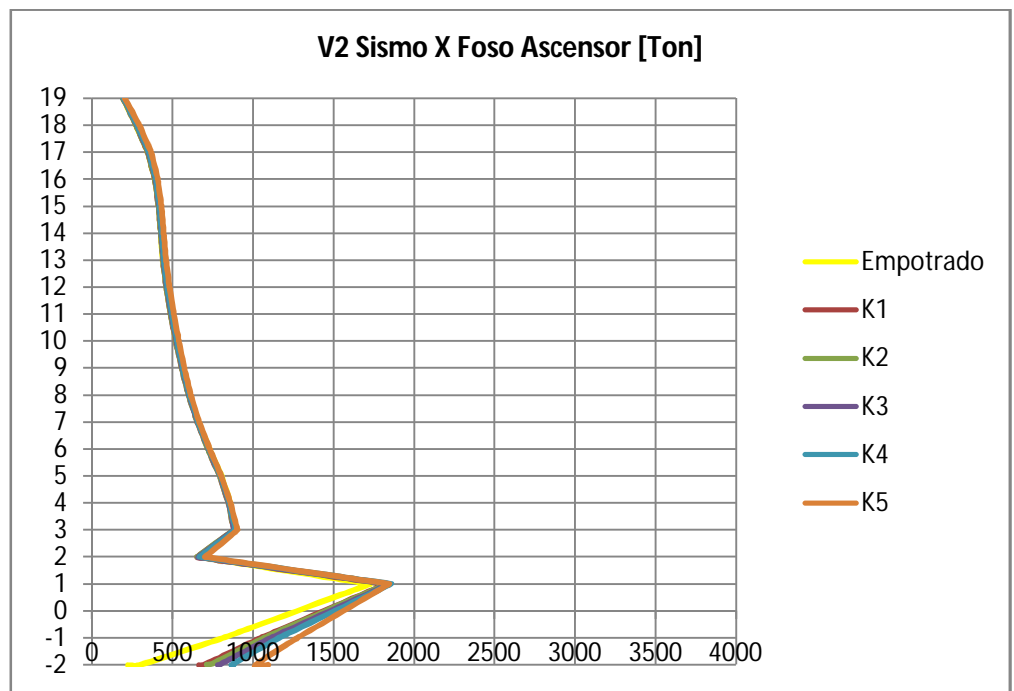
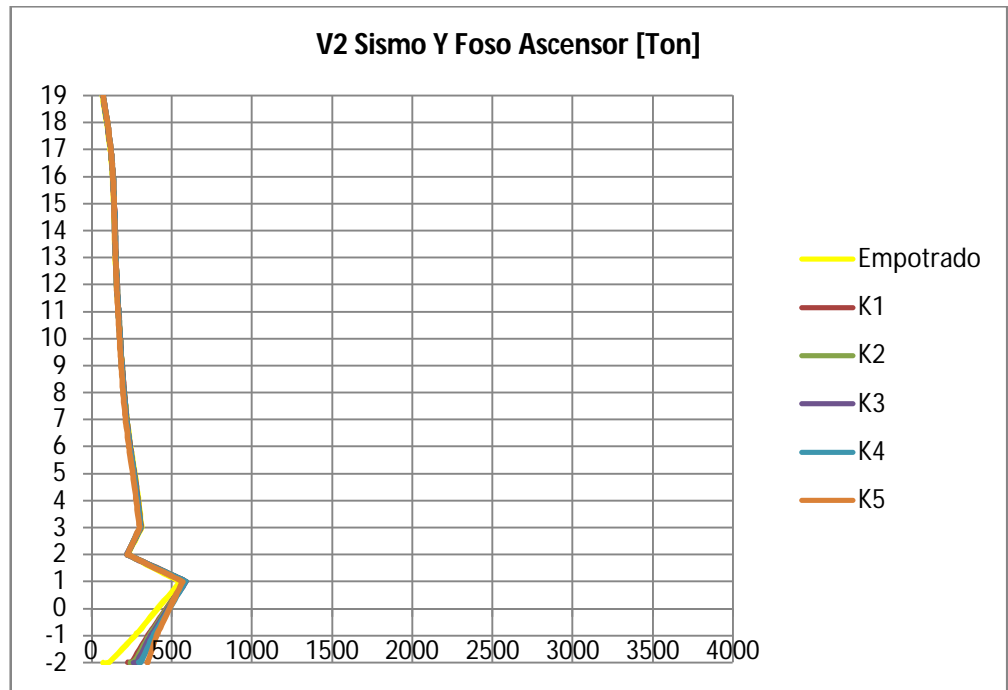


Figura 80 Cortante foso para sismo Y en modelos con sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4 > K5$ )



En el análisis de cortante en los muros se puede ver de nuevo, un comportamiento teórico esperado hasta el segundo o primer nivel de la edificación. Desde este punto hacia abajo, se presenta una situación de redistribución debido al cambio de rigidez presente en esos niveles.

Se observa en las gráficas que a medida que el coeficiente de balastro disminuye, se va perdiendo ese efecto de redistribución del cortante debido a la pérdida de rigidez de los muros del sótano. Por esta razón, el cortante va incrementando su valor en la base con la disminución del módulo de balastro,

llegando a ser este incremento bastante significativo pues el cortante puede, en ocasiones, duplicar y hasta triplicar su valor en el nivel inferior.

En cuanto a la influencia que tiene el valor del módulo de balastro en el comportamiento del cortante en los muros, en este caso, se puede decir que es significativa pues la variación de éste en el rango propuesto produce variaciones adicionales en el cortante entre un 30% y, en el mayor de los casos, más de un 450%.

### 4.5.1.3 Momento

Figura 81 Momento muro 1 para sismo X en modelos con sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4 > K5$ )

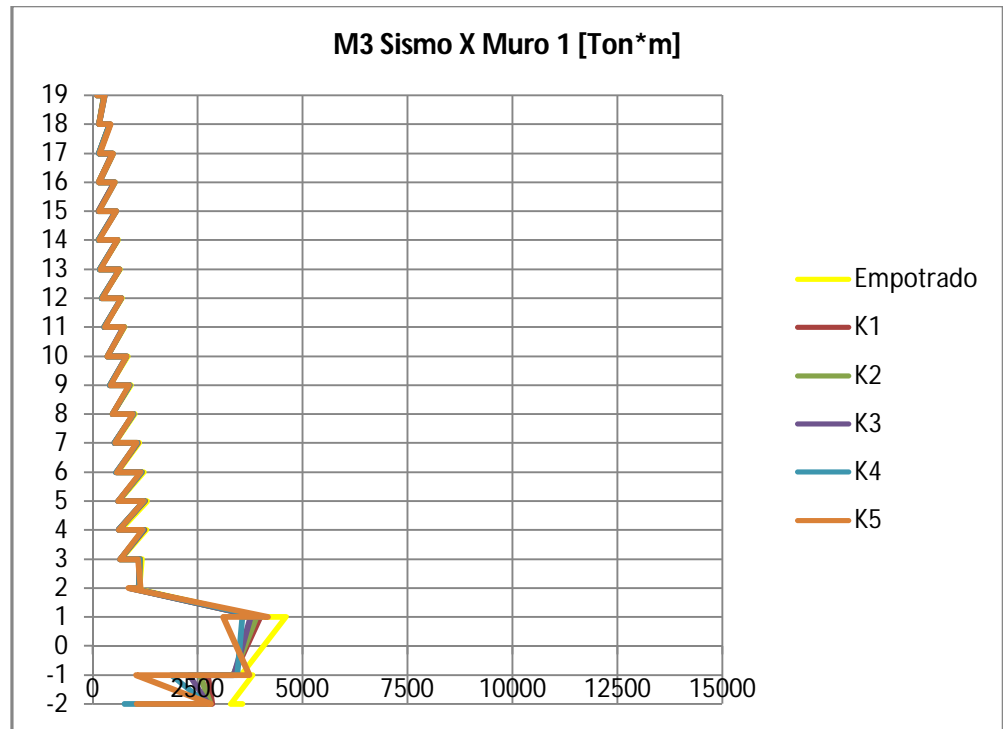


Figura 82 Momento muro 1 para sismo Y en modelos con sótanos  
(K1>K2>K3>K4>K5)

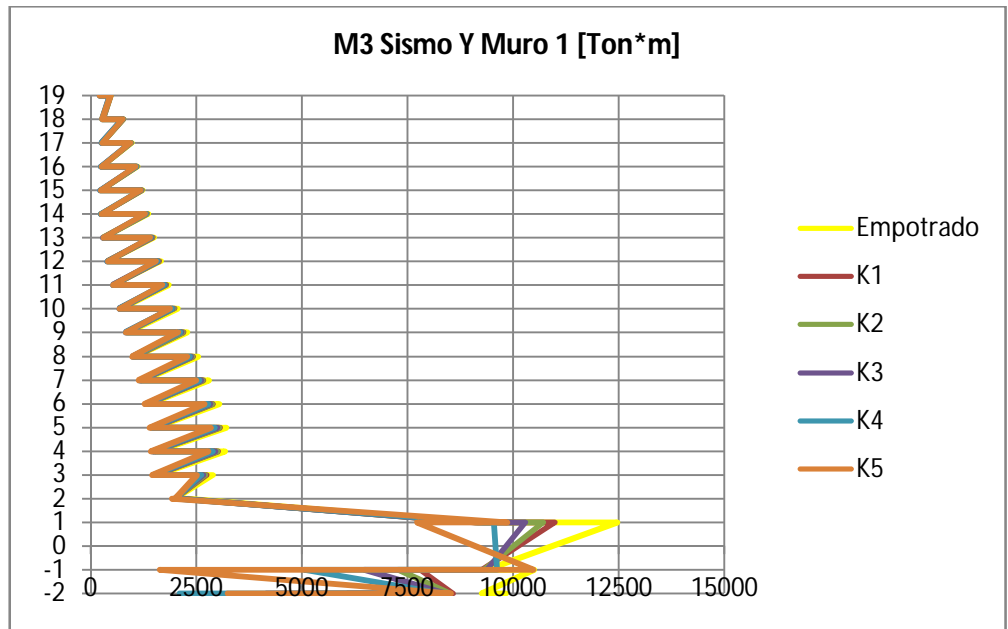


Figura 83 Momento muro 2 para sismo X en modelos con sótanos  
(K1>K2>K3>K4>K5)

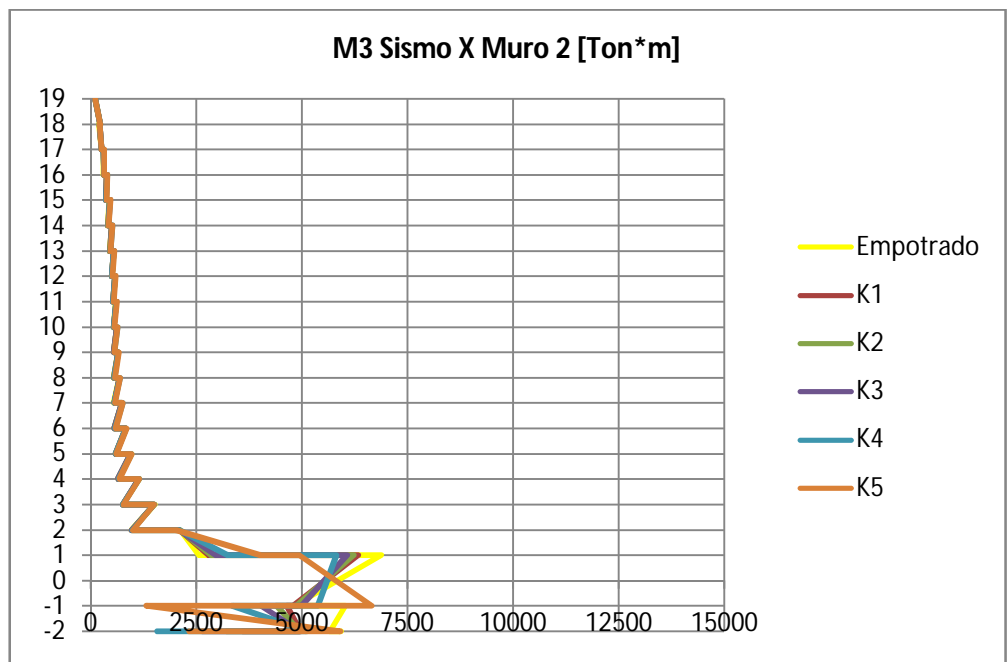


Figura 84 Momento muro 2 para sismo Y en modelos con sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4 > K5$ )

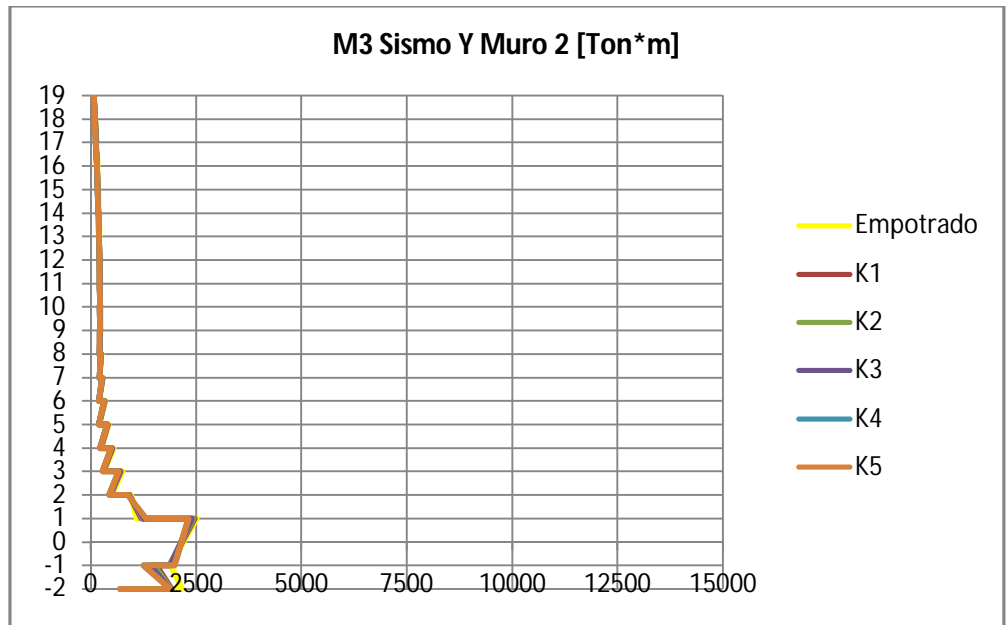


Figura 85 Momento muro 3 para sismo X en modelos con sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4 > K5$ )

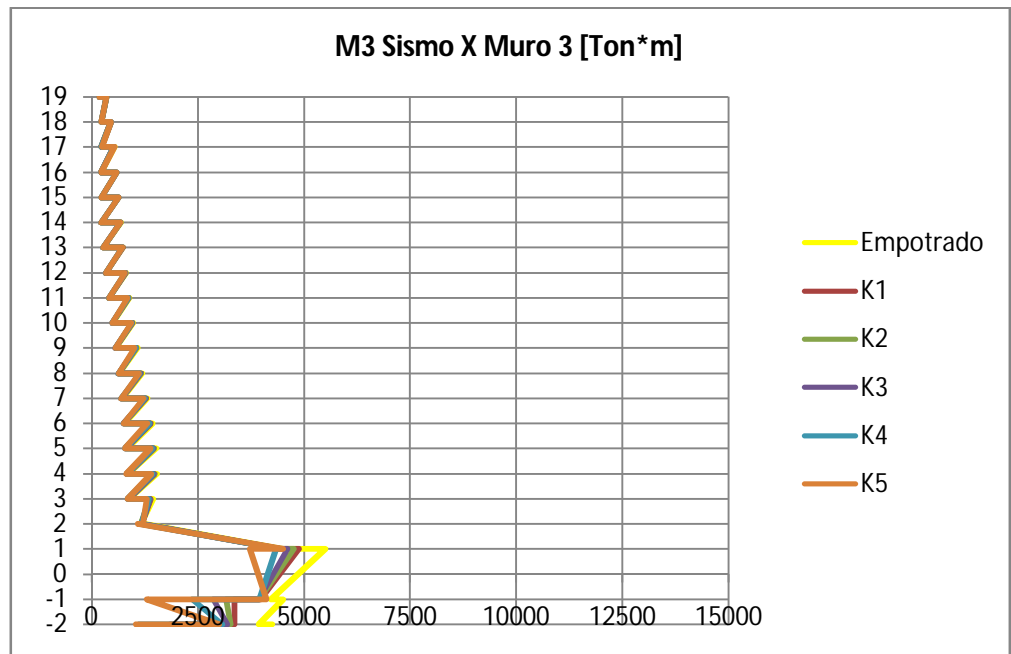


Figura 86 Momento muro 3 para sismo Y en modelos con sótanos  
(K1>K2>K3>K4>K5)

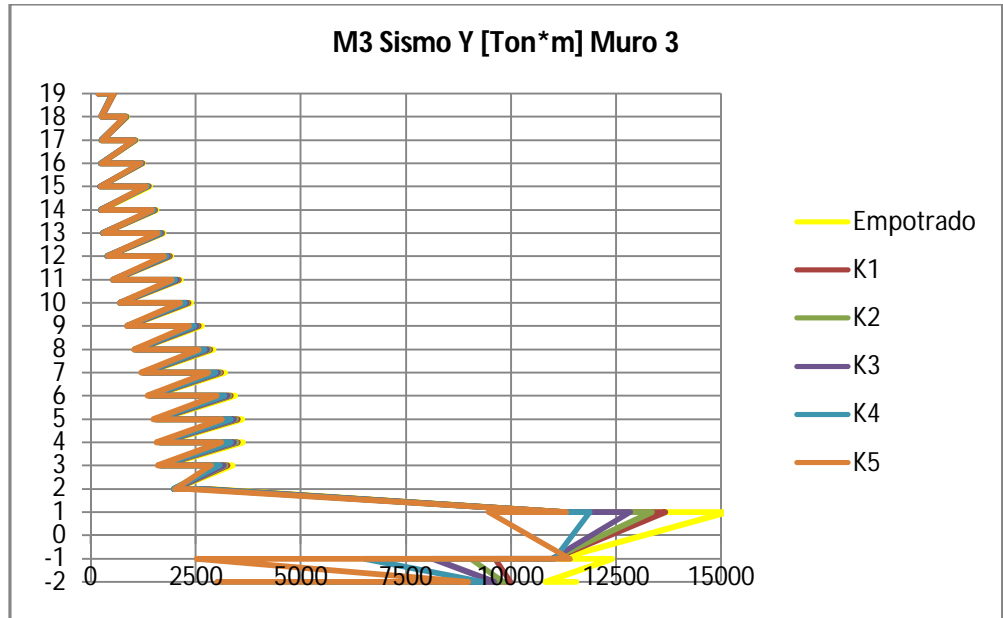


Figura 87 Momento muro 4 para sismo X en modelos con sótanos  
(K1>K2>K3>K4>K5)

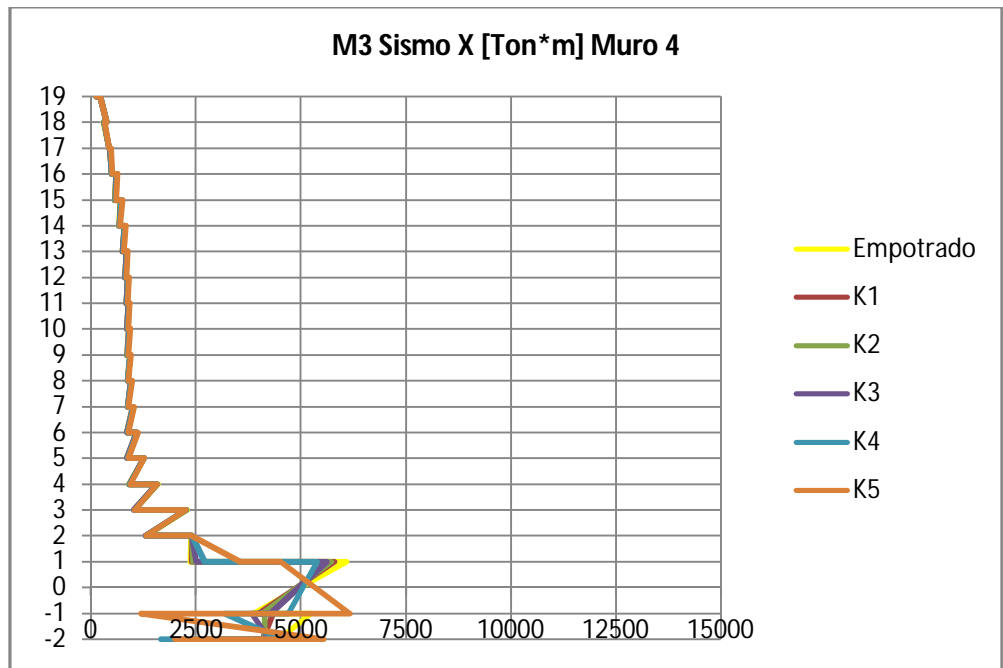


Figura 88 Momento muro 4 para sismo Y en modelos con sótanos  
(K1>K2>K3>K4>K5)

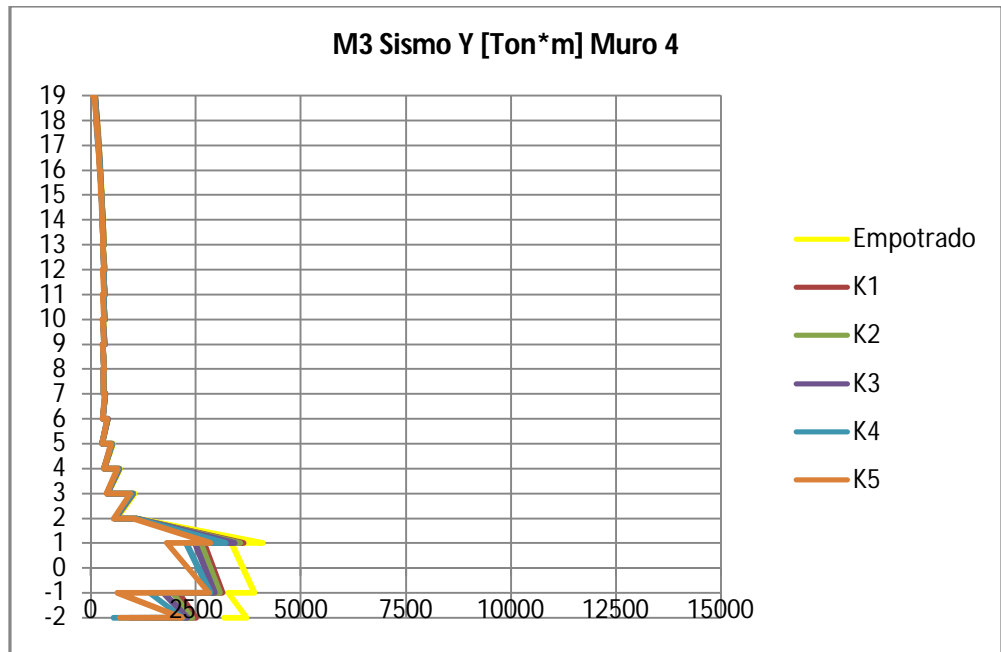


Figura 89 Momento foso para sismo X en modelos con sótanos  
(K1>K2>K3>K4>K5)

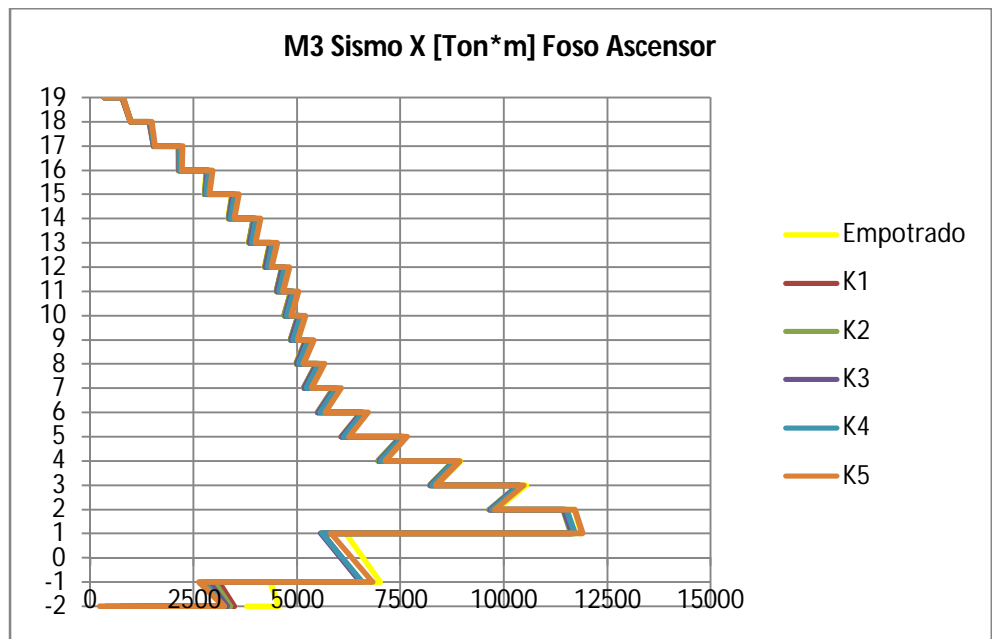
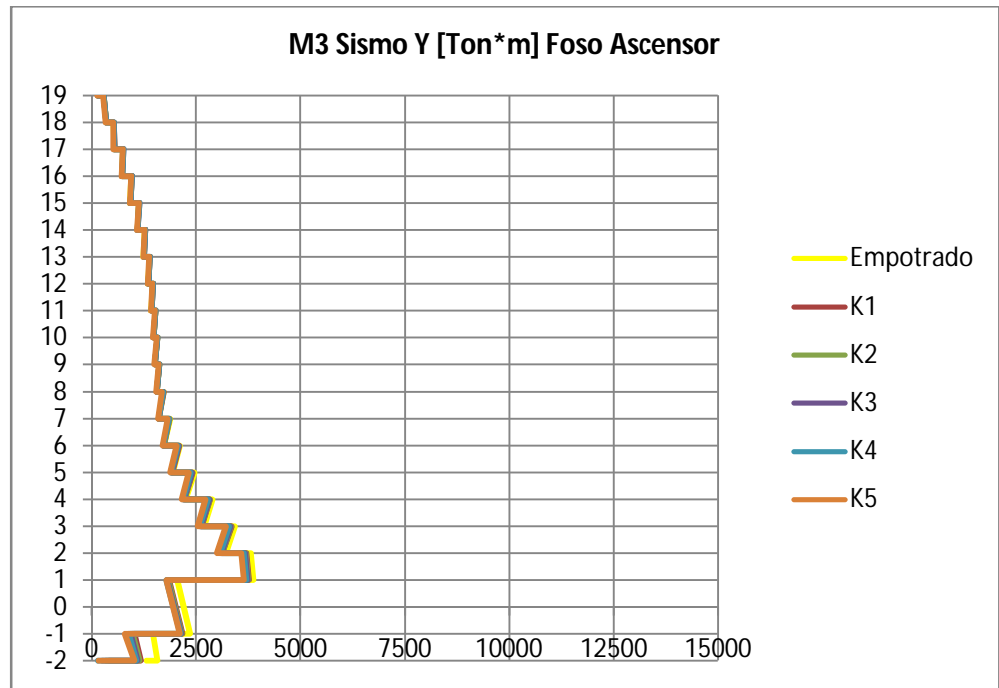


Figura 90 Momento foso para sismo Y en modelos con sótanos  
(K1>K2>K3>K4>K5)



Al igual que en el cortante por piso, el momento presenta un comportamiento esperado hasta el segundo nivel aumentando su valor a medida que desciende. Desde este piso hacia abajo, el momento tiene un comportamiento muy irregular, no siendo posible en algunos casos sustraer un patrón de comportamiento lo que dificulta emitir un juicio sobre el efecto que presenta la ISE. Se cree que esta situación se presenta por el cambio brusco en la rigidez de los elementos estructurales verticales.

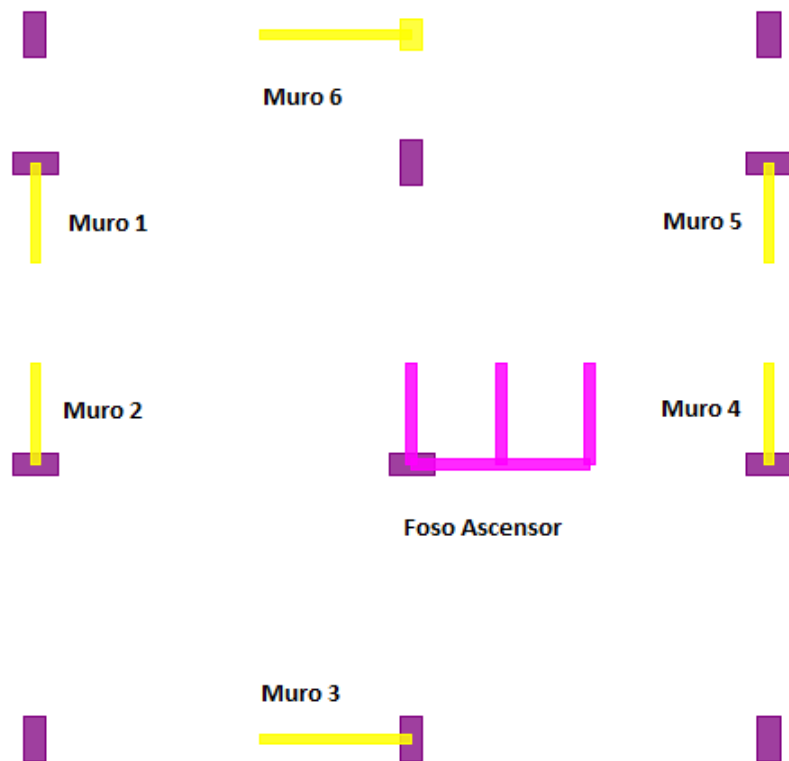
En los muros en los que se puede observar un comportamiento similar entre los modelos de resortes y el que supone empotramiento perfecto, se ve una

disminución en el momento que llega a los niveles inferiores, correspondiendo con la reducción del valor del módulo de rigidez.

En cuanto a la influencia que tiene el valor del módulo de rigidez en la respuesta a momento en los muros se puede decir que, para los casos que presentan un patrón de comportamiento determinado, no es significativa pues produce una variación en el momento pequeña. Esta situación se puede ver en la superposición de las curvas de momento para los modelos con ISE.

#### 4.5.2 Parámetros determinantes en el diseño de muros para modelos sin sótanos

Figura 91 Muros de edificación sin sótanos



#### 4.5.2.1 Carga axial

Figura 92 Carga axial muro 1 para sismo X en modelos sin sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4$ )

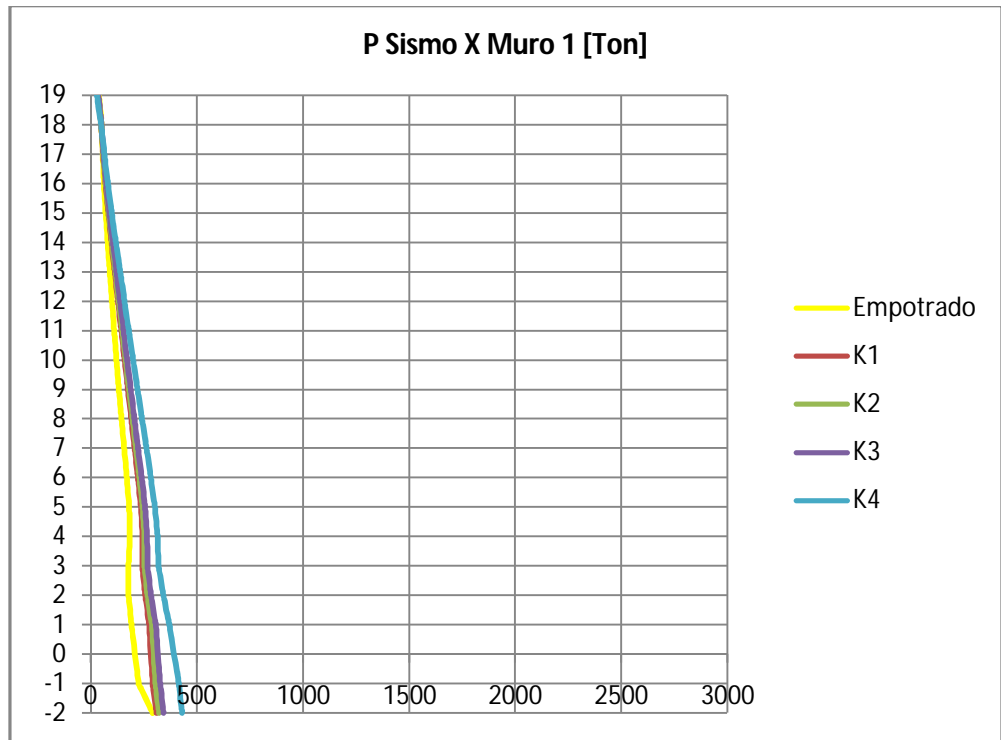


Figura 93 Carga axial muro 1 para sismo Y en modelos sin sótanos  
(K1>K2>K3>K4)

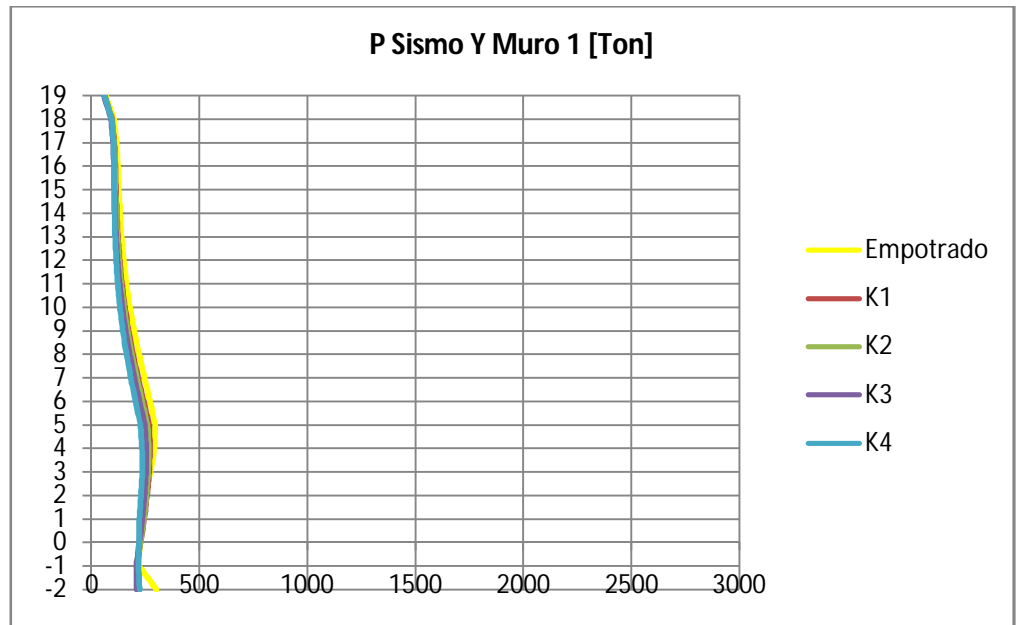


Figura 94 Carga axial muro 2 para sismo X en modelos sin sótanos  
(K1>K2>K3>K4)

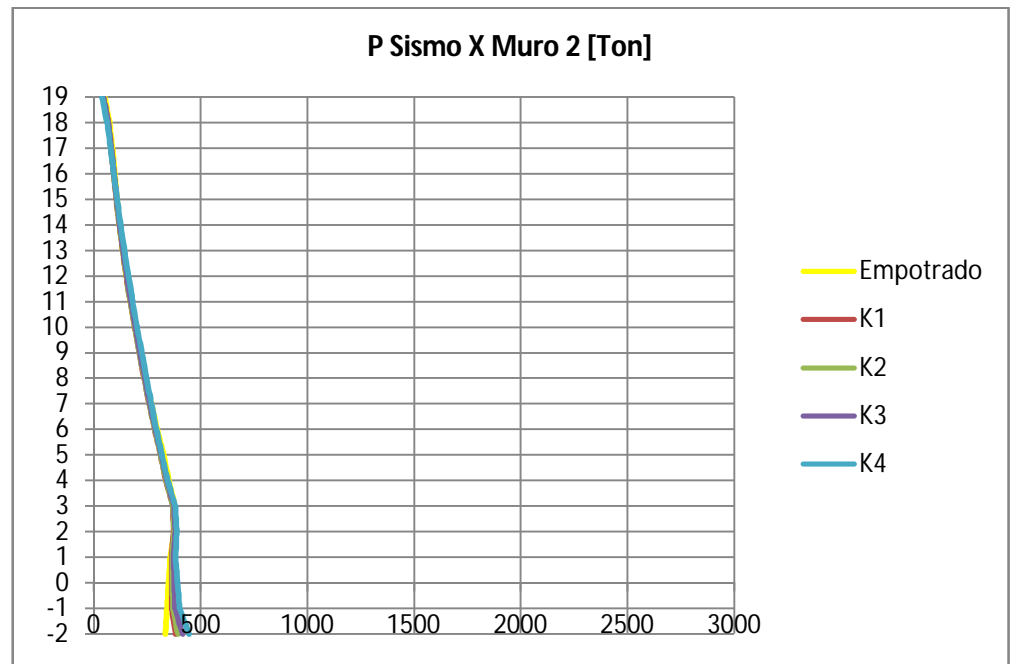


Figura 95 Carga axial muro 2 para sismo Y en modelos sin sótanos  
(K1>K2>K3>K4)

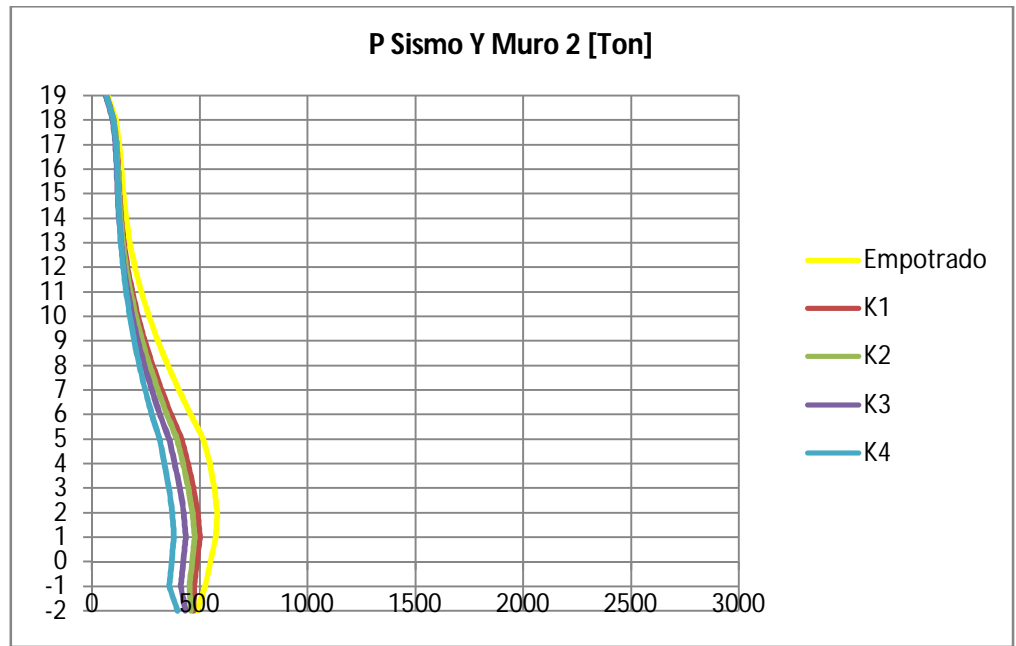


Figura 96 Carga axial muro 3 para sismo X en modelos sin sótanos  
(K1>K2>K3>K4)

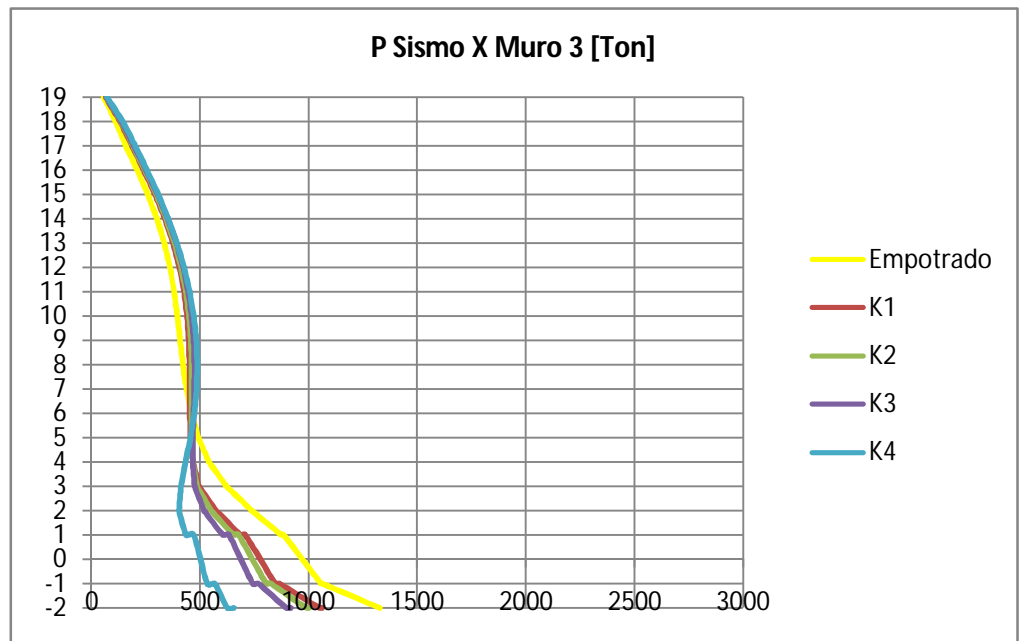


Figura 97 Carga axial muro 3 para sismo Y en modelos sin sótanos  
(K1>K2>K3>K4)

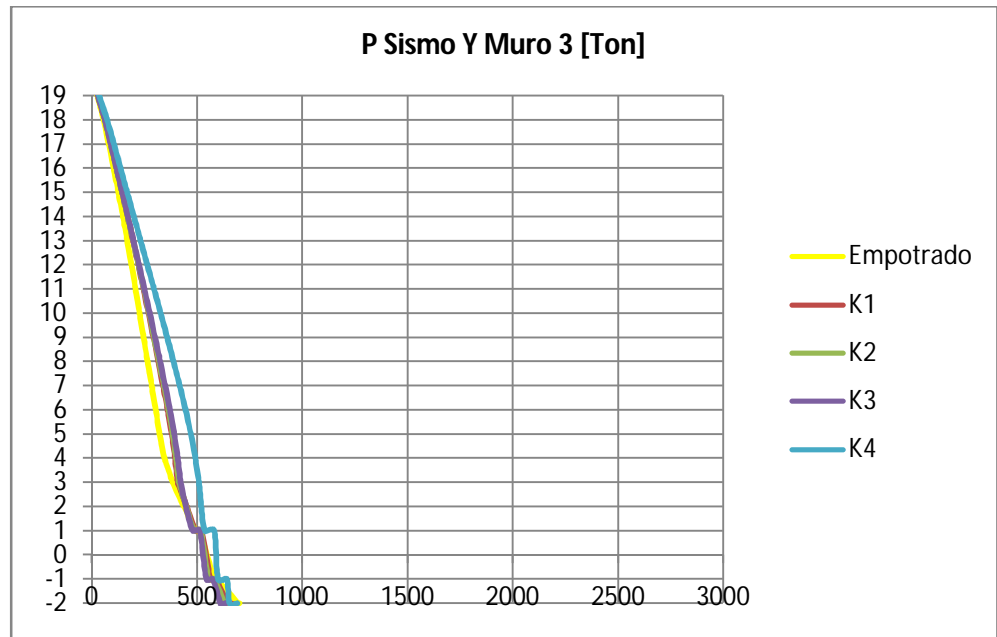


Figura 98 Carga axial muro 4 para sismo X en modelos sin sótanos  
(K1>K2>K3>K4)

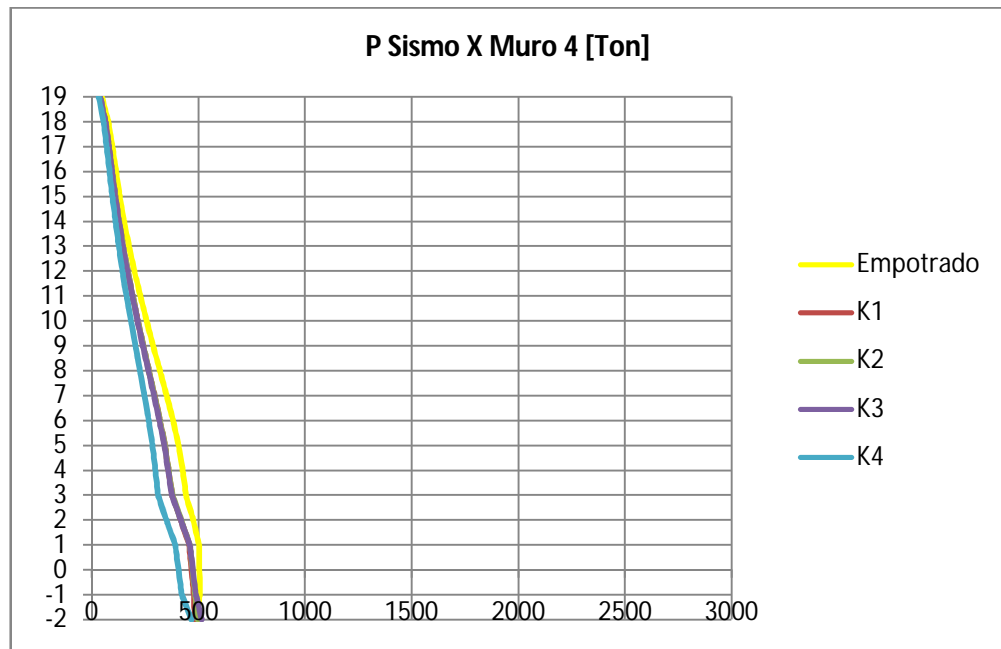


Figura 99 Carga axial muro 4 para sismo Y en modelos sin sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4$ )

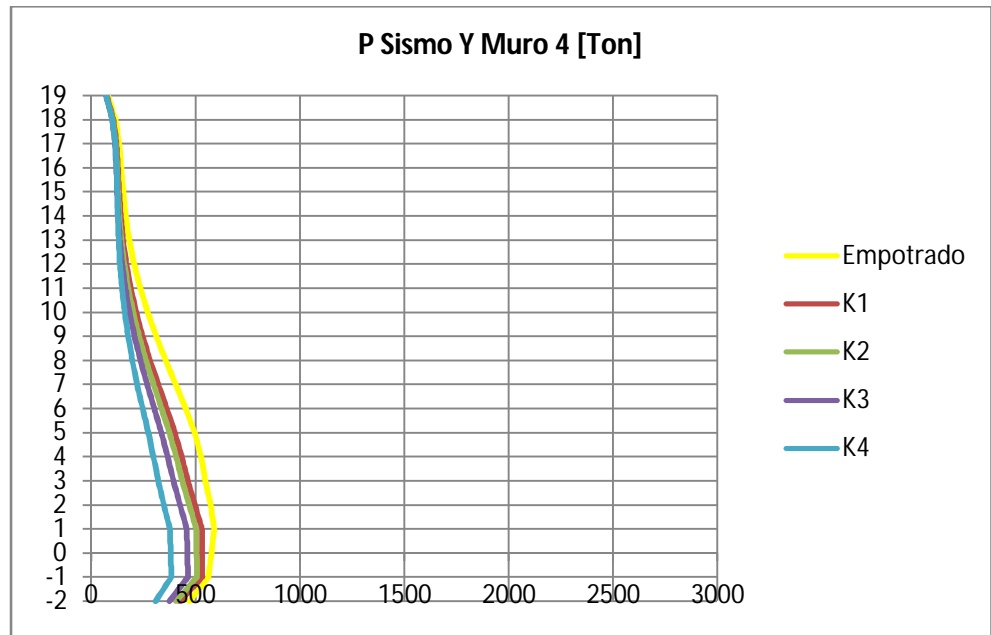


Figura 100 Carga axial muro 5 para sismo X en modelos sin sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4$ )

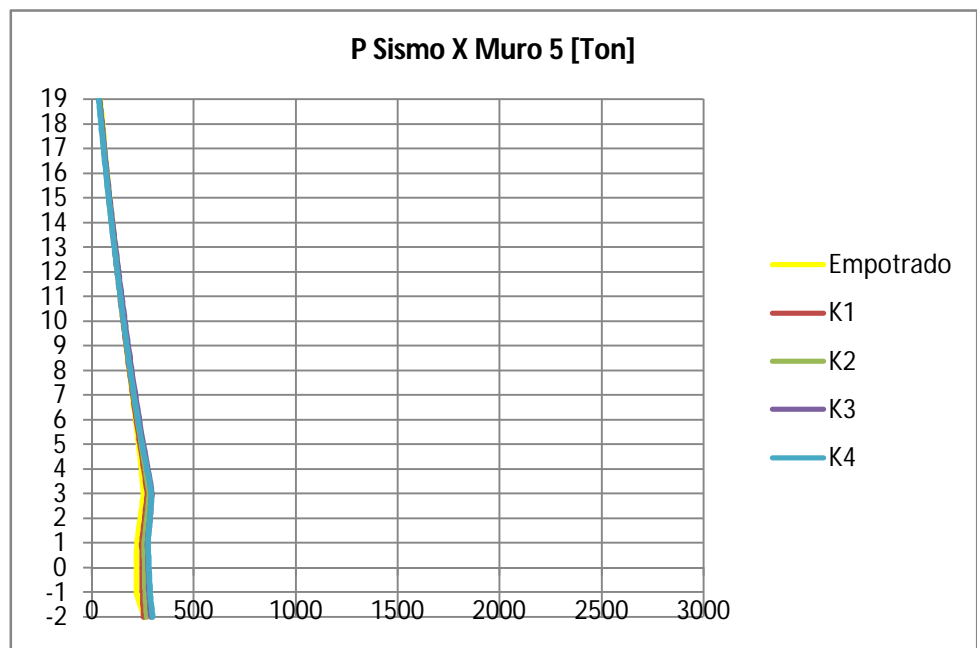


Figura 101 Carga axial muro 5 para sismo Y en modelos sin sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4$ )

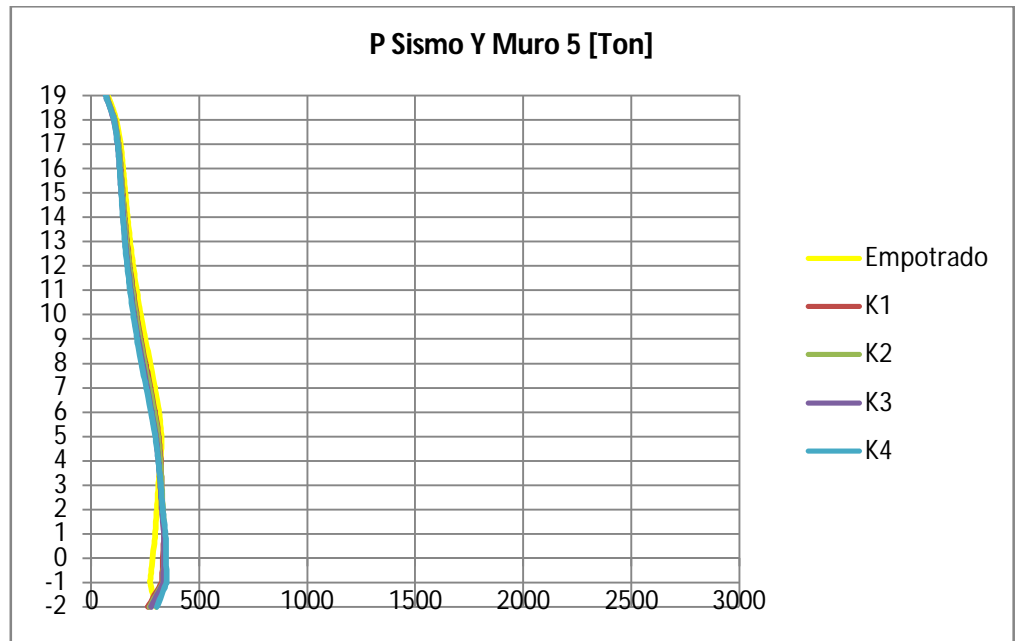


Figura 102 Carga axial muro 6 para sismo X en modelos sin sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4$ )

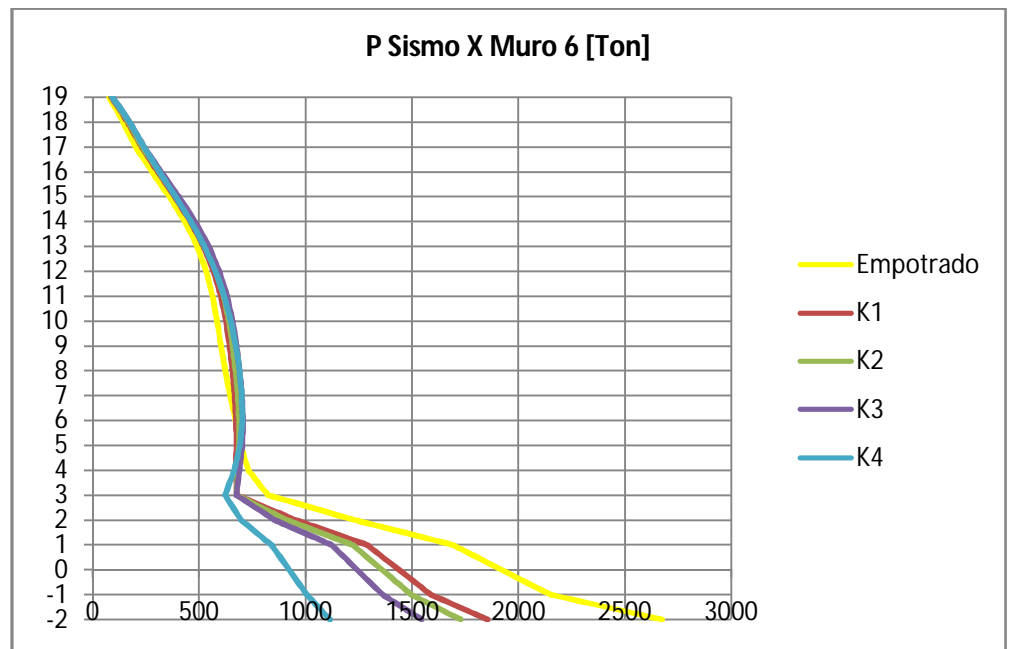


Figura 103 Carga axial muro 6 para sismo Y en modelos sin sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4$ )

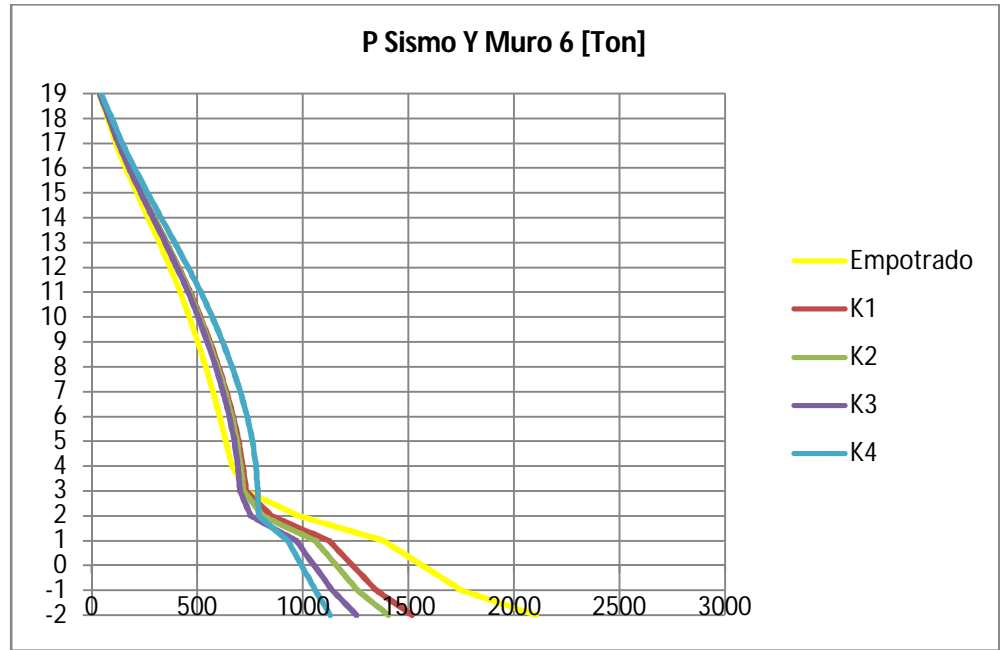


Figura 104 Carga axial foso para sismo X en modelos sin sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4$ )

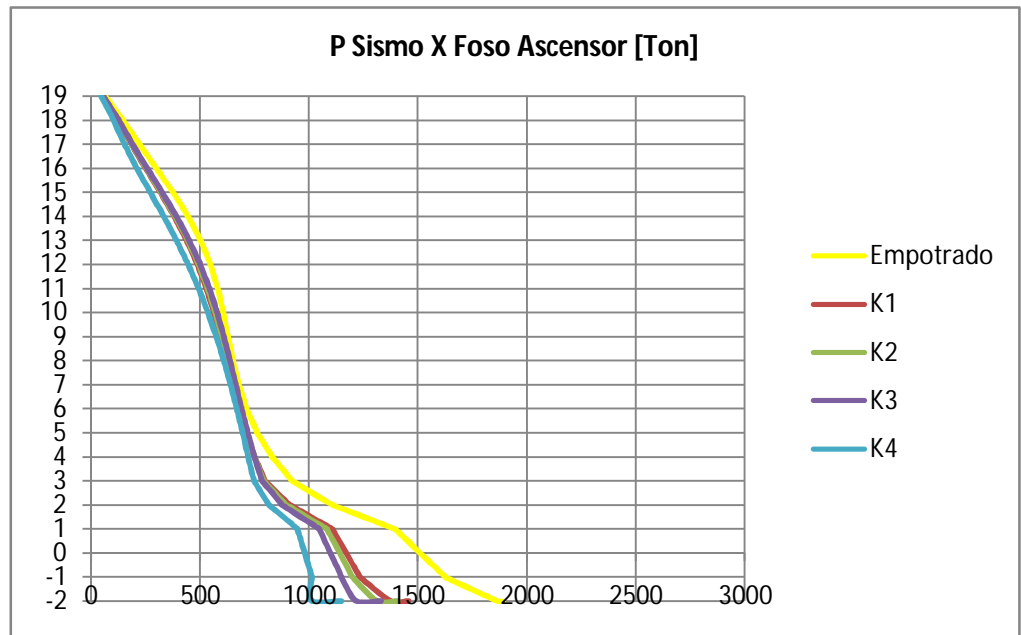
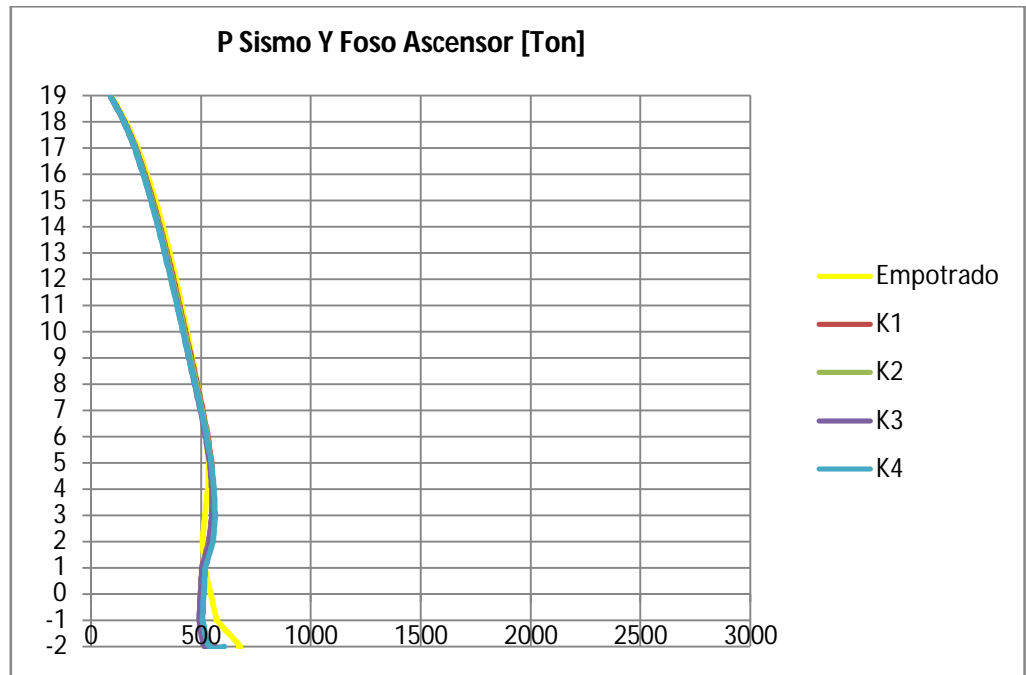


Figura 105 Carga axial foso para sismo Y en modelos sin sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4$ )



Como se puede observar en las gráficas anteriores, el comportamiento de la carga axial aferente a cada muro es el esperado, creciendo su magnitud a medida que desciende. Se reafirma de esta manera la elección de analizar un modelo sin los muros de los sótanos. En algunos muros se presenta una redistribución de la carga axial a partir del quinto o cuarto nivel hacia abajo pero que en comparación con la situación que se tenía en el modelo con sótanos es mucho menor.

Al presentarse un patrón definido de la forma como se distribuye la carga axial en cada muro se puede decir que, para este caso, disminuye la aferencia de

cada muro con la reducción del módulo de balastro. Se presentan en algunos muros disminuciones máximas importantes del orden del 50% mientras que en otros es casi imperceptible la variación de la carga axial, reflejándose esto en la superposición de las curvas. En algunos muros la variación se presenta como un aumento a medida que el módulo de balastro disminuye, presentando diferencias del orden del 150% en el caso más crítico. Esta variación en la distribución de carga axial confirma la redistribución de las cargas que llegan a los nodos de base, a veces aumentando y en otras disminuyendo, produciendo como consecuencia cambios importantes puntuales pero una igualdad en términos de la sumatoria global.

Las variaciones resultantes, aunque importantes, son mucho menores en estos modelos que en los que presentan muros de sótano pudiéndose concluir una susceptibilidad mayor a la redistribución de carga axial a medida que aumenta el porcentaje de muros en la edificación. Esta situación también puede observarse en los muros 3 y 6 ya que estos tuvieron que agrandarse a medida que se reducía el módulo de balastro para hacer cumplir el requisito de derivas y en ellos es en donde se observan las variaciones mayores en la redistribución de carga axial.

De la influencia que tiene el valor del módulo de balastro en la distribución de carga axial en los muros se puede decir que, para este caso, es significativa ya que puede producir variaciones adicionales del orden del 40% (análisis considerando eventos sísmicos).

#### 4.5.2.2 Cortante

Figura 106 Cortante muro 1 para sismo X en modelos sin sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4$ )

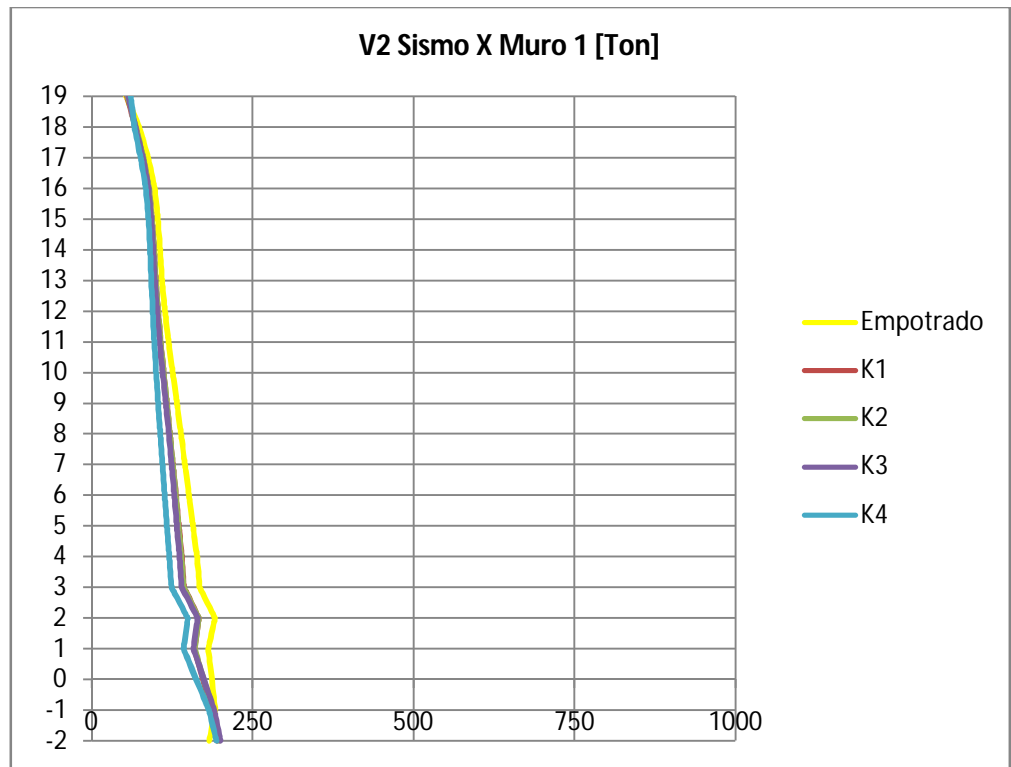


Figura 107 Cortante muro 1 para sismo Y en modelos sin sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4$ )

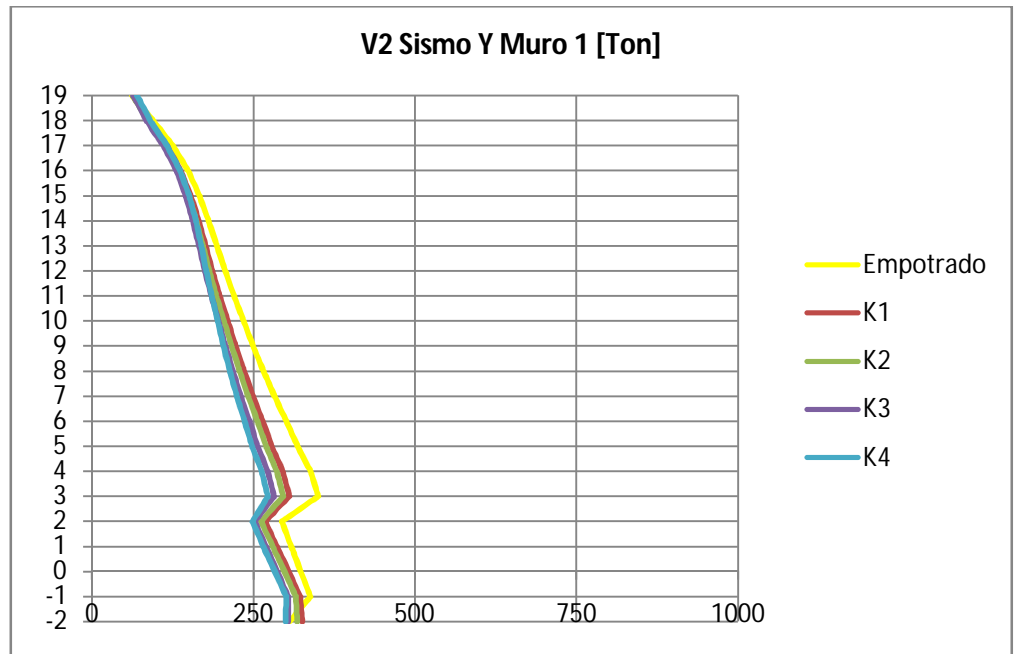


Figura 108 Cortante muro 2 para sismo X en modelos sin sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4$ )

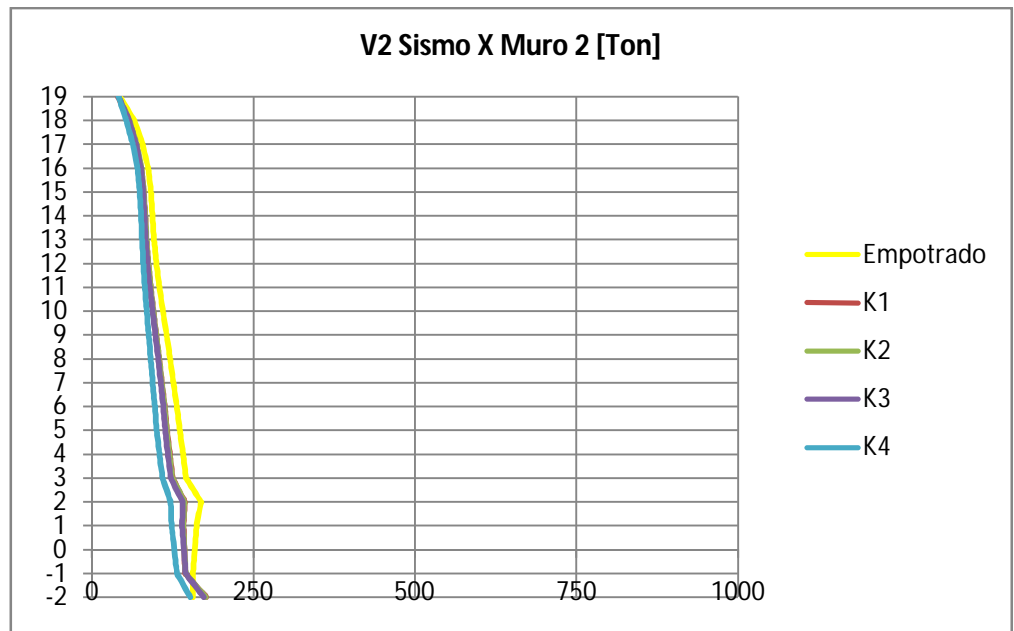


Figura 109 Cortante muro 2 para sismo Y en modelos sin sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4$ )

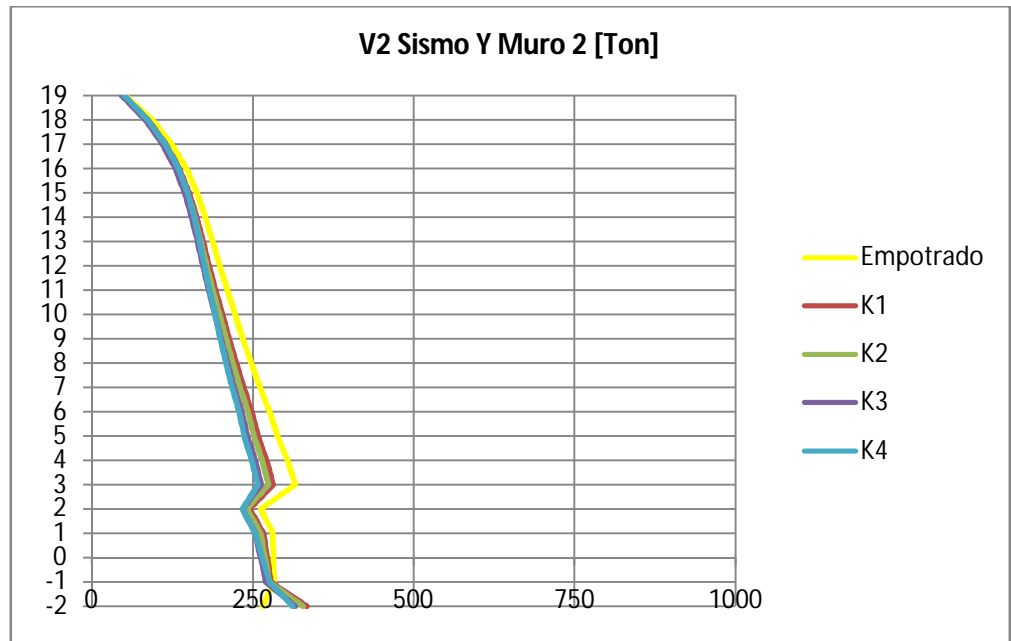


Figura 110 Cortante muro 3 para sismo X en modelos sin sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4$ )

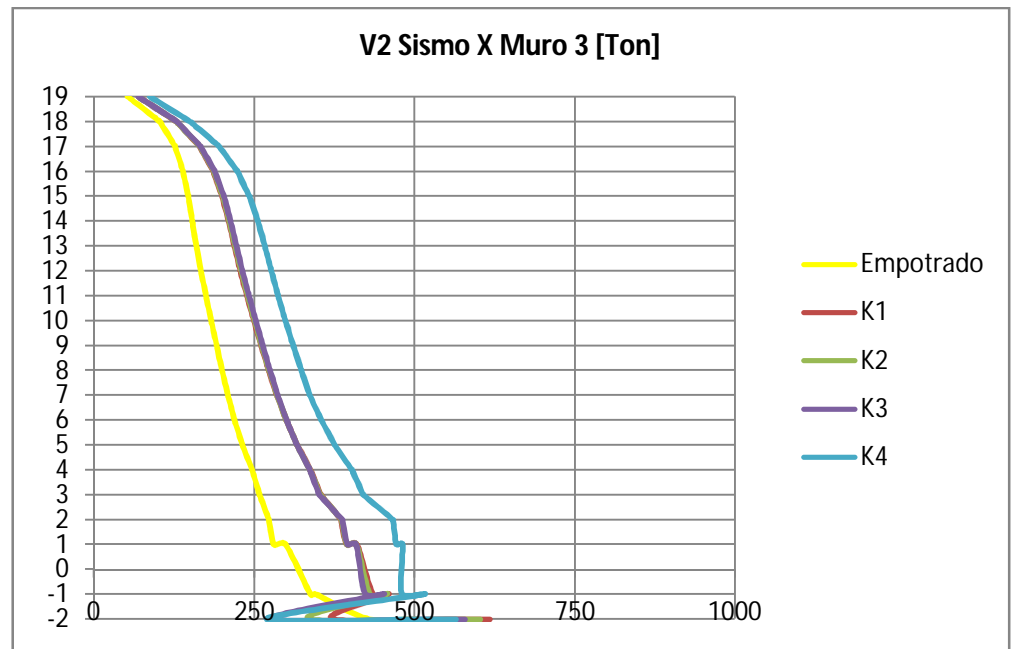


Figura 111 Cortante muro 3 para sismo Y en modelos sin sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4$ )

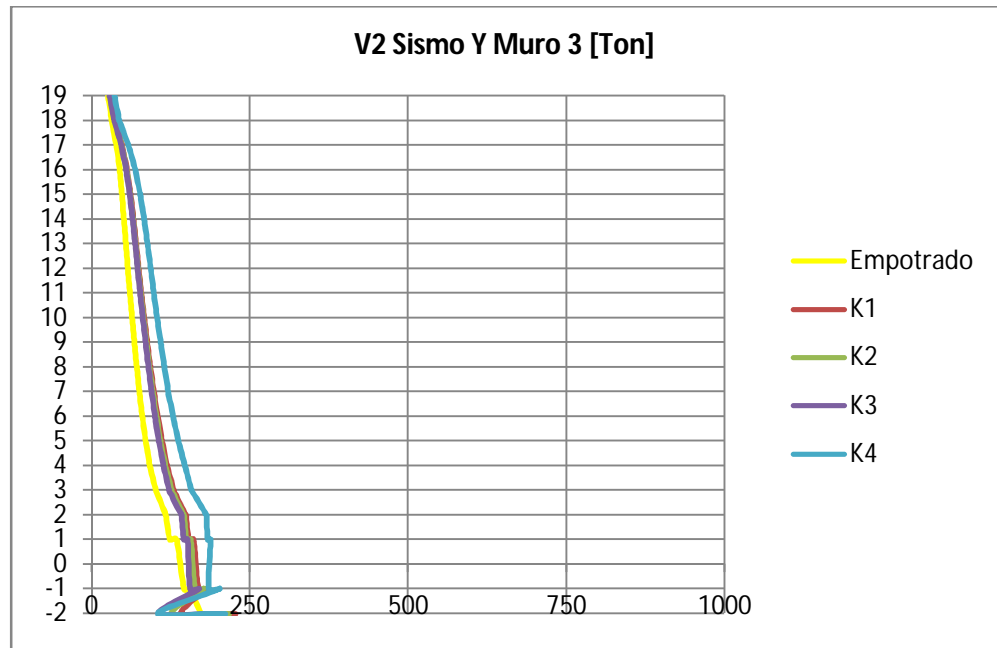


Figura 112 Cortante muro 4 para sismo X en modelos sin sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4$ )

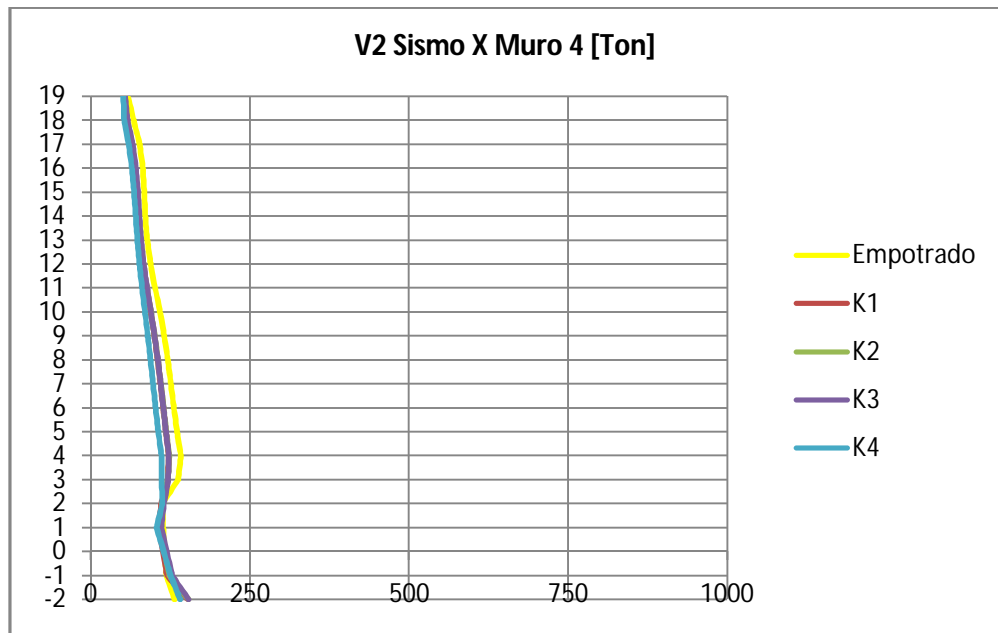


Figura 113 Cortante muro 4 para sismo Y en modelos sin sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4$ )

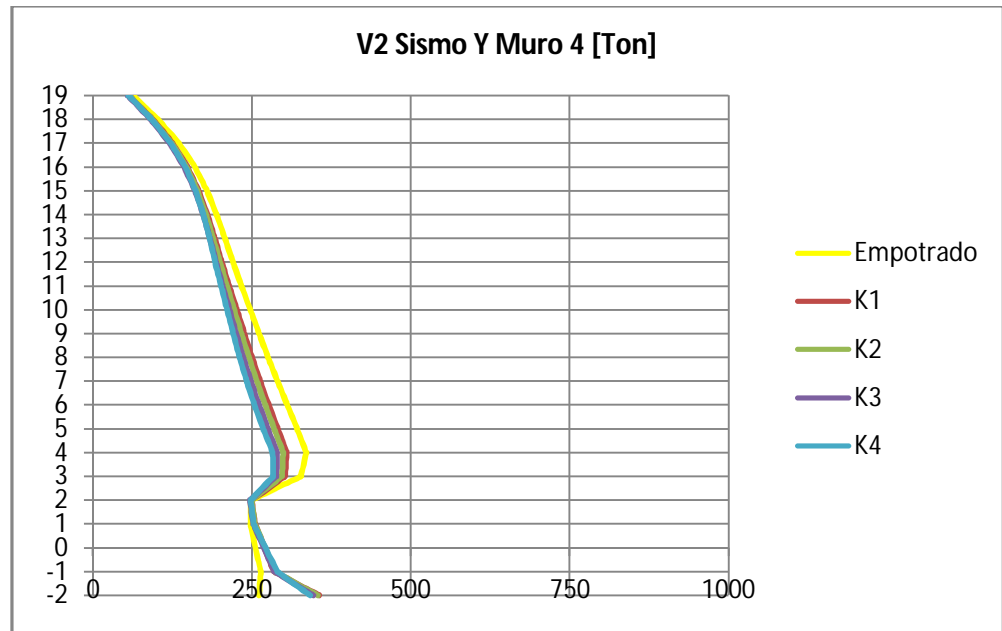


Figura 114 Cortante muro 5 para sismo X en modelos sin sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4$ )

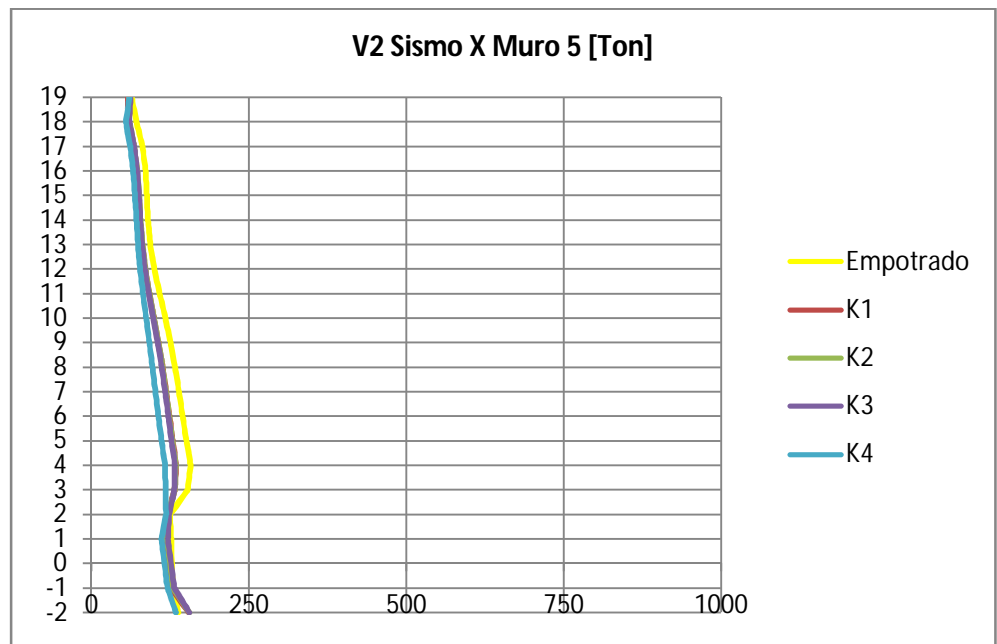


Figura 115 Cortante muro 5 para sismo Y en modelos sin sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4$ )

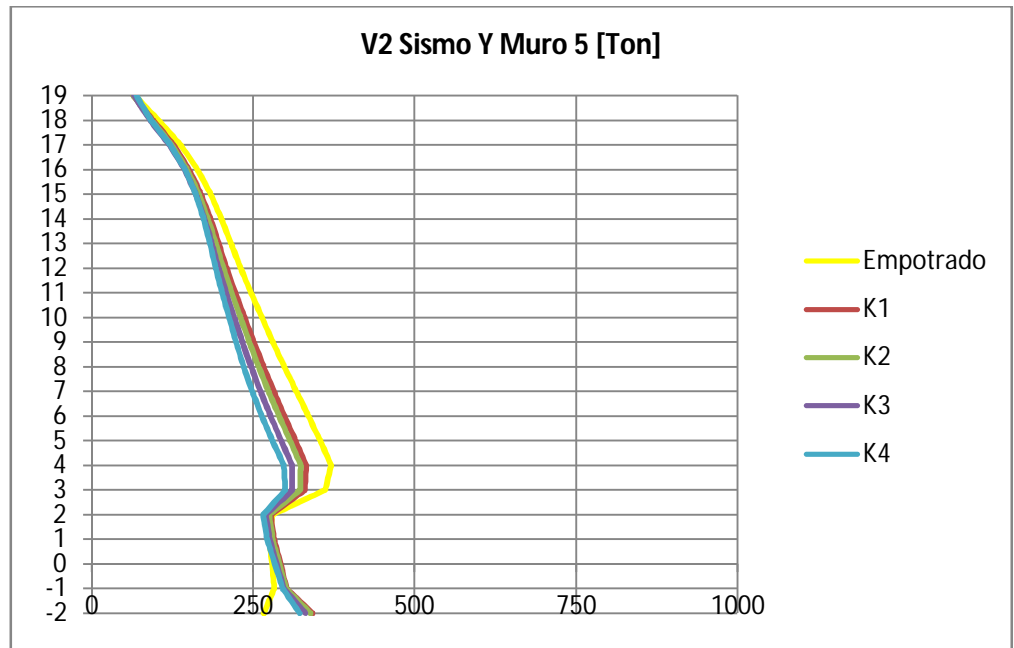


Figura 116 Cortante muro 6 para sismo X en modelos sin sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4$ )

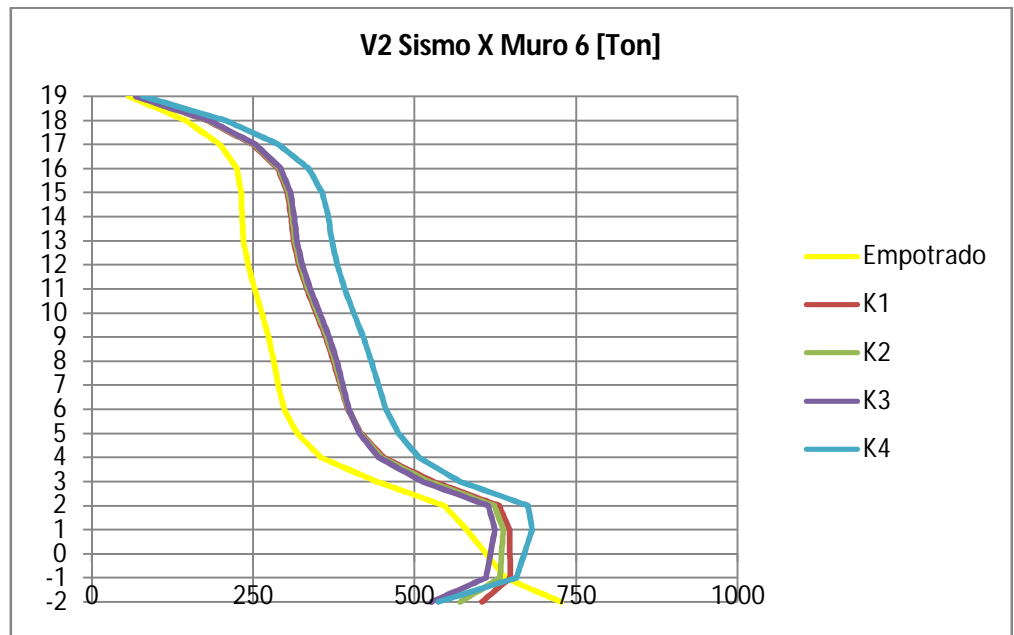


Figura 117 Cortante muro 6 para sismo Y en modelos sin sótanos  
(K1>K2>K3>K4)

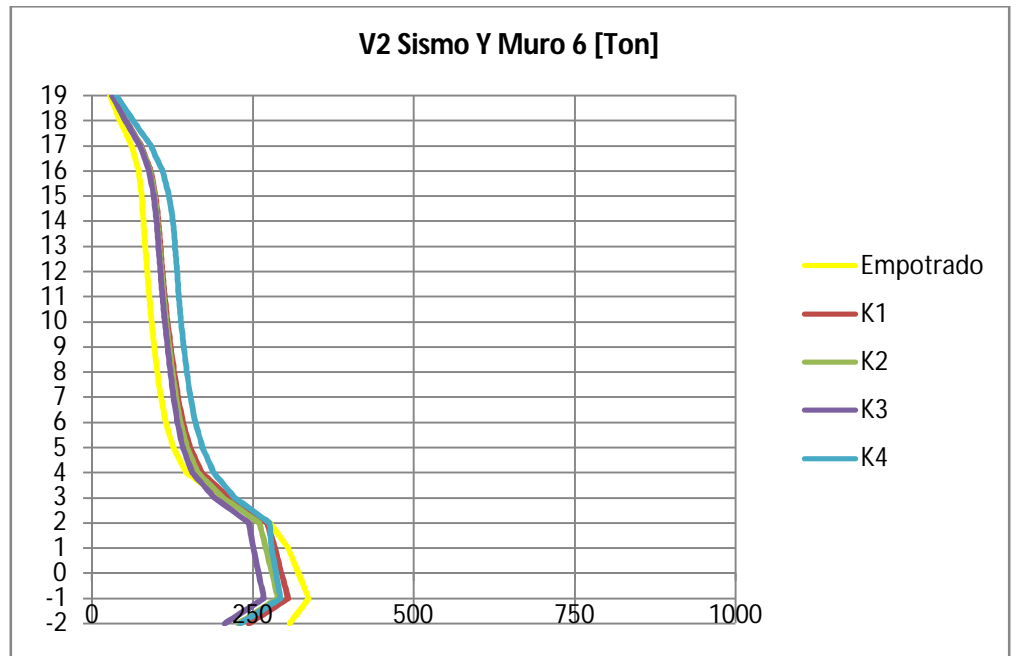


Figura 118 Cortante foso para sismo X en modelos sin sótanos  
(K1>K2>K3>K4)

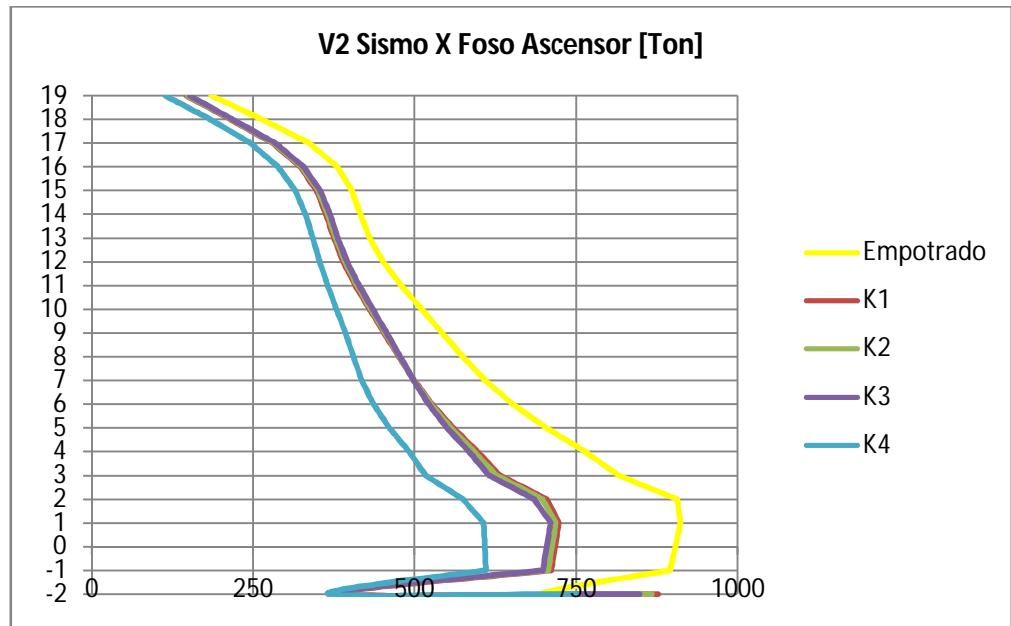
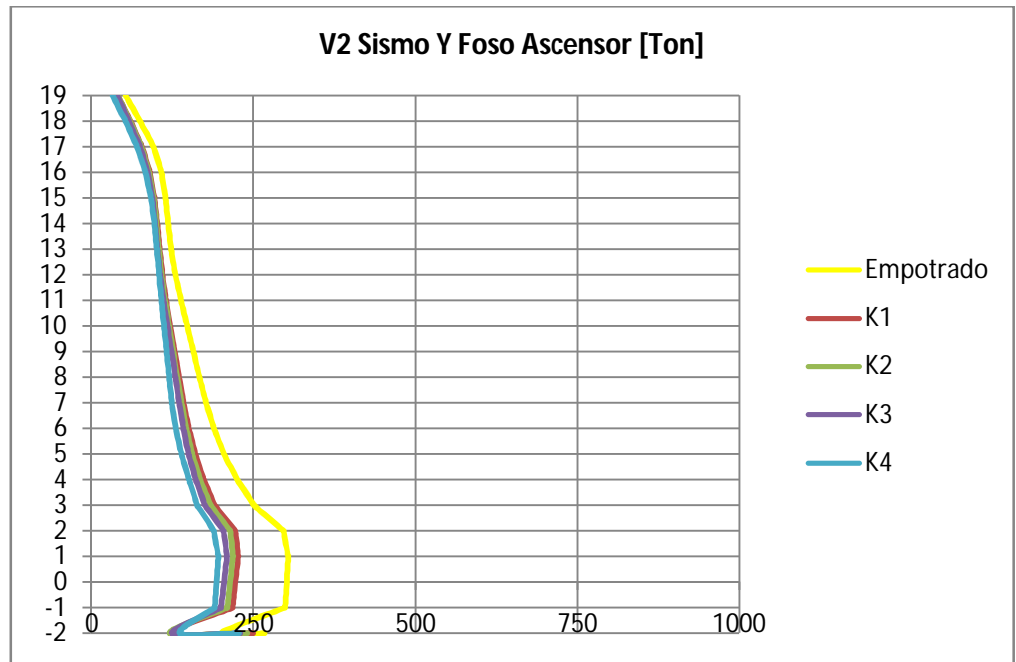


Figura 119 Cortante foso para sismo Y en modelos sin sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4$ )



Para estos modelos analizados sin muros de sótano se puede observar un comportamiento del cortante más definido en comparación con los modelos que si tienen sótanos. Aún así, no se puede dar un juicio único de los efectos que produce la ISE en cuanto a esfuerzos cortantes en los muros ya que en algunos casos se ve una reducción de dicho esfuerzo a medida que el valor del módulo de balastro de hace más pequeño y en otros se presenta lo contrario. En cualquiera de los dos casos, la ISE produce variaciones importantes en la distribución de cortante llegando a reducciones o aumentos de alrededor del 55% en los niveles inferiores de los casos más críticos.

En lo correspondiente a la influencia del valor del módulo de balastro en la respuesta de esfuerzos cortantes por piso se puede decir que, para este caso, no es significativa. En la mayoría de los casos las variaciones adicionales que se producen por la reducción del valor de dicho módulo son pequeñas y llegan al punto de producir una superposición en las curvas que definen el cortante. La variación aparentemente importante en los muros 3 y 6 entre el modelo de ISE con K4 y los demás modelos de resortes, no se puede tomar como referencia ya que corresponde al aumento en la longitud de dichos muros.

### 4.5.2.3 Momento

Figura 120 Momento muro 1 para sismo X en modelos sin sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4$ )

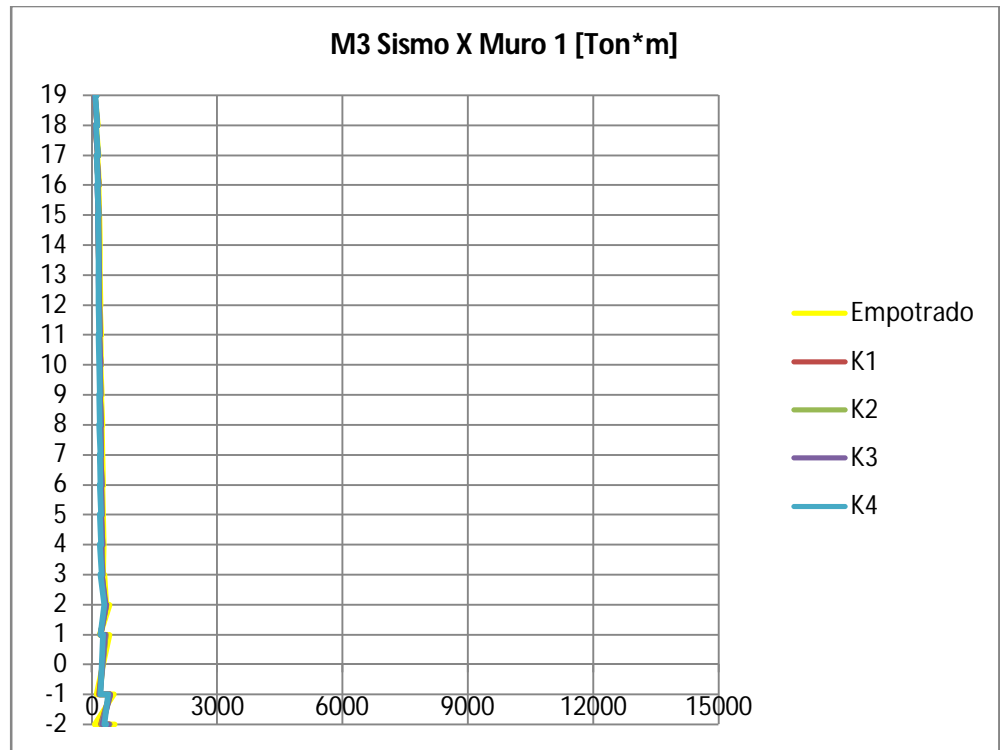


Figura 121 Momento muro 1 para sismo Y en modelos sin sótanos  
(K1>K2>K3>K4)

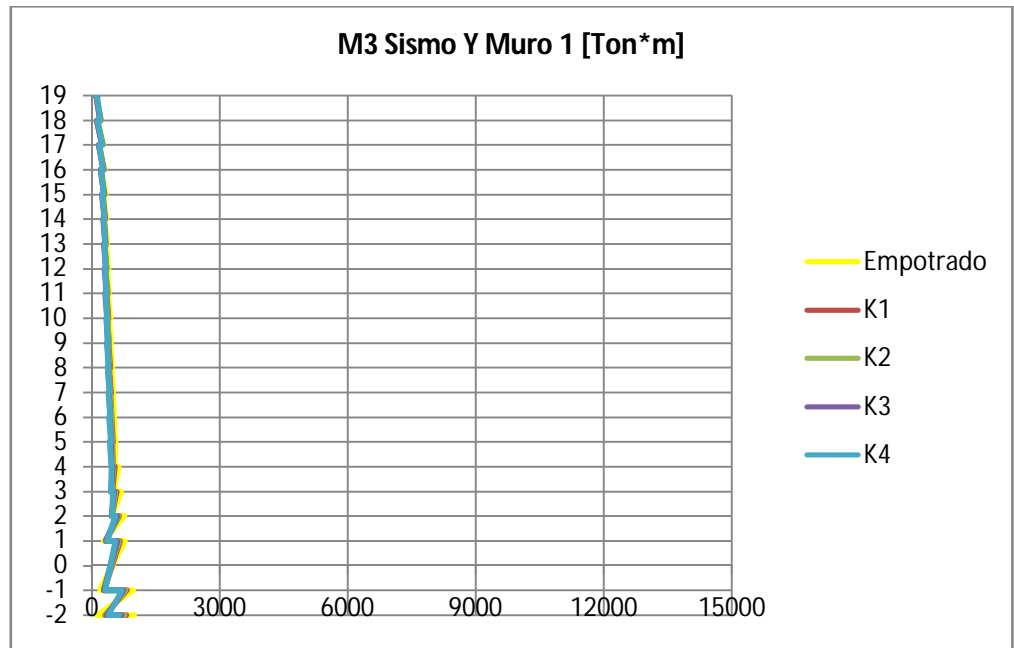


Figura 122 Momento muro 2 para sismo X en modelos sin sótanos  
(K1>K2>K3>K4)

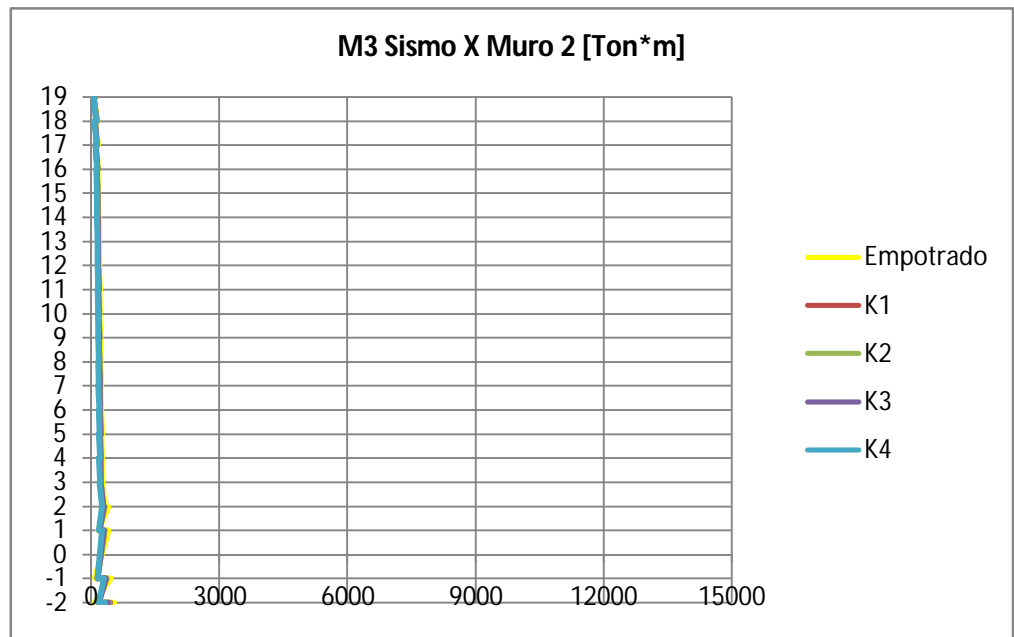


Figura 123 Momento muro 2 para sismo Y en modelos sin sótanos  
(K1>K2>K3>K4)

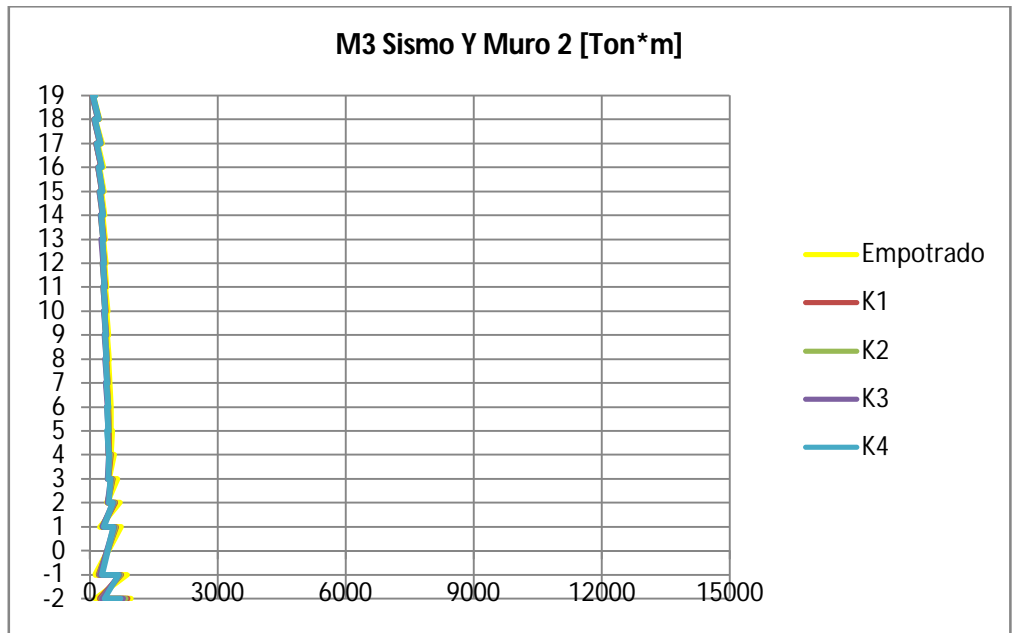


Figura 124 Momento muro 3 para sismo X en modelos sin sótanos  
(K1>K2>K3>K4)

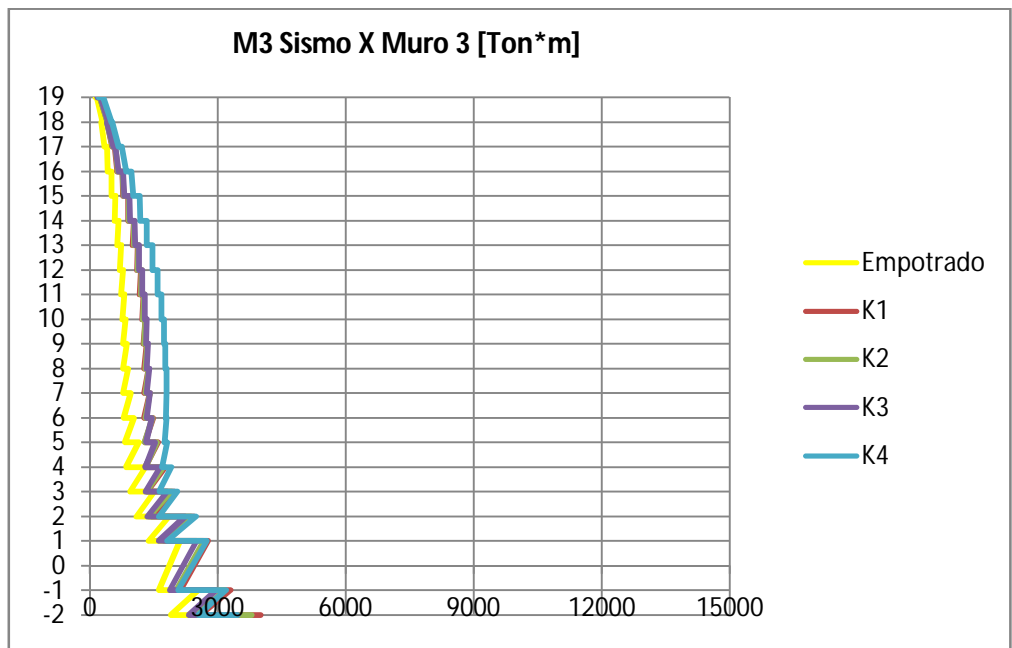


Figura 125 Momento muro 3 para sismo Y en modelos sin sótanos  
(K1>K2>K3>K4)

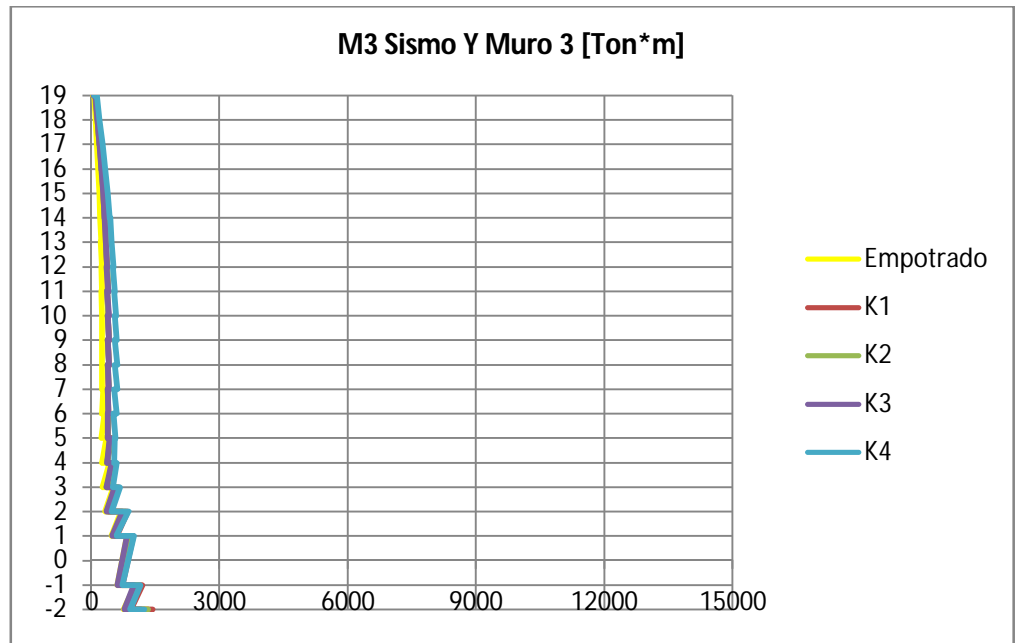


Figura 126 Momento muro 4 para sismo X en modelos sin sótanos  
(K1>K2>K3>K4)

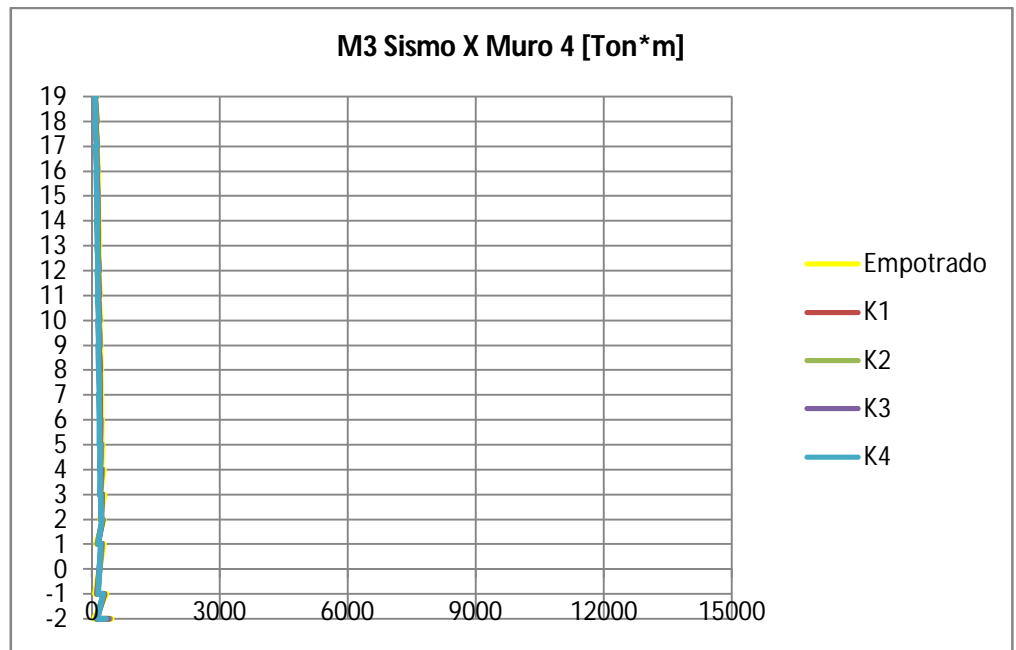


Figura 127 Momento muro 4 para sismo Y en modelos sin sótanos  
(K1>K2>K3>K4)

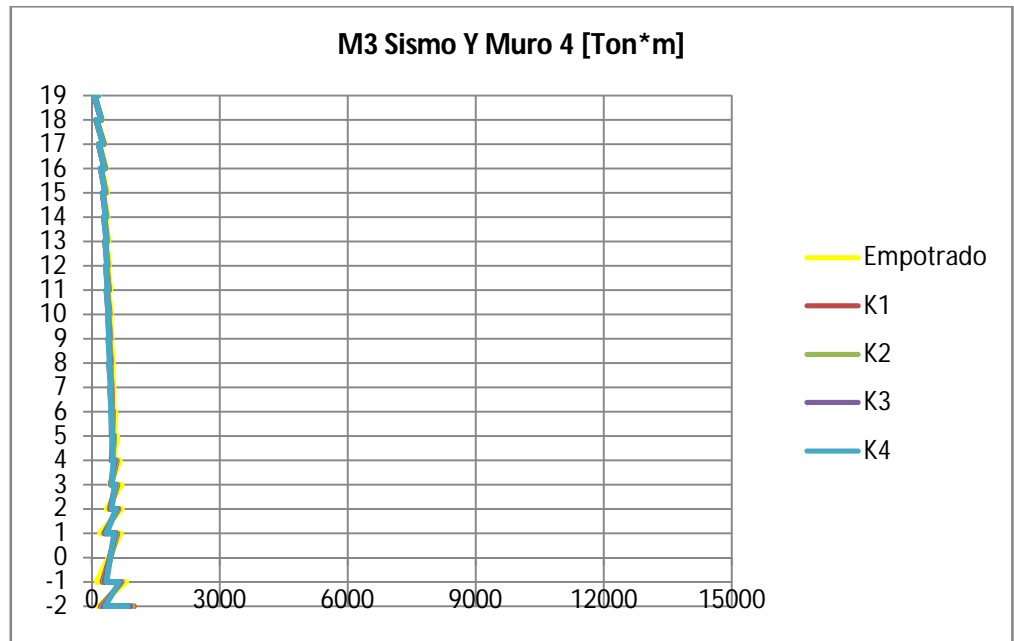


Figura 128 Momento muro 5 para sismo X en modelos sin sótanos  
(K1>K2>K3>K4)

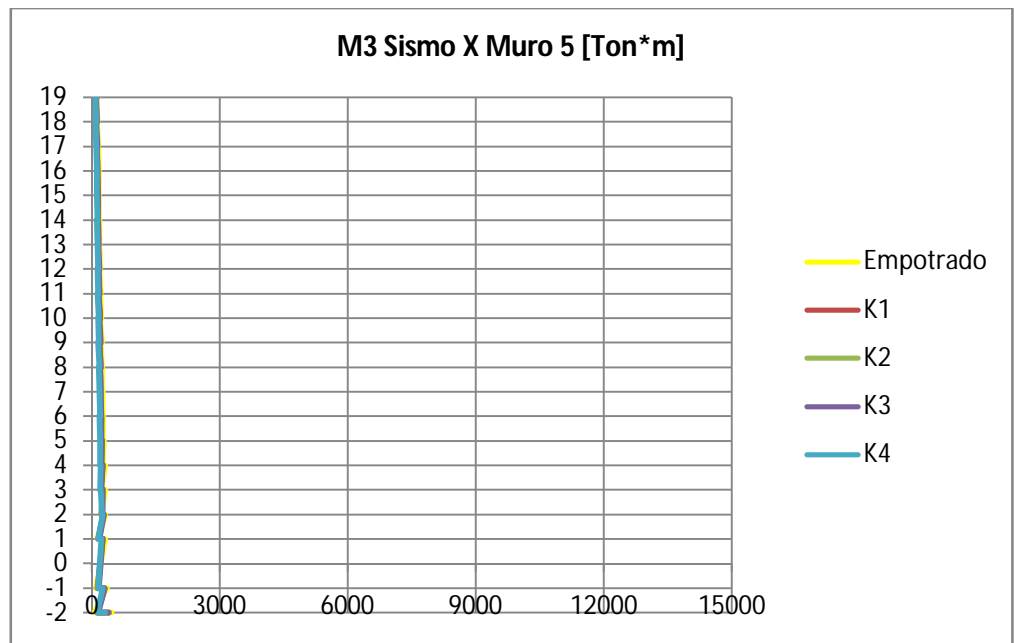


Figura 129 Momento muro 5 para sismo Y en modelos sin sótanos  
(K1>K2>K3>K4)

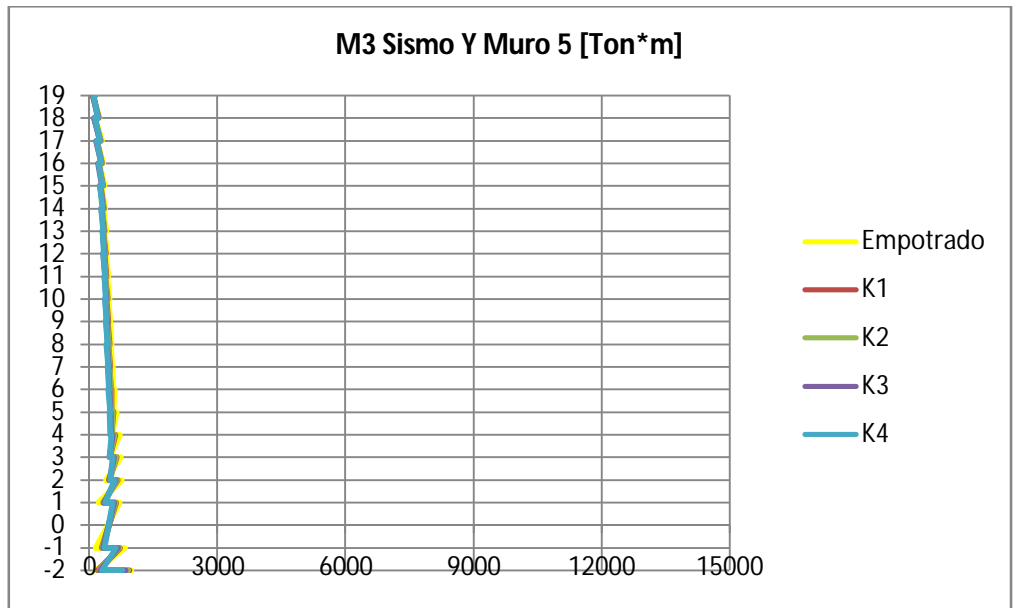


Figura 130 Momento muro 6 para sismo X en modelos sin sótanos  
(K1>K2>K3>K4)

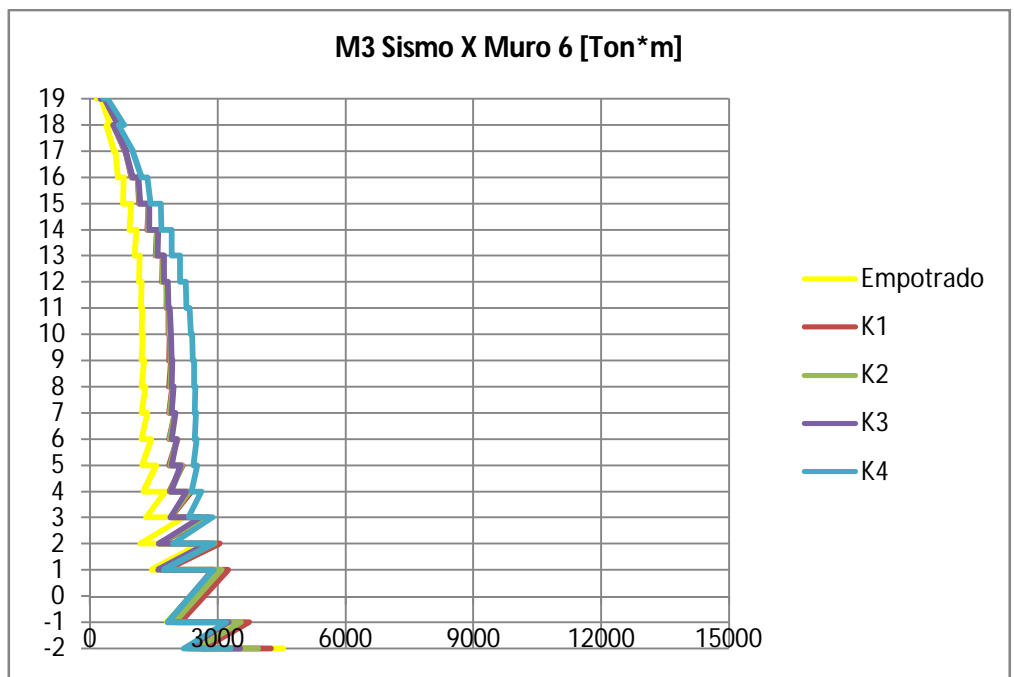


Figura 131 Momento muro 6 para sismo Y en modelos sin sótanos  
(K1>K2>K3>K4)

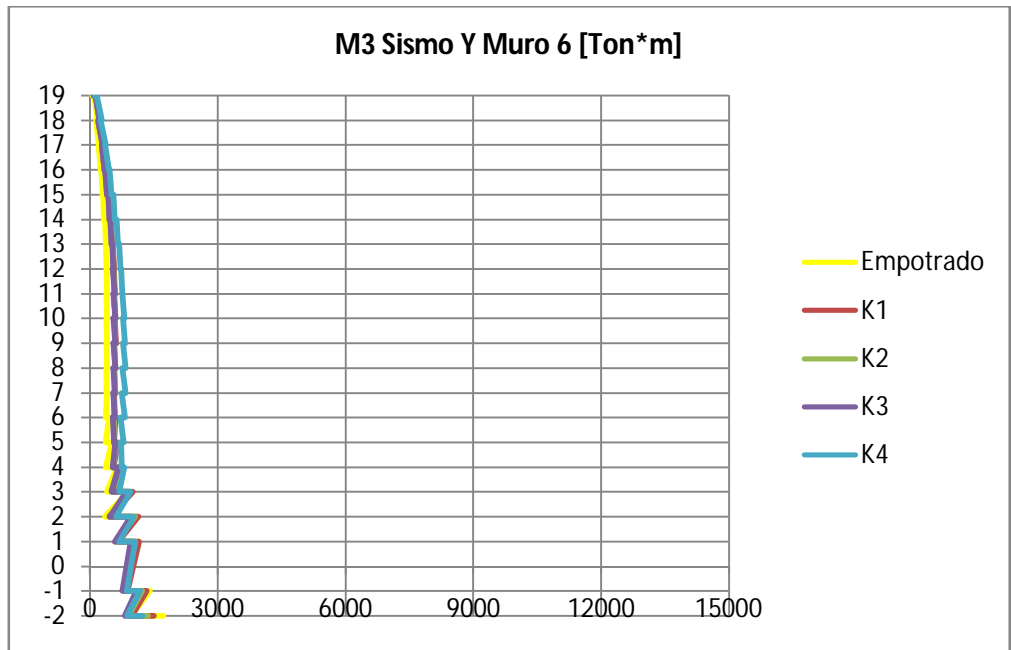


Figura 132 Momento foso para sismo X en modelos sin sótanos  
(K1>K2>K3>K4)

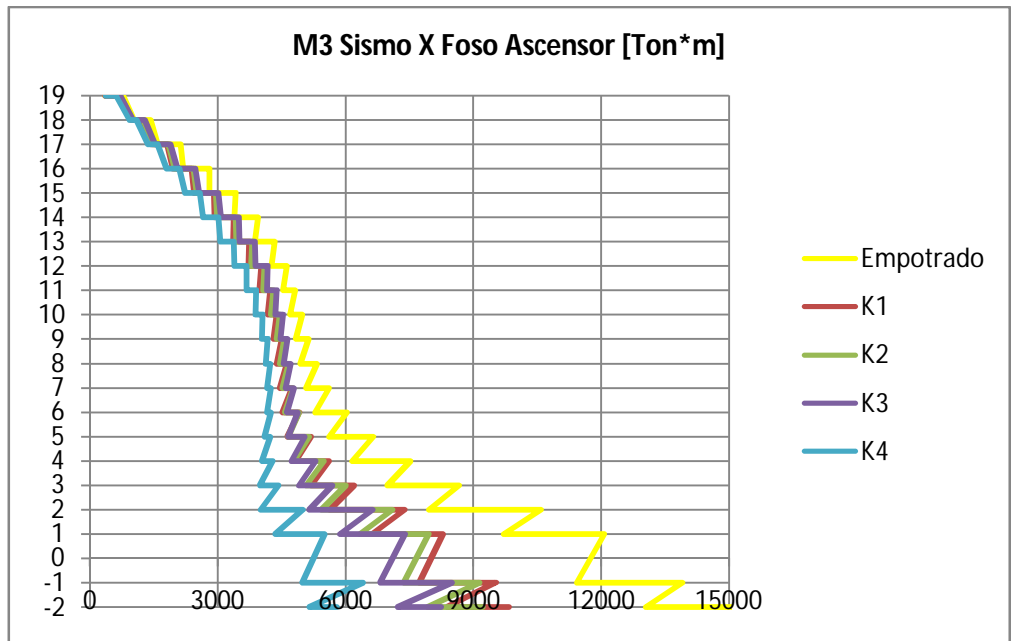
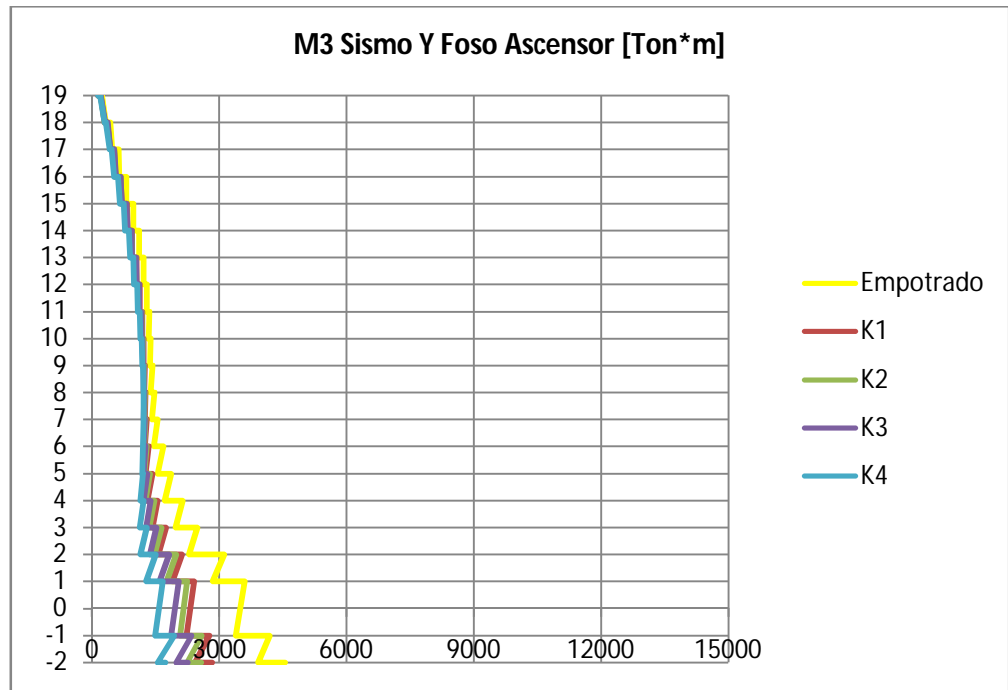


Figura 133 Momento foso para sismo Y en modelos sin sótanos  
( $K1 > K2 > K3 > K4$ )



El momento presenta un comportamiento esperado al aumentar su valor a medida que desciende el nivel. En los pisos inferiores, la diferencia de momento entre la parte superior e inferior de cada entrepiso es bastante pronunciada.

En general se puede observar que el momento disminuye su valor en los niveles inferiores con la reducción del módulo de balastro, llegando a reducciones del orden del 50%. Se presentan excepciones a la anterior afirmación en los niveles superiores de algunos casos en donde el momento por piso aumenta con la disminución del valor del módulo de balastro.

Debido al aumento de sección transversal en los muros 3 y 6 para cumplir requisitos de deriva en el modelo de resortes K4, no se puede comparar directamente la influencia del valor del módulo de balastro sobre la respuesta de momentos en la edificación con éste modelo. Para los otros tres modelos de ISE, se puede concluir que la influencia no es significativa ya que no altera el patrón de distribución de momentos y las variaciones que se producen son pequeñas, mostrando de nuevo una superposición de las curvas de momentos para los modelos sin variación de sección en los muros.

## **5. ANÁLISIS ECONÓMICO Y COMPARACIÓN ENTRE MODELOS**

En el presente capítulo se presenta una comparación porcentual entre los modelos diseñados con ISE y los que suponen empotramiento perfecto. En total se realizaron 11 diseños, 6 para la edificación con muros de sótano y 5 para la edificación sin muros de sótano. En todos los diseños se evaluaron cantidades de acero y concreto (excluyendo el refuerzo de los muros).

Se tuvieron los siguientes criterios de diseño:

### **5.1 CRITERIOS DE DISEÑO**

#### **5.1.1 Vigas**

Para el refuerzo longitudinal y transversal, se comparó la cuantía que proporciona el software de diseño (ETABS) con la mínima presente en la norma NSR – 10 y se tomó la mayor de las dos. Se realizó una hoja de Excel programada con los requisitos mínimos de la norma vigente que convierte el área transversal necesaria en volumen por medio de las estaciones de posición que realiza el software de diseño. Para tener en cuenta los ajustes en área transversal debido a los diámetros nominales de las barras de refuerzo y en longitud debido a traslapos y ganchos, se calibró el método propuesto con los resultados del despiece real. Para esto se utilizó el software de despiece DC-

CAD (ver anexo 1) y se tomaron las vigas de una placa tipo (piso 10). De esta calibración se obtuvo un factor de ajuste para acero transversal de 0.71 y para acero longitudinal de 1.59. Estos factores fueron aplicados de igual forma en todos los modelos con el fin de poder hacer una comparación porcentual entre ellos.

Para obtener el volumen de concreto de las vigas se tomó el peso total de la estructura y se calculó el de ésta sin las vigas, siendo la resta entre ellos el valor deseado. Este procedimiento se realizó con el fin de estandarizar el cálculo ya que la sección de placa y la de las columnas se dejaron fijas.

### **5.1.2 Columnas**

Para el refuerzo longitudinal se tomó la cuantía proporcionada por el software de diseño ya que en él se tiene en cuenta la misma cuantía mínima que exige la norma NSR – 10. El área transversal se convirtió en volumen dependiendo de las estaciones de posición que realiza el software de diseño. Este valor se ajustó a las dimensiones de las barras nominales por medio de un factor encontrado con el despiece real de las columnas realizado en el software DC-CAD (ver anexo 1). Se calculó un factor de ajuste de 1.76, el cual fue aplicado en todos los modelos de igual manera con el fin de poder llegar a comparaciones porcentuales.

Para el refuerzo transversal se ajustó la cuantía proporcionada por el software de diseño con los requisitos de la norma NSR – 10. Se calculó una longitud de estribos por cada sección transversal y la separación entre ellos cumpliendo los

requisitos de la norma vigente. El valor final se ajustó a las dimensiones de las barras nominales por medio de un factor encontrado con el despiece real de las columnas realizado en el software DC-CAD (ver anexo 1). Se calculó un factor de ajuste de 3.32, el cual fue aplicado en todos los modelos de igual manera con el fin de poder llegar a comparaciones porcentuales. El factor de ajuste para el refuerzo transversal es alto debido al requisito de confinamiento de la norma NSR – 10 que no fue tenido en cuenta en los cálculos iniciales.

### **5.1.3 Zapatas**

Se realizó un pre dimensionamiento del área de las zapatas con la carga de servicio de cada una y la capacidad portante del suelo de soporte. Se supuso un peralte de 0.80m con el fin de calcular el volumen de concreto.

Para calcular el refuerzo se supuso una cuantía promedio de 0.04 Ton/m<sup>2</sup> con base en distintos despieces de zapatas.

### **5.1.4 Placa**

Se propuso una placa tipo con una cuantía de concreto de 0.12 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> y una de acero de 0.01 Ton/m<sup>2</sup>.

### **5.1.5 Muros**

Debido al tiempo que consume el diseño del refuerzo de los muros y a la intención de analizar distintas variables que se creen más importantes para el desarrollo del proyecto, la variable que se tuvo en cuenta para éstos fue el volumen de concreto, ya que para controlar la deriva la sección transversal de estos varía.

## **5.2 CUANTIFICACIÓN DE MATERIALES**

En el anexo B se presenta un resumen de las cantidades de acero y concreto necesarias para cada uno de los modelos analizados.

### 5.3 COMPARACIÓN ENTRE MODELOS

Se presenta a continuación un cuadro resumen de la comparación entre modelos que incluye también los parámetros analizados en el capítulo anterior. Luego se presentan gráficas de comparación de los parámetros analizados en el presente capítulo:

#### 5.3.1 Modelos con sótanos

Tabla 25 Resumen comparación entre modelos con sótanos

Parámetro	Empotrado	Resortes K1	Resortes K2	Resortes K3	Resortes K4	Resortes K5
Periodo Fundamental [seg]:	3.09	3.14	3.15	3.17	3.20	3.32
Periodo 2 [seg]:	2.06	2.14	2.16	2.19	2.25	2.41
Periodo 3 [seg]:	1.90	1.92	1.92	1.93	1.93	1.94
Deriva Máx. Regular [cm]:	3.10	3.13	3.14	3.16	3.21	3.35
Deriva Máx. Total [cm]:	3.24	3.27	3.28	3.30	3.35	3.49
Cortante Basal X [%Peso]:	18.31	18.03	17.97	17.96	17.96	17.96
Cortante Basal Y [%Peso]:	22.12	21.75	21.67	21.52	21.24	20.50
Acero Longitudinal Vigas [Ton]:	131.40	131.21	131.16	130.98	130.72	130.65
Acero Transversal Vigas [Ton]:	27.83	27.58	27.53	27.42	27.25	27.22
Concreto Vigas Aprox. [m <sup>3</sup> ]:	1141.39	1140.71	1140.71	1140.10	1140.24	1139.08
Acero Longitudinal Columnas [Ton]:	79.90	79.85	79.83	79.82	79.80	79.77
Acero Transversal Columnas [Ton]:	56.15	56.15	56.15	56.15	56.15	56.15
Concreto Zapatas Aprox. [m <sup>3</sup> ]:	267.01	266.97	266.97	266.95	266.95	266.89

Tabla 26 Diferencias entre modelos con sótanos de ISE respecto al modelo empotrado

Parámetro	Diferencia K1 [%]	Diferencia K2 [%]	Diferencia K3 [%]	Diferencia K4 [%]	Diferencia K5 [%]
Periodo Fundamental [seg]:	1.56	1.90	2.50	3.64	7.28
Periodo 2 [seg]:	3.95	4.84	6.32	9.15	17.30
Periodo 3 [seg]:	1.03	1.17	1.37	1.62	2.04
Deriva Máx. Regular [cm]:	0.84	1.07	1.90	3.47	7.83
Deriva Máx. Total [cm]:	0.87	1.10	1.91	3.45	7.72
Cortante Basal X [%Peso]:	-1.53	-1.85	-1.88	-1.88	-1.88
Cortante Basal Y [%Peso]:	-1.66	-2.06	-2.72	-3.98	-7.32
Acero Longitudinal Vigas [Ton]:	-0.14	-0.18	-0.32	-0.52	-0.57
Acero Transversal Vigas [Ton]:	-0.90	-1.08	-1.47	-2.08	-2.19
Concreto Vigas Aprox. [m <sup>3</sup> ]:	-0.06	-0.06	-0.11	-0.10	-0.20
Acero Longitudinal Columnas [Ton]:	-0.06	-0.09	-0.10	-0.13	-0.16
Acero Transversal Columnas [Ton]:	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Concreto Zapatas Aprox. [m <sup>3</sup> ]:	-0.01	-0.01	-0.02	-0.02	-0.04

Figura 134 Comparación acero longitudinal vigas modelos con sótanos

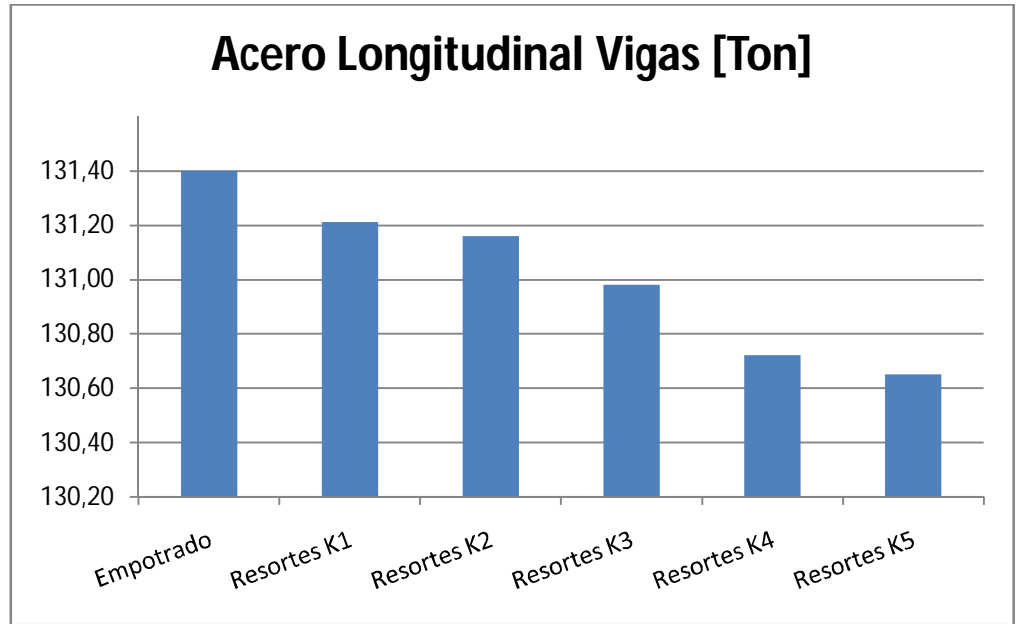


Figura 135 Comparación acero transversal vigas modelos con sótanos

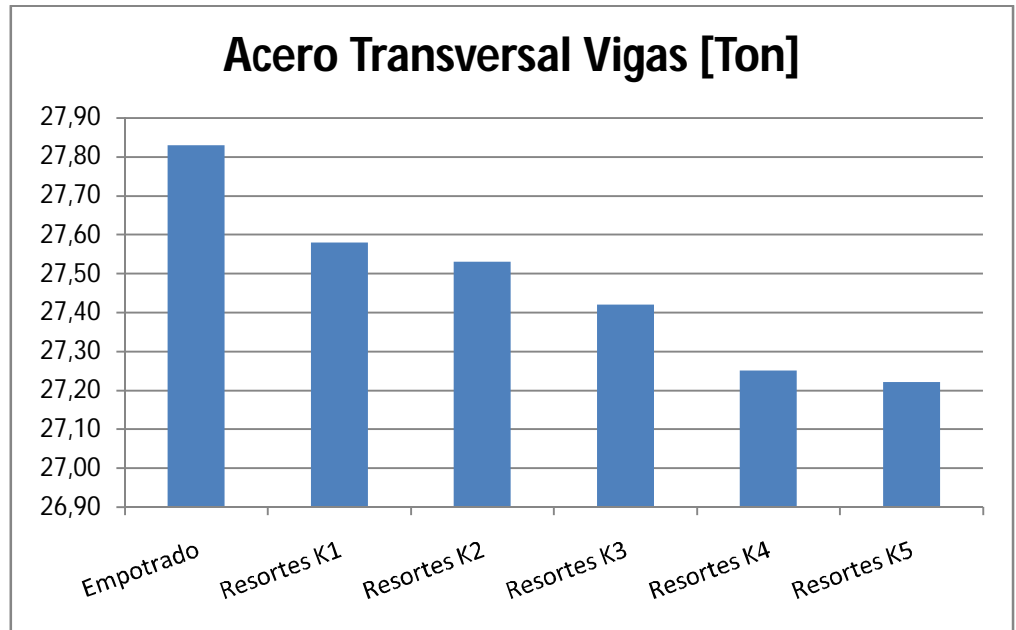


Figura 136 Comparación concreto vigas modelos con sótanos

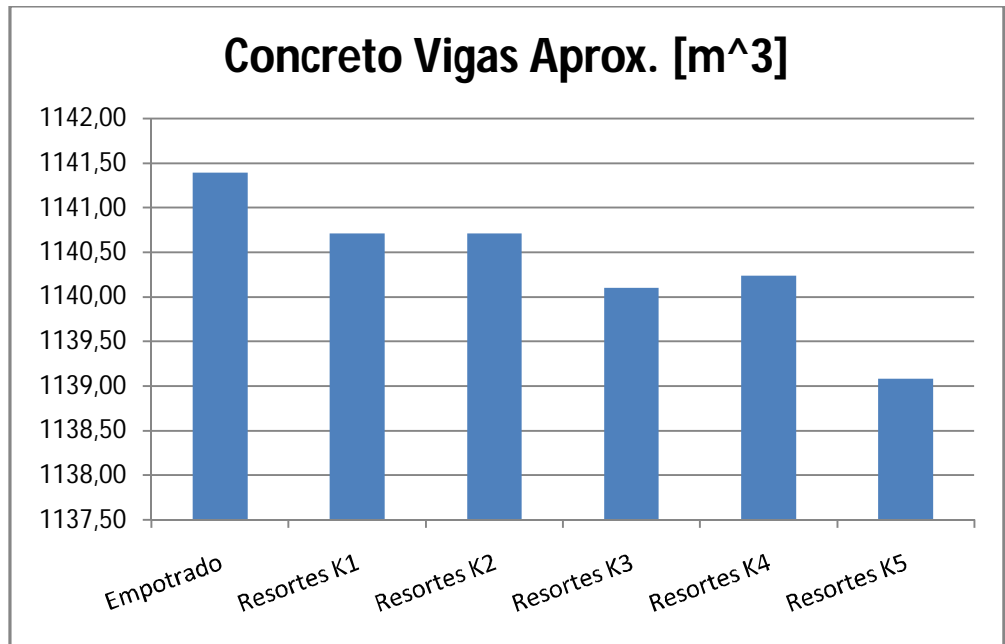


Figura 137 Comparación acero longitudinal columnas modelos con sótanos

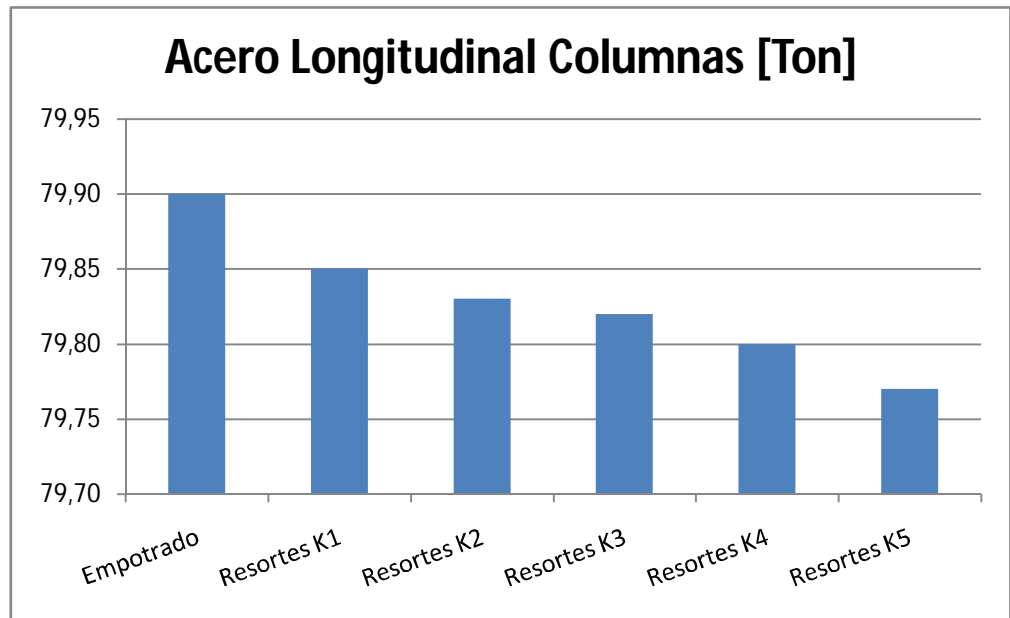


Figura 138 Comparación acero transversal columnas modelos con sótanos

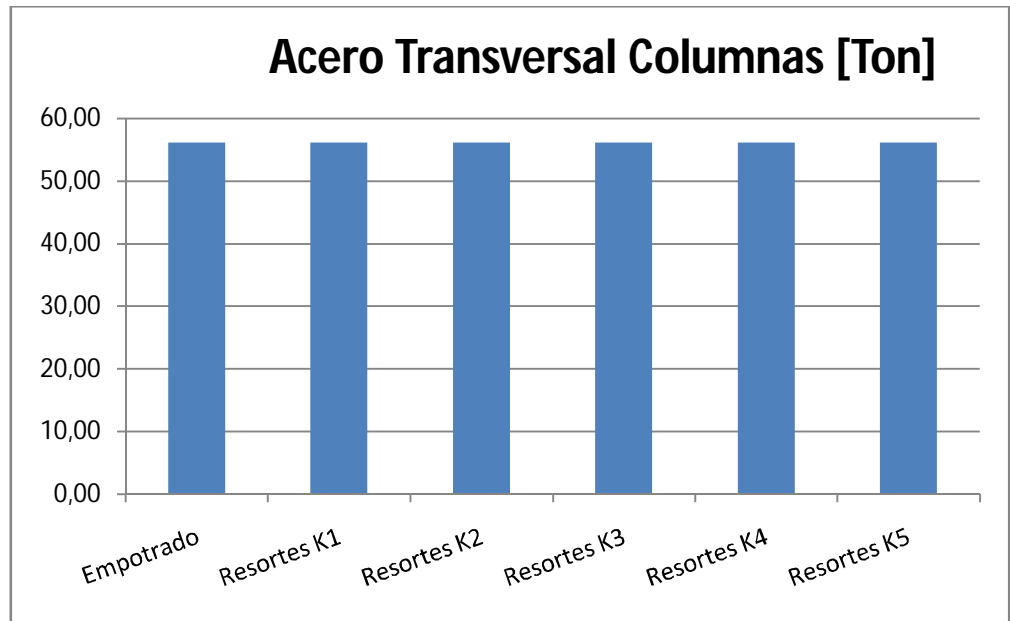
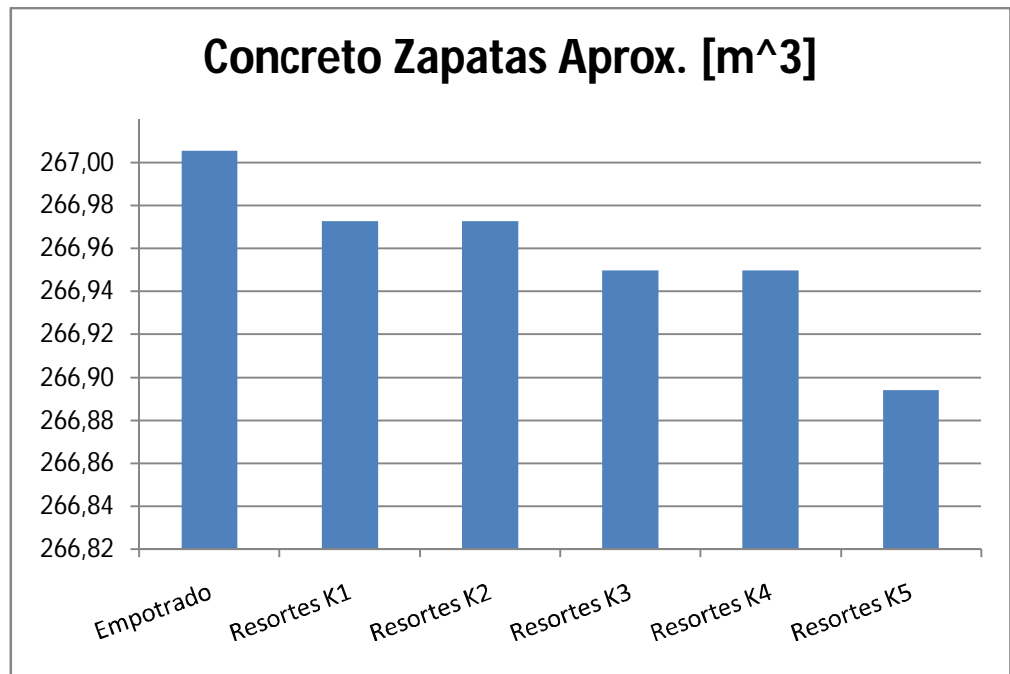


Figura 139 Comparación concreto zapatas modelos con sótanos



En las gráficas y tablas presentadas se puede ver que la influencia que tiene la consideración de la ISE en el proceso de diseño estructural es muy poca y en la práctica, nula. Las pocas diferencias que se presentan en cuanto a solicitaciones de carga son niveladas, en su mayoría, por las cuantías mínimas que exige como requisito la norma NSR – 10.

En cuanto a la influencia que tiene el valor del módulo de balastro en la cantidad de materiales necesarios para el desarrollo de la estructura se puede decir que, para este caso, no es significativa ya que una variación en dicho valor del orden del 2600% produce una disminución adicional en materiales específicos de tan solo el 0.3% en el mayor de los casos.

Para tener una idea más clara de la variación de volumen de concreto y acero, y saber cuánto representa ésta en el global de la estructura se presenta a continuación dicho análisis:

Tabla 27 Comparación global concreto modelos con sótanos

Concreto		
Modelo	Vol. [m <sup>3</sup> ]	Precio [millones]
Empotrado	3768.08	1179.41
K1	3767.37	1179.19
K2	3767.37	1179.19
K3	3766.74	1178.99
K4	3766.87	1179.03
K5	3765.66	1178.65
Diferencia [%]		
K1		-0.02
K2		-0.02
K3		-0.04
K4		-0.03
K5		-0.06

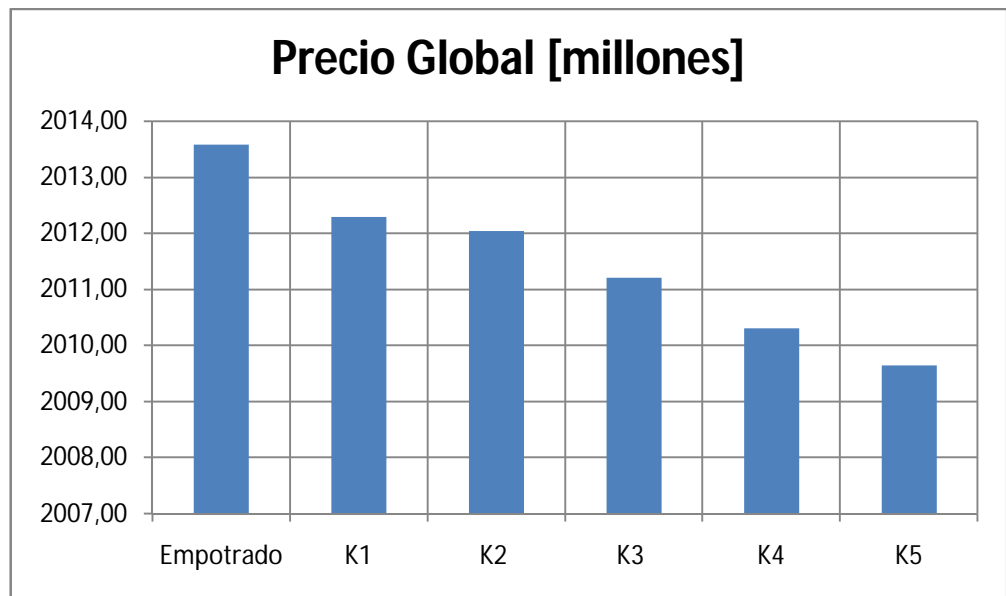
Tabla 28 Comparación global acero sin muros modelos con sótanos

Acero SIN Muros		
Modelo	Peso [Ton]	Precio [millones]
Empotrado	397.22	834.17
K1	396.71	833.10
K2	396.59	832.85
K3	396.29	832.22
K4	395.84	831.27
K5	395.71	831.00
Diferencia [%]		
K1		-0.13
K2		-0.16
K3		-0.23
K4		-0.35
K5		-0.38

Tabla 29 Comparación precio global modelos con sótanos

Precio Global	
Modelo	Precio [millones]
Empotrado	2013.58
K1	2012.29
K2	2012.03
K3	2011.20
K4	2010.30
K5	2009.65
Diferencia [%]	
K1	-0.06
K2	-0.08
K3	-0.12
K4	-0.16
K5	-0.20

Figura 140 Comparación precio total modelos con sótanos



Se puede entonces concluir que el costo de la estructura diseñada teniendo en cuenta la ISE, tiende a disminuir con el módulo de balastro del suelo de soporte pero su variación no es significativa ya que su posible reducción, en el mayor de los casos, llegaría a ser del 0.20% en comparación con la estructura diseñada con un modelo empotrado. Si además se tiene en cuenta el costo total de un proyecto y se obtiene la variación presentada anteriormente referenciada a dicho valor, se estaría hablando de una disminución del orden del 0.07%, tomando como promedio que el costo de la estructura oscila entre un 30% y un 35% del valor total del proyecto.

### 5.3.2 Modelos sin sótanos

Tabla 30 Resumen comparación entre modelos sin sótanos

Parámetro	Empotrado	Resortes K1	Resortes K2	Resortes K3	Resortes K4
Periodo Fundamental [seg]:	3.35	3.35	3.49	3.62	3.62
Periodo 2 [seg]:	2.35	2.35	2.70	2.81	3.09
Periodo 3 [seg]:	2.18	2.18	2.31	2.38	2.37
Deriva Máx. Regular [cm]:	3.34	3.17	3.27	3.45	3.20
Deriva Máx. Total [cm]:	3.48	3.32	3.43	3.62	3.39
Cortante Basal X [%Peso]:	17.96	17.96	17.96	17.96	17.96
Cortante Basal Y [%Peso]:	20.43	18.91	18.55	17.98	17.96
Acero Longitudinal Vigas [Ton]:	133.49	134.27	134.56	134.97	136.08
Acero Transversal Vigas [Ton]:	28.64	28.97	28.98	29.04	29.83
Concreto Vigas Aprox. [m <sup>3</sup> ]:	1135.48	1136.14	1136.36	1137.06	1139.08
Acero Longitudinal Columnas [Ton]:	79.86	79.68	79.68	79.69	79.71
Acero Transversal Columnas [Ton]:	56.15	56.15	56.15	56.15	56.15
Concreto Zapatas Aprox. [m <sup>3</sup> ]:	260.67	262.39	262.40	262.43	263.80

Tabla 31 Diferencias entre modelos sin sótanos de ISE respecto al modelo empotrado

Parámetro	Diferencia K1 [%]	Diferencia K2 [%]	Diferencia K3 [%]	Diferencia K4 [%]
Periodo Fundamental [seg]:	0.00	4.16	8.12	8.06
Periodo 2 [seg]:	0.00	14.90	19.99	31.65
Periodo 3 [seg]:	0.00	6.07	9.17	8.83
Deriva Máx. Regular [cm]:	-5.13	-2.10	3.25	-4.28
Deriva Máx. Total [cm]:	-4.72	-1.51	3.92	-2.78
Cortante Basal X [%Peso]:	0.00	0.00	0.00	0.00
Cortante Basal Y [%Peso]:	-7.43	-9.21	-11.99	-12.09
Acero Longitudinal Vigas [Ton]:	0.58	0.80	1.11	1.94
Acero Transversal Vigas [Ton]:	1.15	1.19	1.40	4.16
Concreto Vigas Aprox. [m <sup>3</sup> ]:	0.06	0.08	0.14	0.32
Acero Longitudinal Columnas [Ton]:	-0.23	-0.23	-0.21	-0.19
Acero Transversal Columnas [Ton]:	0.00	0.00	0.00	0.00
Concreto Zapatas Aprox. [m <sup>3</sup> ]:	0.66	0.66	0.68	1.20

Figura 141 Comparación acero longitudinal vigas modelos sin sótanos

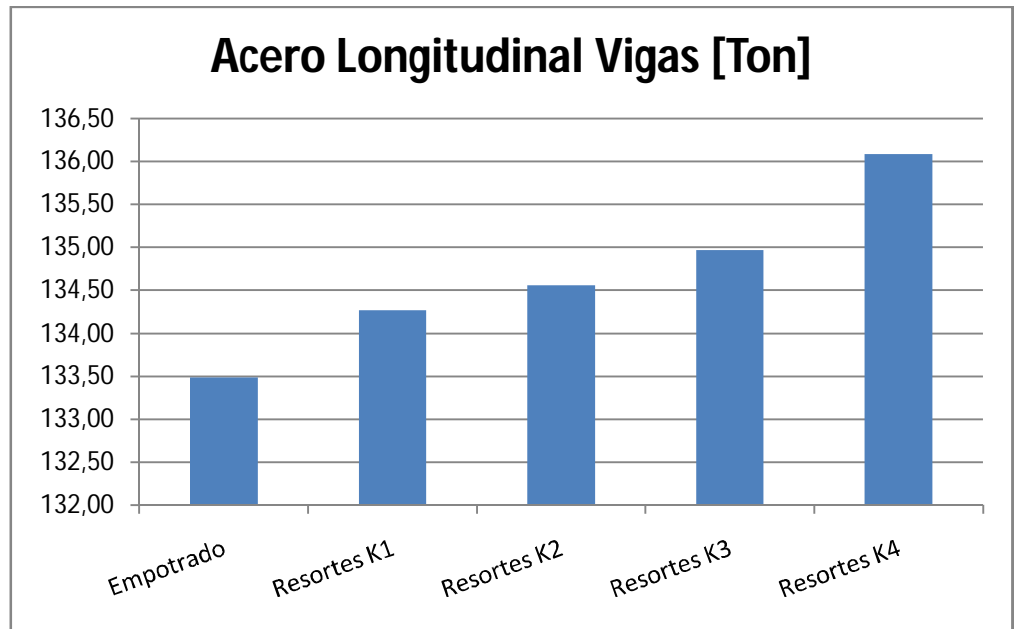


Figura 142 Comparación acero transversal vigas modelos sin sótanos

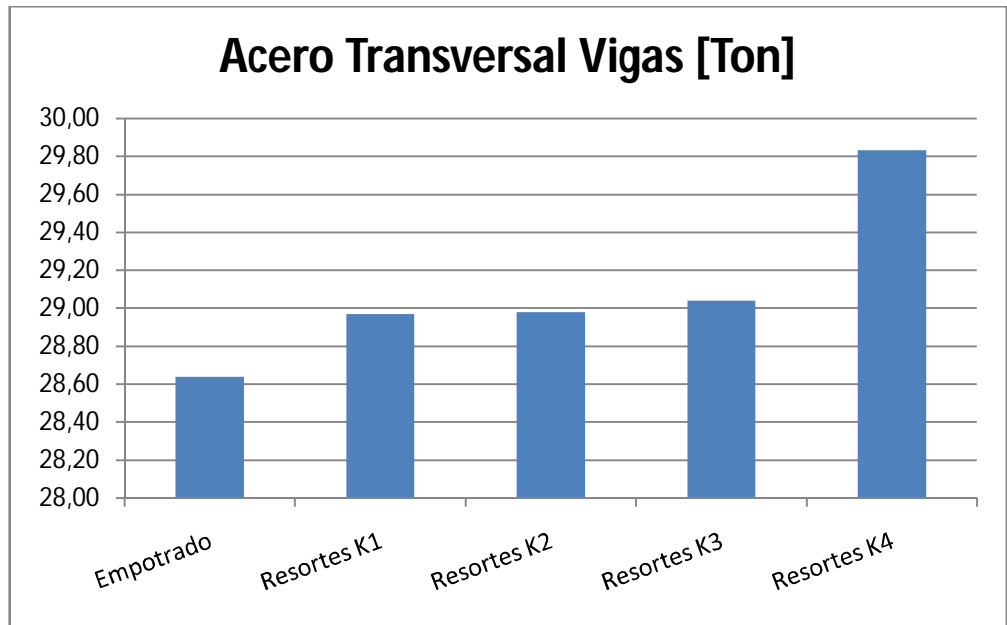


Figura 143 Comparación concreto vigas modelos sin sótanos

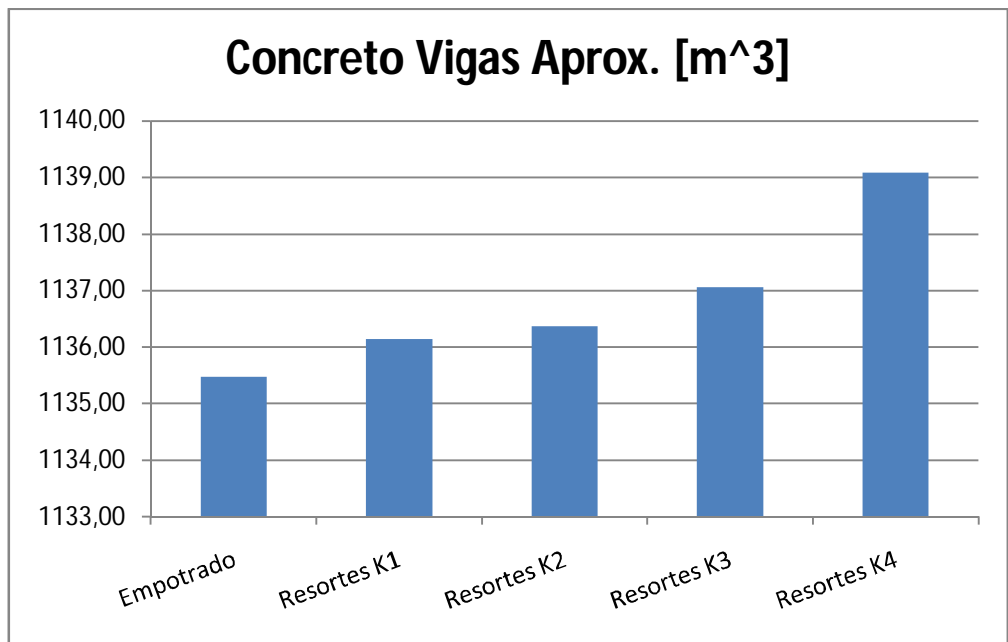


Figura 144 Comparación acero longitudinal columnas modelos sin sótanos

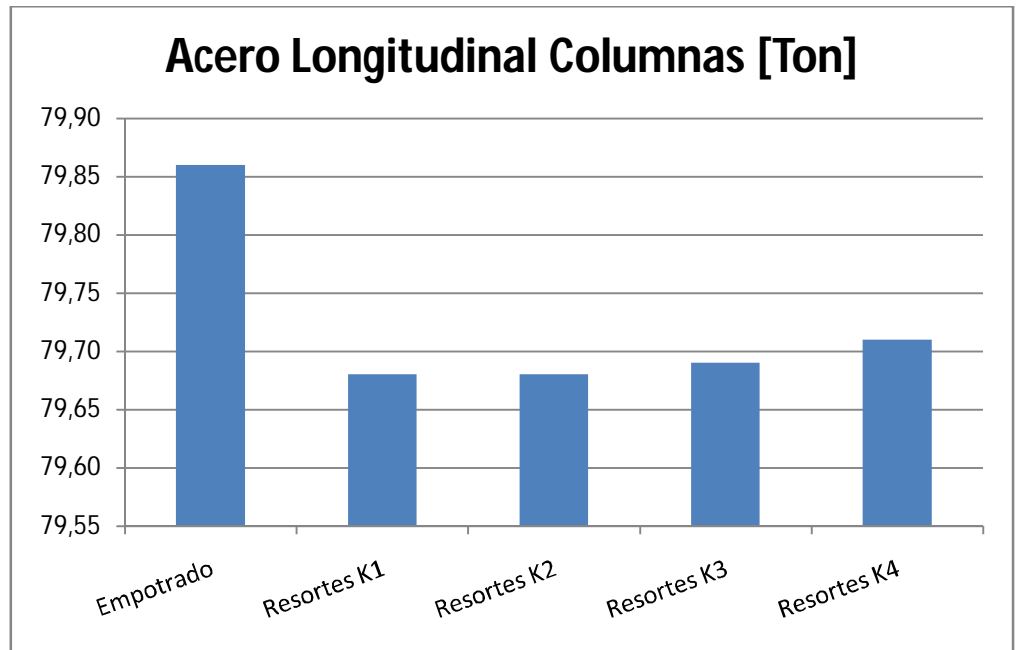


Figura 145 Comparación acero transversal columnas modelos sin sótanos

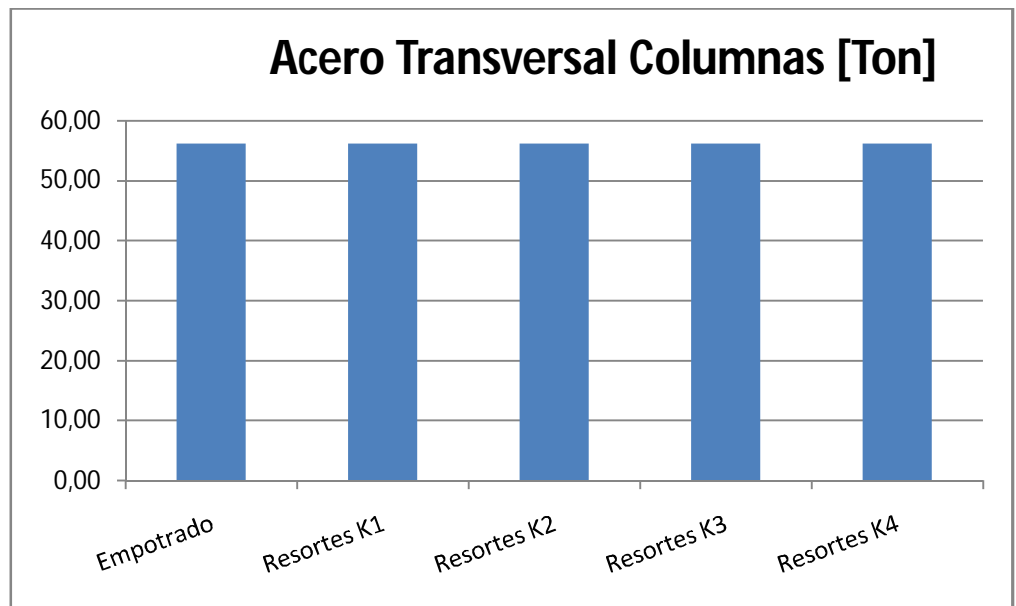
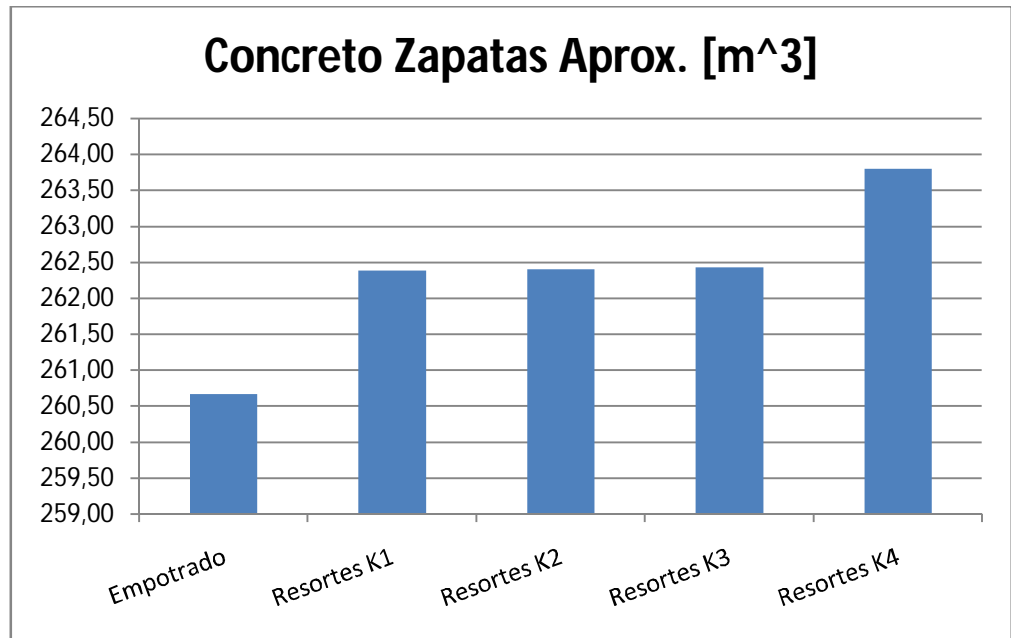


Figura 146 Comparación concreto zapatas modelos sin sótanos



En el caso de los modelos sin muros de sótano se puede decir que, para la edificación analizada, la influencia de considerar la ISE en el proceso de diseño no es significativa pero que en comparación con los modelos con sótanos varía considerablemente. Esta variación se produce ya que el diseño de los modelos sin sótanos está controlado por las derivas luego las secciones de los muros van aumentando cada vez más a medida que el módulo de balastro disminuye, produciendo un aumento en el costo total que anula la posible reducción por disminución de refuerzo; mientras que en el modelo con sótanos la deriva no controla el diseño debido a la reducción de ésta por la presencia de los muros perimetrales de los sótanos.

En cuanto a la influencia que tiene el valor del módulo de balastro en la cantidad de materiales necesarios para el desarrollo de la estructura se puede decir que, para este caso, no es significativa ya que una variación en dicho valor del orden del 450% produce un aumento adicional en materiales específicos de tan solo el 0.85% en el mayor de los casos.

Para tener una idea más clara de la variación de volumen de concreto y acero, y saber cuánto representa ésta en el global de la estructura se presenta a continuación dicho análisis:

Tabla 32 Comparación global concreto modelos sin sótanos

Concreto		
Modelo	Vol. [m <sup>3</sup> ]	Precio [millones]
Empotrado	3630.38	1136.31
K1	3667.76	1148.01
K2	3667.99	1148.08
K3	3668.72	1148.31
K4	3698.36	1157.59
Diferencia [%]		
K1	1.03	
K2	1.04	
K3	1.06	
K4	1.87	

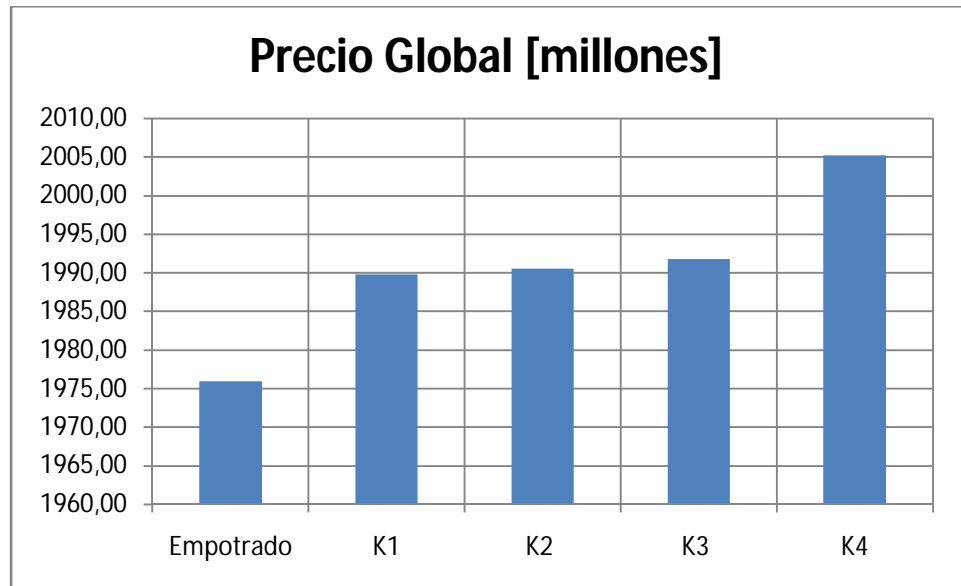
Tabla 33 Comparación global acero sin muros modelos sin sótanos

Acero SIN Muros		
Modelo	Peso [Ton]	Precio [millones]
Empotrado	399.85	839.69
K1	400.87	841.83
K2	401.17	842.46
K3	401.65	843.47
K4	403.64	847.64
Diferencia [%]		
K1	0.25	
K2	0.33	
K3	0.45	
K4	0.95	

Tabla 34 Comparación precio global modelos sin sótanos

Precio Global	
Modelo	Precio [millones]
Empotrado	1976.00
K1	1989.84
K2	1990.54
K3	1991.78
K4	2005.23
Diferencia [%]	
K1	0.70
K2	0.74
K3	0.80
K4	1.48

Figura 147 Comparación precio total modelos sin sótanos



Se puede entonces concluir que el costo de la estructura diseñada teniendo en cuenta la ISE, tiende a aumentar con la disminución del módulo de balastro del suelo de soporte pero su variación no es significativa ya que su posible aumento, en el mayor de los casos, llegaría a ser del 1.48% en comparación con la estructura diseñada con un modelo empotrado. Es importante hacer notar la diferencia en este aspecto entre los modelos sin y con sótanos ya que para el modelo analizado en esta sección el aumento es mucho mayor que la reducción del modelo que presenta muros perimetrales de sótano.

Si se tiene en cuenta el costo total de un proyecto y se obtiene la variación presentada anteriormente referenciada a dicho valor, se estaría hablando de un aumento del orden del 0.52%, tomando como promedio que el costo de la estructura oscila entre un 30% y un 35% del valor total del proyecto.

## 6. DISCUSIÓN PARA LAS CONCLUSIONES

- Los modelos expuestos de interacción suelo estructura presentan un alto grado de incertidumbre debido a los parámetros de los cuales dependen, incrementándose esta situación a medida que aumenta la complejidad del modelo como consecuencia del aumento en el número de variables que requieren. Aparte del anterior inconveniente, la consecución de los datos necesarios para una óptima caracterización del suelo de soporte que se va a modelar, es bastante compleja y depende en un alto porcentaje de la experiencia del ingeniero geotecnista, aumentando aún más la incertidumbre del modelo y haciendo casi imposible una estandarización del proceso. Luego es aconsejable comparar el esfuerzo, tiempo y dinero invertido para lograr diseñar una estructura teniendo en cuenta la ISE con el resultado que se va a obtener, teniendo en cuenta que el procedimiento de diseño con suposición de empotramiento perfecto ha dado resultados, hasta el momento, confiables y seguros. Lo que se puede pretender es llegar a un estudio profundo y detallado del comportamiento real de la interacción suelo – estructura que permita reducir la incertidumbre que se tiene, con el fin de llegar a disminuir los factores de seguridad tenidos en cuenta en el proceso de diseño. Esta situación sería bastante provechosa para el diseño estructural.
- La consecuencia que trae la consideración de la interacción suelo-estructura en el periodo de las estructuras con configuraciones geométricas y de rigidez similares a las expuestas, es un leve aumento en dicho parámetro.

En el caso en que se pueda comparar directamente este parámetro entre modelos que varíen únicamente el valor del módulo de reacción del suelo de soporte, se habla de un aumento de alrededor del 1.5% si se toma el coeficiente de balastro teórico y que llega a tener un aumento adicional del orden del 6% para el menor valor de dicho coeficiente dentro del rango propuesto por Bowles. Para los casos en que, por control de derivas, es necesario aumentar la rigidez de la estructura por medio de un aumento en las secciones transversales de muros, columnas o vigas, se puede decir que el periodo aumenta relativamente al considerar la ISE ya que al hacer más rígida la edificación teniendo coeficientes de balastro menores, su periodo permanece constante o presenta aumentos leves.

- Las derivas por piso de unas estructuras similares a las analizadas aumentan al disminuir el módulo de reacción del suelo. Para las edificaciones que tienen grandes cambios de rigidez debido a muros perimetrales de sótano, este aumento no es significativo presentándose en la mayoría de los casos, superposiciones en las curvas que definen las deformaciones por piso. Como consecuencia, en este tipo de estructuras no es necesario realizar cambios de rigidez para controlar la deriva. Para las edificaciones que no presentan cambios importantes de rigidez a través de su altura, el aumento en la deriva es significativo y pasa a ser éste parámetro determinante principal en el proceso de diseño. Por este motivo, es necesario aumentar la rigidez de la estructura a medida que se supone un valor de módulo de reacción del suelo menor.

- La variación en el cortante basal que se presenta como consecuencia de considerar la ISE para edificaciones similares a las analizadas en el presente texto, esta del orden de un -1.5% para valores teóricos del módulo de reacción del suelo en estructuras que presentan cambios de rigidez grandes a través de su altura debido al efecto de los muros de sótano. Se presenta una disminución adicional del orden del 6% para el menor valor del coeficiente de balastro propuesto por Bowles. Es importante aclarar que debido a los requisitos de la norma NSR – 10 en lo que se refiere al ajuste del cortante basal a la Fuerza Horizontal Equivalente, esta disminución se anula a medida que se pierde rigidez en el sistema suelo – estructura, ya que el cortante basal sobrepasa los límites inferiores admitidos por la norma vigente. Esta situación es la que se presenta, en términos generales, en las edificaciones que no presentan muros de sótano perimetrales ya que alcanzan más fácilmente el límite inferior en el cortante basal debido a su rigidez menor.
- En estructuras similares a las analizadas en este proyecto, el cortante por piso se ve afectado de mayor manera en las edificaciones que presentan muros perimetrales de sótanos, ya que la distribución de este presenta un patrón irregular en el modelo empotrado, debido a la redistribución del cortante por efectos del cambio súbito de rigidez proporcionado por los muros de sótano, que varía a medida que el coeficiente de balastro disminuye, llegando a cambiar por completo el patrón inicial de distribución de cortante por piso. Esta situación se da ya que se pierde esa rigidez que en el modelo empotrado presentaban los muros de sótano y por consiguiente, el fenómeno de redistribución que se producía. En las edificaciones que no presentan cambios bruscos de rigidez a través de su

altura, el cortante por piso tiende a disminuir con el valor del módulo de reacción del suelo aunque esta variación no es significativa.

- El comportamiento del momento por piso en las edificaciones con muros de sótano similares a las planteadas en este documento, presenta una redistribución en el nivel en que la rigidez de la estructura cambia, disminuyendo su valor desde este punto hacia abajo. La influencia que tiene el considerar la ISE en esta estructura se ve reflejada en una disminución en el valor del momento por piso con el coeficiente de balastro, aumentando cada vez más a medida que se aproxima a la base. Para los modelos que no presentan muros de sótano en la base, el comportamiento del momento por piso es teóricamente esperado y la consecuencia que tiene el considerar la ISE es una disminución de dicho parámetro, la cual toma valores máximos del orden del 13%. Vale la pena aclarar que esta variación se presenta solo en un caso, para los demás, la variación es menor del 10% luego es posible decir que la influencia del valor del módulo de reacción del suelo en la repuesta de momentos por piso no es significativa en los casos analizados.
- Uno de los resultados que puede llegar a influir más en el proceso de diseño fue el obtenido en la distribución de cargas de servicio en los nodos de base, sobre todo para edificaciones similares a las propuestas con muros perimetrales de sótano. Como resultado de considerar la ISE se presentan variaciones en la carga de servicio que llega a un nodo de base, del orden del 50% con el valor del coeficiente de balastro teórico en comparación con el modelo empotrado. Para los valores inferiores del módulo de reacción del suelo, dicha variación puede llegar a ser de alrededor del 110%, luego la influencia de éste parámetro en la redistribución de cargas de servicio es muy significativa. Por este motivo, se propone realizar una envolvente con

las cargas de servicio que llegan a los nodos, obtenidas por los dos modelos (empotrado y con ISE) y diseñar con ésta ya que no se sabe con certeza el comportamiento real de dicha distribución. Por otro lado, para las edificaciones que no presentan muros de sótano la redistribución de las cargas de servicio, debida a la consideración de la ISE, no es significativa ya que las variaciones presentes son menores al 10%. Con los resultados de estos modelos, se puede ver que la variación en la redistribución de las cargas de servicio aumenta a medida que crece la participación de los muros como componentes de la estructura ya que al aumentar las secciones de éstos para hacer cumplir los requisitos de derivas, dicha variación aumentó. Esto también explicaría la diferencia entre el modelo con muros de sótano y el modelo que no los presenta. Como resultado del análisis anterior, se aconseja estudiar la redistribución de las cargas de servicio en los nodos de base en edificaciones que tengan una participación importante de muros o pantallas en la composición de la estructura.

- En cuanto a los parámetros que son determinantes para el diseño de los muros, como la carga axial, el cortante y el momento, es necesario analizar los dos tipos de estructuras propuestos por aparte ya que presentan comportamientos diferentes. Para estructuras similares a las propuestas con muros perimetrales de sótano, la carga axial tiene una variación importante tanto en aumento como en disminución (dependiendo del caso) que responde al comportamiento presentando en la redistribución de cargas de servicio expuesto anteriormente. En cuanto al cortante, no es posible dar un juicio definitivo de su comportamiento en este tipo de estructuras ya que cuando la edificación cambia súbitamente el valor de su rigidez, dicho parámetro se redistribuye y presenta comportamientos totalmente

irregulares sin seguir un patrón determinado, imposibilitando de esta manera definir una relación directa entre el considerar la ISE y no hacerlo. Situación semejante ocurre en la respuesta de los muros a momento y en la variación que se produce al considerar la ISE. Por otro lado, las edificaciones que no presentan muros perimetrales de sótano tienen un comportamiento teóricamente esperado, variando un poco la carga axial al considerar la ISE. En cuanto al cortante, no es posible una comparación directa ya que en estos modelos fue necesario aumentar la sección de los muros para cumplir requisitos de deriva, situación que llevó a una variación en el patrón de comportamiento del parámetro analizado. Así no sea posible realizar una comparación directa entre estos modelos se puede ver una tendencia a la disminución del cortante con la reducción del módulo de balastro. Situación semejante se presenta en el análisis de momentos en los muros.

- La influencia que tiene la consideración de la ISE en el proceso de diseño estructural en lo que se refiere a costos para edificaciones similares a las propuestas en este documento, no es significativa y en la práctica nula. La diferencia que podría llegar a existir es menor que el porcentaje de imprevistos del proyecto. Por un lado se tiene la estructura que presenta muros perimetrales de sótano, en la cual se presenta una tendencia a la disminución en costos con la reducción del módulo de reacción del suelo. Esta variación es de tan solo un 0.07% del global de la estructura con un valor de coeficiente de balastro teórico y se aumenta a un 0.21% con el menor valor del rango propuesto por Bowles de dicho módulo. De igual forma, se puede ver que la influencia del valor del módulo de balastro no es significativa en el análisis económico para este tipo de estructuras. Para la edificación que no presenta muros perimetrales de sótano, los costos tienen

una variación opuesta al comportamiento anterior ya que tienden al alza a medida que decrece el valor del coeficiente de balastro. Esta situación se presenta debido a la necesidad que se tiene de aumentar algunas secciones de los elementos que componen la estructura con el fin de cumplir los requisitos de deriva. Se puede decir entonces que el diseño de este tipo de estructura está controlado por la deriva la cual hace que las posibles reducciones que se pudiesen presentar en el refuerzo, se absorban en el aumento de la cantidad de concreto al redimensionar las secciones transversales de muros, columnas y vigas. De igual forma, el aumento que se presenta no es significativo en este caso ya que llega a valores de 0.78% del global de la estructura con el valor teórico del módulo de reacción del suelo y se aumenta hasta el 1.63% con el menor valor tomado de dicho módulo. Como en la estructura anterior, se puede ver que la influencia del valor del módulo de balastro no es significativa en el análisis económico para este tipo de estructuras. Aparte de las variaciones tan pequeñas que se presentan, es conveniente considerar la influencia de éstas en el precio global del proyecto ya que si la estructura es, en promedio, entre el 30% y 35% del costo total, estas variaciones se vuelven aún menos significativas. Es posible afirmar que, para este caso, no es influyente económicamente desarrollar un diseño con la consideración de la ISE y puede llegar a ser más importante la inversión en tiempo y esfuerzo que un posible resultado satisfactorio.

## 7. CONCLUSIONES

- La aproximación al comportamiento real que se pretende conseguir con los modelos de ISE, se ve afectada y llega a ser poco confiable debido a la incertidumbre y fuentes de error presentes en la obtención de parámetros necesarios para desarrollar el modelo escogido.
- El periodo fundamental de la estructura no se ve afectado por la consideración de la ISE en ninguno de los dos tipos de edificación planteados ya que su variación, aunque tiende a aumentar con la disminución del coeficiente de balastro, es muy poca. Consecuentemente, el valor de dicho coeficiente no es influyente en este parámetro.
- En las edificaciones con muros de sótano, las derivas no son un factor determinante en el diseño al considerar la ISE aunque estas tiendan a aumentar con la disminución del módulo de reacción del suelo, ya que la rigidez proporcionada por los muros perimetrales las controlan. En cambio, en las edificaciones sin muros de sótano son un parámetro que determina el diseño ya que aumentan considerablemente con la reducción de dicho módulo.

- Las posibles reducciones que puede presentar el cortante basal al considerar la ISE se disminuyen y en algunos casos se anulan debido al ajuste requerido por la NSR – 10 a la Fuerza Horizontal Equivalente.
- Aunque el cortante por piso tiende a disminuir con el coeficiente de balastro, la influencia de la ISE se ve más marcada en el cambio del patrón de comportamiento de dicho parámetro.
- El momento por piso presenta una reducción en los niveles inferiores de las edificaciones con la disminución del módulo de reacción del suelo. Estas variaciones aunque no sean muy significativas, deberían tenerse en cuenta en el diseño.
- La distribución de cargas verticales en la base presenta variaciones muy importantes al considerar la ISE, llegando a duplicar o a reducir a la mitad la carga de servicio en algún nodo. Este fenómeno de redistribución de cargas se da primordialmente en edificaciones que tienen una significativa participación de muros en la estructura. En edificaciones sin muros de sótano, la variación no supera el 10% en aumento o reducción.
- En los parámetros que determinan el diseño de muros, al considerar la ISE presenta como consecuencias variaciones significativas en la carga axial. En cuanto al cortante y momento, hay variaciones en los niveles inferiores pero debido al patrón de comportamiento irregular de dichos parámetros, no se

puede dar un juicio único de la tendencia que se puede presentar. Se cree que estas variaciones en la práctica se reducen o anulan con el refuerzo mínimo requerido.

- Para las edificaciones analizadas, la consideración de la ISE no tiene ningún efecto económico en el diseño de la estructura y mucho menos en el costo global de un proyecto. Consecuentemente, una variación en el valor del coeficiente de balastro afecta muy poco el costo final de la estructura.

## 8. BIBLIOGRAFÍA

- BOWLES, Joseph E, RE., S.E. Foundation Analysis and Design. 5 ed. Peoria, Illinois: McGraw Hill, 1997. 1169 p.
- SEKHAR CHANDRA, Dutta, RANA, Roy. A critical review on idealization and modeling for interaction among soil–foundation–structure system. Howrah, West Bengal, India, 2002, 1579 – 1594 p. Artículo de investigación. Deemed University. Bengal Engineering College. Department of Applied Mechanics.
- ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA. Reglamento Colombiano de Construcción Sismoresistente: Título A, B, C y H. Bogotá: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010.
- ESTUDIO GEOTÉCNICO por Jaime Suarez Díaz, Director de Geotecnología Ltda. Bucaramanga, Agosto de 2009.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Reston, Virginia: Federal Emergency Management Agency, 2000. 4-1, 4-29: FEMA 356.

- DELGADO VARGAS, Manuel. Interacción Suelo – Estructura (Introducción a la interacción estática suelo – estructura de fundación). 4 ed. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería, 1998. 142 p.
- KURJAN NP, MANOJKUMAR NG. A new continuous model for soil-structure interaction. JStruct Eng2001;27(4):269-76.
- NOORZAEJ J. Non Linear soil-structure interaction in framed structures. Ph.D. Thesis, Civil Engineering Department, University of Roorkee, Roorkee, India. 1991.
- DESAI CS, PHAN HV, PERUMPRAL JV. Mechanics of three-dimensional soil-structure interaction. J Eng Mech Div ASCE 1982; 108(5):731-47.
- THOMAS HR, BENDANI K. Primary/secondary compression solution algorithm. J Comput Civ Eng 1988; 2(4): 380-97.
- ZONIFICACIÓN SISMOGEO TÉCNICA INDICATIVA DEL ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA por Ministerio de Minas y Energía, Instituto de Investigación e Información Geocientífica, Minero – Ambiental y Nuclear – INGEOMINAS. Bogotá, Junio de 2001.

- KAUSEL, Eduardo. Early History of Soil – Structure Interaction. Cambridge, MA, USA, 2009. Artículo de Investigación. Massachusetts Institute of Technology, Department of Civil and Environmental Engineering.
- ZEEVAERT, Leonardo. Interacción Suelo – Estructura, Estática y Sísmica de Cimentaciones Monolíticas Superficiales. VI SEMINARIO DE MECÁNICA DE SUELOS INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA (6° : 1980 : Caracas, Venezuela).
- ELNASHAI, Amr S, DI SARNO, Luigi. Fundamentals of Earthquake Engineering. 1 ed. Chichester, West Sussex, UK: John Wiley & Sons, Ltd, 2008. 347 p.
- ZEKOS D.P., BRAY J.D., & KIUREGHIAN A.D., (2004). “Reliability of shallow foundation design using the standard penetration test”. Proceedings ISC=2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Viana da Fonseca y Mayne (eds).
- SPAGNOLI, Giovanni (2006). “An empirical correlation between different dynamic penetrometers”. Marine Geotechnics, Bremen, Alemania. EJEE vol 13, pp12.



## ANEXOS

### ANEXO A: Resumen de Despiece para Vigas y Columnas

- Vigas (Planta 10)

Figura 148 Despiece de vigas planta tipo 10

### DLNET TESIS UIS RESUMEN PEDIDO COMPLETO

#### RESUMEN DE PESOS DOBLADORA

DIAMETRO	Fy (Mpa)	LONGITUD (m)	PESO (Kg)
#3	420	2.351.2	1316.69
#5	420	719.3	1116.28
#6	420	553.5	1237.07
#7	420	528.3	1606.94
#8	420	578.3	2297.39
TOTAL DOBLADORA			7574.37

**PESO TOTAL DEL PEDIDO = 7574.37 Kg**

- Columnas

Figura 149 Despiece global de columnas

**DLNET TESIS UIS  
RESUMEN PEDIDO COMPLETO**

**RESUMEN DE PESOS DOBLADORA**

DIAMETRO	Fy (Mpa)	LONGITUD (m)	PESO (Kg)
#3	420	99.845.2	55913.34
#4	420	2.916.5	2899.00
#5	420	600.0	931.20
#6	420	8.260.0	18461.10
#7	420	5.885.5	17903.69
#8	420	3.778.5	15011.98
#10	420	4.055.5	25971.42
<b>TOTAL DOBLADORA</b>			<b>137091.73</b>

**PESO TOTAL DEL PEDIDO = 137091.73 Kg**

## ANEXO B: Cuantificación de Materiales

### MODELOS CON SÓTANOS

#### Empotrado

- Vigas:

Volumen de vigas: 1141.39  $m^3$

Tabla 35 Acero longitudinal vigas modelo empotrado con sótanos

Volumen Acero Longitudinal Total [cm <sup>3</sup> ]:	16845797.46
Volumen Acero Longitudinal Total [m <sup>3</sup> ]:	16.85
Peso Acero Longitudinal Total [Ton]:	131.40
Precio Aprox. [millones de pesos]	275.93

Tabla 36 Acero transversal vigas modelo empotrado con sótanos

Volumen Acero Transversal Total [cm <sup>3</sup> ]:	3567857.93
Volumen Acero Transversal Total [m <sup>3</sup> ]:	3.57
Peso Acero Transversal Total [Ton]:	27.83
Precio Aprox. [millones de pesos]	58.44

- Columnas:

Tabla 37 Acero longitudinal columnas modelo empotrado con sótanos

Volumen Acero Longitudinal Total [cm <sup>3</sup> ):	10244011.99
Volumen Acero Longitudinal Total [m <sup>3</sup> ):	10.24
Peso Acero Longitudinal Total [Ton]:	79.90
Precio Aprox. [millones de pesos]	167.80

Tabla 38 Acero transversal columnas modelo empotrado con sótanos

Volumen Acero Transversal Total [cm <sup>3</sup> ):	7199218.18
Volumen Acero Transversal Total [m <sup>3</sup> ):	7.20
Peso Acero Transversal Total [Ton]:	56.15
Precio Aprox. [millones de pesos]	117.92

- Zapatas:

Tabla 39 Volumen de concreto zapatas modelo empotrado con sótanos

Zapata	Carga de Servicio [Ton]	Longitud [m]	A = P/qa [m <sup>2</sup> ]	B [m]	B Construcción [m]	Volumen (con H=80cm) [m <sup>3</sup> ]
1 a 3	1442.21	19.50	36.24	1.86	1.90	28.99
1 a 16	3150.74	18.70	79.16	4.23	4.30	63.33
3 a 18	2783.74	18.70	69.94	3.74	3.80	55.95
16 a 18	2004.92	19.50	50.37	2.58	2.60	40.30
Ascensor y Rampa	2725.30		68.47	8.27	8.30	54.78
14	1176.60		29.56	5.44	5.50	23.65

Volumen Total [m <sup>3</sup> ]:	267.01
----------------------------------	--------

## Resortes K1

- Vigas:

Volumen de vigas: 1140.71 m<sup>3</sup>

Tabla 40 Acero longitudinal vigas modelo de resortes K1 con sótanos

Volumen Acero Longitudinal Total [cm <sup>3</sup> ]:	16821295.83
Volumen Acero Longitudinal Total [m <sup>3</sup> ]:	16.82
Peso Acero Longitudinal Total [Ton]:	131.21
Precio Aprox. [millones de pesos]	275.53

Tabla 41 Acero transversal vigas modelo de resortes K1 con sótanos

Volumen Acero Transversal Total [cm <sup>3</sup> ]:	3535490.34
Volumen Acero Transversal Total [m <sup>3</sup> ]:	3.54
Peso Acero Transversal Total [Ton]:	27.58
Precio Aprox. [millones de pesos]	57.91

- Columnas:

Tabla 42 Acero longitudinal columnas modelo de resortes K1 con sótanos

Volumen Acero Longitudinal Total [cm <sup>3</sup> ):	10236669.44
Volumen Acero Longitudinal Total [m <sup>3</sup> ):	10.24
Peso Acero Longitudinal Total [Ton]:	79.85
Precio Aprox. [millones de pesos]	167.68

Tabla 43 Acero transversal columnas modelo de resortes K1 con sótanos

Volumen Acero Transversal Total [cm <sup>3</sup> ):	7199218.18
Volumen Acero Transversal Total [m <sup>3</sup> ):	7.20
Peso Acero Transversal Total [Ton]:	56.15
Precio Aprox. [millones de pesos]	117.92

- Zapatas:

Tabla 44 Volumen de concreto zapatas modelo de resortes K1 con sótanos

Zapata	Carga de Servicio [Ton]	Longitud [m]	A = P/qa [m <sup>2</sup> ]	B [m]	B Construcción [m]	Volumen (con H=80cm) [m <sup>3</sup> ]
1 a 3	1791.12	19.50	45.00	2.31	2.40	36.00
1 a 16	3050.08	18.70	76.64	4.10	4.10	61.31
3 a 18	2554.01	18.70	64.17	3.43	3.50	51.34
16 a 18	1799.61	19.50	45.22	2.32	2.40	36.17
Ascensor y Rampa	2915.93		73.26	8.56	8.60	58.61
14	1171.13		29.43	5.42	5.50	23.54

Volumen Total [m <sup>3</sup> ]:	266.97
----------------------------------	--------

## Resortes K2

- Vigas:

Volumen de vigas: 1140.71 m<sup>3</sup>

Tabla 45 Acero longitudinal vigas modelo de resortes K2 con sótanos

Volumen Acero Longitudinal Total [cm <sup>3</sup> ):	16814882.37
Volumen Acero Longitudinal Total [m <sup>3</sup> ):	16.81
Peso Acero Longitudinal Total [Ton]:	131.16
Precio Aprox. [millones de pesos]	275.43

Tabla 46 Acero transversal vigas modelo de resortes K2 con sótanos

Volumen Acero Transversal Total [cm <sup>3</sup> ):	3529218.97
Volumen Acero Transversal Total [m <sup>3</sup> ):	3.53
Peso Acero Transversal Total [Ton]:	27.53
Precio Aprox. [millones de pesos]	57.81

- Columnas:

Tabla 47 Acero longitudinal columnas modelo de resortes K2 con sótanos

Volumen Acero Longitudinal Total [cm <sup>3</sup> ):	10235229.77
Volumen Acero Longitudinal Total [m <sup>3</sup> ):	10.24
Peso Acero Longitudinal Total [Ton]:	79.83
Precio Aprox. [millones de pesos]	167.65

Tabla 48 Acero transversal columnas modelo de resortes K2 con sótanos

Volumen Acero Transversal Total [cm <sup>3</sup> ):	7199218.18
Volumen Acero Transversal Total [m <sup>3</sup> ):	7.20
Peso Acero Transversal Total [Ton]:	56.15
Precio Aprox. [millones de pesos]	117.92

- Zapatas:

Tabla 49 Volumen de concreto zapatas modelo de resortes K2 con sótanos

Zapata	Carga de Servicio [Ton]	Longitud [m]	A = P/qa [m <sup>2</sup> ]	B [m]	B Construcción [m]	Volumen (con H=80cm) [m <sup>3</sup> ]
1 a 3	1827.17	19.50	45.91	2.35	2.40	36.73
1 a 16	3037.91	18.70	76.33	4.08	4.10	61.06
3 a 18	2535.57	18.70	63.71	3.41	3.50	50.97
16 a 18	1794.26	19.50	45.08	2.31	2.40	36.07
Ascensor y Rampa	2918.00		73.32	8.56	8.60	58.65
14	1168.97		29.37	5.42	5.50	23.50

Volumen Total [m <sup>3</sup> ]:	266.97
----------------------------------	--------

### Resortes K3

- Vigas:

Volumen de vigas: 1140.10 m<sup>3</sup>

Tabla 50 Acero longitudinal vigas modelo de resortes K3 con sótanos

Volumen Acero Longitudinal Total [cm <sup>3</sup> ):	16792824.97
Volumen Acero Longitudinal Total [m <sup>3</sup> ):	16.79
Peso Acero Longitudinal Total [Ton]:	130.98
Precio Aprox. [millones de pesos]	275.07

Tabla 51 Acero transversal vigas modelo de resortes K3 con sótanos

Volumen Acero Transversal Total [cm <sup>3</sup> ):	3515090.68
Volumen Acero Transversal Total [m <sup>3</sup> ):	3.52
Peso Acero Transversal Total [Ton]:	27.42
Precio Aprox. [millones de pesos]	57.58

- Columnas:

Tabla 52 Acero longitudinal columnas modelo de resortes K3 con sótanos

Volumen Acero Longitudinal Total [cm <sup>3</sup> ):	10232994.79
Volumen Acero Longitudinal Total [m <sup>3</sup> ):	10.23
Peso Acero Longitudinal Total [Ton]:	79.82
Precio Aprox. [millones de pesos]	167.62

Tabla 53 Acero transversal columnas modelo de resortes K3 con sótanos

Volumen Acero Transversal Total [cm <sup>3</sup> ):	7199218.18
Volumen Acero Transversal Total [m <sup>3</sup> ):	7.20
Peso Acero Transversal Total [Ton]:	56.15
Precio Aprox. [millones de pesos]	117.92

- Zapatas:

Tabla 54 Volumen de concreto zapatas modelo de resortes K3 con sótanos

Zapata	Carga de Servicio [Ton]	Longitud [m]	A = P/qa [m <sup>2</sup> ]	B [m]	B Construcción [m]	Volumen (con H=80cm) [m <sup>3</sup> ]
1 a 3	1874.75	19.50	47.10	2.4 2	2.50	37.68
1 a 16	3018.40	18.70	75.84	4.0 6	4.10	60.67
3 a 18	2513.83	18.70	63.16	3.3 8	3.40	50.53
16 a 18	1795.95	19.50	45.12	2.3 1	2.40	36.10
Ascensor y Rampa	2913.09		73.19	8.5 6	8.60	58.55
14	1164.73		29.26	5.4 1	5.50	23.41

Volumen Total [m <sup>3</sup> ]:	266.95
----------------------------------	--------

## Resortes K4

- Vigas:

Volumen de vigas: 1140.24 m<sup>3</sup>

Tabla 55 Acero longitudinal vigas modelo de resortes K4 con sótanos

Volumen Acero Longitudinal Total [cm <sup>3</sup> ):	16758826.49
Volumen Acero Longitudinal Total [m <sup>3</sup> ):	16.76
Peso Acero Longitudinal Total [Ton]:	130.72
Precio Aprox. [millones de pesos]	274.51

Tabla 56 Acero transversal vigas modelo de resortes K4 con sótanos

Volumen Acero Transversal Total [cm <sup>3</sup> ):	3493894.84
Volumen Acero Transversal Total [m <sup>3</sup> ):	3.49
Peso Acero Transversal Total [Ton]:	27.25
Precio Aprox. [millones de pesos]	57.23

- Columnas:

Tabla 57 Acero longitudinal columnas modelo de resortes K4 con sótanos

Volumen Acero Longitudinal Total [cm <sup>3</sup> ):	10230639.39
Volumen Acero Longitudinal Total [m <sup>3</sup> ):	10.23
Peso Acero Longitudinal Total [Ton]:	79.80
Precio Aprox. [millones de pesos]	167.58

Tabla 58 Acero transversal columnas modelo de resortes K4 con sótanos

Volumen Acero Transversal Total [cm <sup>3</sup> ):	7199218.18
Volumen Acero Transversal Total [m <sup>3</sup> ):	7.20
Peso Acero Transversal Total [Ton]:	56.15
Precio Aprox. [millones de pesos]	117.92

- Zapatas:

Tabla 59 Volumen de concreto zapatas modelo de resortes K4 con sótanos

Zapata	Carga de Servicio [Ton]	Longitud [m]	A = P/qa [m <sup>2</sup> ]	B [m]	B Construcción [m]	Volumen (con H=80cm) [m <sup>3</sup> ]
1 a 3	1944.00	19.50	48.84	2.50	2.60	39.08
1 a 16	2982.45	18.70	74.94	4.01	4.10	59.95
3 a 18	2490.86	18.70	62.58	3.35	3.40	50.07
16 a 18	1819.13	19.50	45.71	2.34	2.40	36.57
Ascensor y Rampa	2887.82		72.56	8.52	8.60	58.05
14	1156.48		29.06	5.39	5.40	23.25

Volumen Total [m <sup>3</sup> ]:	266.95
----------------------------------	--------

## Resortes K5

- Vigas:

Volumen de vigas: 1139.08 m<sup>3</sup>

Tabla 60 Acero longitudinal vigas modelo de resortes K5 con sótanos

Volumen Acero Longitudinal Total [cm <sup>3</sup> ):	16750501.01
Volumen Acero Longitudinal Total [m <sup>3</sup> ):	16.75
Peso Acero Longitudinal Total [Ton]:	130.65
Precio Aprox. [millones de pesos]	274.37

Tabla 61 Acero transversal vigas modelo de resortes K5 con sótanos

Volumen Acero Transversal Total [cm <sup>3</sup> ):	3490142.28
Volumen Acero Transversal Total [m <sup>3</sup> ):	3.49
Peso Acero Transversal Total [Ton]:	27.22
Precio Aprox. [millones de pesos]	57.17

- Columnas:

Tabla 62 Acero longitudinal columnas modelo de resortes K5 con sótanos

Volumen Acero Longitudinal Total [cm <sup>3</sup> ):	10227525.26
Volumen Acero Longitudinal Total [m <sup>3</sup> ):	10.23
Peso Acero Longitudinal Total [Ton]:	79.77
Precio Aprox. [millones de pesos]	167.53

Tabla 63 Acero transversal columnas modelo de resortes K5 con sótanos

Volumen Acero Transversal Total [cm <sup>3</sup> ):	7199218.18
Volumen Acero Transversal Total [m <sup>3</sup> ):	7.20
Peso Acero Transversal Total [Ton]:	56.15
Precio Aprox. [millones de pesos]	117.92

- Zapatas:

Tabla 64 Volumen de concreto zapatas modelo de resortes K5 con sótanos

Zapata	Carga de Servicio [Ton]	Longitud [m]	A = P/qa [m <sup>2</sup> ]	B [m]	B Construcción [m]	Volumen (con H=80cm) [m <sup>3</sup> ]
1 a 3	2080.18	19.50	52.27	2.68	2.70	41.81
1 a 16	2877.00	18.70	72.29	3.87	3.90	57.83
3 a 18	2489.33	18.70	62.55	3.34	3.40	50.04
16 a 18	1945.72	19.50	48.89	2.51	2.60	39.11
Ascensor y Rampa	2749.87		69.09	8.31	8.40	55.27
14	1135.87		28.54	5.34	5.40	22.83

Volumen Total [m <sup>3</sup> ]:	266.89
----------------------------------	--------

## MODELOS SIN SÓTANOS

### Empotrado

- Vigas:

Volumen de vigas: 1135.48 m<sup>3</sup>

Tabla 65 Acero longitudinal vigas modelo empotrado sin sótanos

Volumen Acero Longitudinal Total [cm <sup>3</sup> ):	17113822.94
Volumen Acero Longitudinal Total [m <sup>3</sup> ):	17.11
Peso Acero Longitudinal Total [Ton]:	133.49
Precio Aprox. [millones de pesos]	280.32

Tabla 66 Acero transversal vigas modelo empotrado sin sótanos

Volumen Acero Transversal Total [cm <sup>3</sup> ):	3672383.42
Volumen Acero Transversal Total [m <sup>3</sup> ):	3.67
Peso Acero Transversal Total [Ton]:	28.64
Precio Aprox. [millones de pesos]	60.15

- Columnas:

Tabla 67 Acero longitudinal columnas modelo empotrado sin sótanos

Volumen Acero Longitudinal Total [cm <sup>3</sup> ):	10238787.48
Volumen Acero Longitudinal Total [m <sup>3</sup> ):	10.24
Peso Acero Longitudinal Total [Ton]:	79.86
Precio Aprox. [millones de pesos]	167.71

Tabla 68 Acero transversal columnas modelo empotrado sin sótanos

Volumen Acero Transversal Total [cm <sup>3</sup> ):	7199218.18
Volumen Acero Transversal Total [m <sup>3</sup> ):	7.20
Peso Acero Transversal Total [Ton]:	56.15
Precio Aprox. [millones de pesos]	117.92

- Zapatas:

Tabla 69 Volumen de concreto zapatas modelo empotrado sin sótanos

Zapata	Carga de Servicio [Ton]	Longitud [m]	A = P/qa [m <sup>2</sup> ]	B [m]	B Construcción [m]	Volumen (con H=80cm) [m <sup>3</sup> ]
1	767.77		19.29	4.39	4.40	15.43
4	550.25		13.83	3.72	3.80	11.06
21	506.19		12.72	3.57	3.60	10.17
24	433.24		10.89	3.30	3.30	8.71
5	184.46		4.63	2.15	2.20	3.71
Ascensor	2828.81		71.08	8.43	8.50	56.86
10 a 20	2267.02	9.00	56.96	6.33	6.40	45.57
6 a 18	2400.03	9.00	60.30	6.70	6.80	48.24
2 a 3	1180.44	5.50	29.66	5.39	5.40	23.73
19 a 23	1850.01		46.48	6.82	6.90	37.19

Volumen Total [m <sup>3</sup> ]:	260.67
----------------------------------	--------

## Resortes K1

- Vigas:

Volumen de vigas: 1136.14 m<sup>3</sup>

Tabla 70 Acero longitudinal vigas modelo de resortes K1 sin sótanos

Volumen Acero Longitudinal Total [cm <sup>3</sup> ):	17214586.60
Volumen Acero Longitudinal Total [m <sup>3</sup> ):	17.21
Peso Acero Longitudinal Total [Ton]:	134.27
Precio Aprox. [millones de pesos]	281.97

Tabla 71 Acero transversal vigas modelo de resortes K1 sin sótanos

Volumen Acero Transversal Total [cm <sup>3</sup> ):	3714193.12
Volumen Acero Transversal Total [m <sup>3</sup> ):	3.71
Peso Acero Transversal Total [Ton]:	28.97
Precio Aprox. [millones de pesos]	60.84

- Columnas:

Tabla 72 Acero longitudinal columnas modelo de resortes K1 sin sótanos

Volumen Acero Longitudinal Total [cm <sup>3</sup> ):	10215785.09
Volumen Acero Longitudinal Total [m <sup>3</sup> ):	10.22
Peso Acero Longitudinal Total [Ton]:	79.68
Precio Aprox. [millones de pesos]	167.33

Tabla 73 Acero transversal columnas modelo de resortes K1 sin sótanos

Volumen Acero Transversal Total [cm <sup>3</sup> ):	7199218.18
Volumen Acero Transversal Total [m <sup>3</sup> ):	7.20
Peso Acero Transversal Total [Ton]:	56.15
Precio Aprox. [millones de pesos]	117.92

- Zapatas:

Tabla 74 Volumen de concreto zapatas modelo de resortes K1 sin sótanos

Zapata	Carga de Servicio [Ton]	Longitud [m]	A = P/qa [m <sup>2</sup> ]	B [m]	B Construcción [m]	Volumen (con H=80cm) [m <sup>3</sup> ]
1	769.04		19.32	4.40	4.40	15.46
4	525.36		13.20	3.63	3.70	10.56
21	506.69		12.73	3.57	3.60	10.18
24	424.24		10.66	3.26	3.30	8.53
5	184.65		4.64	2.15	2.20	3.71
Ascensor	2827.02		71.03	8.43	8.50	56.82
10 a 20	2245.02	9.00	56.41	6.27	6.30	45.13
6 a 18	2401.12	9.00	60.33	6.70	6.80	48.26
2 a 3	1256.28	5.50	31.56	5.74	5.80	25.25
19 a 23	1914.46		48.10	6.94	7.00	38.48

Volumen Total [m <sup>3</sup> ]:	262.39
----------------------------------	--------

## Resortes K2

- Vigas:

Volumen de vigas: 1136.36 m<sup>3</sup>

Tabla 75 Acero longitudinal vigas modelo de resortes K2 sin sótanos

Volumen Acero Longitudinal Total [cm <sup>3</sup> ):	17251759.76
Volumen Acero Longitudinal Total [m <sup>3</sup> ):	17.25
Peso Acero Longitudinal Total [Ton]:	134.56
Precio Aprox. [millones de pesos]	282.58

Tabla 76 Acero transversal vigas modelo de resortes K2 sin sótanos

Volumen Acero Transversal Total [cm <sup>3</sup> ):	3715439.45
Volumen Acero Transversal Total [m <sup>3</sup> ):	3.72
Peso Acero Transversal Total [Ton]:	28.98
Precio Aprox. [millones de pesos]	60.86

- Columnas:

Tabla 77 Acero longitudinal columnas modelo de resortes K2 sin sótanos

Volumen Acero Longitudinal Total [cm <sup>3</sup> ):	10215998.91
Volumen Acero Longitudinal Total [m <sup>3</sup> ):	10.22
Peso Acero Longitudinal Total [Ton]:	79.68
Precio Aprox. [millones de pesos]	167.34

Tabla 78 Acero transversal columnas modelo de resortes K2 sin sótanos

Volumen Acero Transversal Total [cm <sup>3</sup> ):	7199218.18
Volumen Acero Transversal Total [m <sup>3</sup> ):	7.20
Peso Acero Transversal Total [Ton]:	56.15
Precio Aprox. [millones de pesos]	117.92

- Zapatas:

Tabla 79 Volumen de concreto zapatas modelo de resortes K2 sin sótanos

Zapata	Carga de Servicio [Ton]	Longitud [m]	A = P/qa [m <sup>2</sup> ]	B [m]	B Construcción [m]	Volumen (con H=80cm) [m <sup>3</sup> ]
1	769.08		19.32	4.40	4.40	15.46
4	526.95		13.24	3.64	3.70	10.59
21	506.95		12.74	3.57	3.60	10.19
24	425.12		10.68	3.27	3.30	8.55
5	184.83		4.64	2.15	2.20	3.72
Ascensor	2828.24		71.06	8.43	8.50	56.85
10 a 20	2245.21	9.00	56.41	6.27	6.30	45.13
6 a 18	2401.08	9.00	60.33	6.70	6.80	48.26
2 a 3	1253.70	5.50	31.50	5.73	5.80	25.20
19 a 23	1913.20		48.07	6.93	7.00	38.46

Volumen Total [m <sup>3</sup> ]:	262.40
----------------------------------	--------

### Resortes K3

- Vigas:

Volumen de vigas: 1137.06 m<sup>3</sup>

Tabla 80 Acero longitudinal vigas modelo de resortes K3 sin sótanos

Volumen Acero Longitudinal Total [cm <sup>3</sup> ]:	17303716.17
Volumen Acero Longitudinal Total [m <sup>3</sup> ]:	17.30
Peso Acero Longitudinal Total [Ton]:	134.97
Precio Aprox. [millones de pesos]	283.43

Tabla 81 Acero transversal vigas modelo de resortes K3 sin sótanos

Volumen Acero Transversal Total [cm <sup>3</sup> ]:	3722782.88
Volumen Acero Transversal Total [m <sup>3</sup> ]:	3.72
Peso Acero Transversal Total [Ton]:	29.04
Precio Aprox. [millones de pesos]	60.98

- Columnas:

Tabla 82 Acero longitudinal columnas modelo de resortes K3 sin sótanos

Volumen Acero Longitudinal Total [cm <sup>3</sup> ):	10216532.60
Volumen Acero Longitudinal Total [m <sup>3</sup> ):	10.22
Peso Acero Longitudinal Total [Ton]:	79.69
Precio Aprox. [millones de pesos]	167.35

Tabla 83 Acero transversal columnas modelo de resortes K3 sin sótanos

Volumen Acero Transversal Total [cm <sup>3</sup> ):	7199218.18
Volumen Acero Transversal Total [m <sup>3</sup> ):	7.20
Peso Acero Transversal Total [Ton]:	56.15
Precio Aprox. [millones de pesos]	117.92

- Zapatas:

Tabla 84 Volumen de concreto zapatas modelo de resortes K3 sin sótanos

Zapata	Carga de Servicio [Ton]	Longitud [m]	A = P/qa [m <sup>2</sup> ]	B [m]	B Construcción [m]	Volumen (con H=80cm) [m <sup>3</sup> ]
1	770.01		19.35	4.40	4.40	15.48
4	529.59		13.31	3.65	3.70	10.65
21	507.35		12.75	3.57	3.60	10.20
24	426.31		10.71	3.27	3.30	8.57
5	185.08		4.65	2.16	2.20	3.72
Ascensor	2830.56		71.12	8.43	8.50	56.90
10 a 20	2245.76	9.00	56.43	6.27	6.30	45.14
6 a 18	2401.30	9.00	60.33	6.70	6.80	48.27
2 a 3	1249.86	5.50	31.40	5.71	5.80	25.12
19 a 23	1910.17		47.99	6.93	7.00	38.40

Volumen Total [m <sup>3</sup> ]:	262.43
----------------------------------	--------

## Resortes K4

- Vigas:

Volumen de vigas: 1139.08 m<sup>3</sup>

Tabla 85 Acero longitudinal vigas modelo de resortes K4 sin sótanos

Volumen Acero Longitudinal Total [cm <sup>3</sup> ):	17446282.77
Volumen Acero Longitudinal Total [m <sup>3</sup> ):	17.45
Peso Acero Longitudinal Total [Ton]:	136.08
Precio Aprox. [millones de pesos]	285.77

Tabla 86 Acero transversal vigas modelo de resortes K4 sin sótanos

Volumen Acero Transversal Total [cm <sup>3</sup> ):	3824830.51
Volumen Acero Transversal Total [m <sup>3</sup> ):	3.82
Peso Acero Transversal Total [Ton]:	29.83
Precio Aprox. [millones de pesos]	62.65

- Columnas:

Tabla 87 Acero longitudinal columnas modelo de resortes K4 sin sótanos

Volumen Acero Longitudinal Total [cm <sup>3</sup> ):	10219838.56
Volumen Acero Longitudinal Total [m <sup>3</sup> ):	10.22
Peso Acero Longitudinal Total [Ton]:	79.71
Precio Aprox. [millones de pesos]	167.40

Tabla 88 Acero transversal columnas modelo de resortes K4 sin sótanos

Volumen Acero Transversal Total [cm <sup>3</sup> ):	7199218.18
Volumen Acero Transversal Total [m <sup>3</sup> ):	7.20
Peso Acero Transversal Total [Ton]:	56.15
Precio Aprox. [millones de pesos]	117.92

- Zapatas:

Tabla 89 Volumen de concreto zapatas modelo de resortes K4 sin sótanos

Zapata	Carga de Servicio [Ton]	Longitud [m]	A = P/qa [m <sup>2</sup> ]	B [m]	B Construcción [m]	Volumen (con H=80cm) [m <sup>3</sup> ]
1	772.73		19.42	4.41	4.50	15.53
4	525.06		13.19	3.63	3.70	10.55
21	509.23		12.79	3.58	3.60	10.24
24	425.45		10.69	3.27	3.30	8.55
5	186.13		4.68	2.16	2.20	3.74
Ascensor	2841.45		71.39	8.45	8.50	57.11
10 a 20	2233.32	9.00	56.11	6.23	6.30	44.89
6 a 18	2404.22	9.00	60.41	6.71	6.80	48.33
2 a 3	1283.70	5.50	32.25	5.86	5.90	25.80
19 a 23	1942.58		48.81	6.99	7.00	39.05

Volumen Total [m <sup>3</sup> ]:	263.80
----------------------------------	--------