

**ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO EN GRUPOS DE PILOTES  
ANTE SISMOS PARA EL DEPÓSITO LACUSTRE DE BOGOTÁ**

**JEIMMY ANDREA BALLESTEROS GRANADOS**

**UNIVERSIDAD PEDAGÓGICA Y TECNOLÓGICA DE COLOMBIA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
MAESTRÍA EN GEOTECNIA  
TUNJA  
2018**

**ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO EN GRUPOS DE PILOTES  
ANTE SISMOS PARA EL DEPÓSITO LACUSTRE DE BOGOTÁ.**

**JEIMMY ANDREA BALLESTEROS GRANADOS**

**Trabajo de grado presentado para optar  
al título de Magister en Geotecnia**

**Director:**

**Ing. Msc. OMAR JAVIER JIMÉNEZ JIMÉNEZ**

**Codirector:**

**Ing. Msc. LUIS CARLOS LEGUIZAMÓN BARRETO**

**UNIVERSIDAD PEDAGÓGICA Y TECNOLÓGICA DE COLOMBIA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
MAESTRÍA EN GEOTECNIA  
TUNJA  
2018**

Nota de aceptación:

---

---

---

---

---

---

Firma del Director

---

Firma del Codirector

---

Firma del Jurado

---

Firma del Jurado

## DEDICATORIA

*En primer lugar, doy gracias a Dios por permitirme llegar a este gran día. Dedico este trabajo, a mis queridos Padres el Señor Faustino Ballesteros y la Señora Luz Granados, quienes día a día con su amor y paciencia, me ayudaron a sortear las situaciones más difíciles durante todo este proceso, para hacer realidad este sueño. Agradezco a mis bellas hermanas Vanesa y Sayra quienes estuvieron durante todos estos años y me brindaron sabiduría, compañía, esperanza, paciencia y mucho amor para poder llegar al final de la meta. Finalmente, a mi novio Carlos por su amor y compañía.*

## **AGRADECIMIENTOS**

*Agradezco, la colaboración y ayuda del Ingeniero Carlos Javier Sainea Vargas por orientar mi tema de tesis y brindarme su asesoría, agradezco al Ingeniero Luis Carlos Leguizamón Barreto quien estuvo en todo mi proceso de modelación y quien con sus consejos y palabras de sabiduría ayudaron a hacer realidad este sueño, gracias al Ingeniero Omar Javier Jiménez Jiménez por ser mi Director de Tesis, y a cada una de las personas que aportaron pequeños granos de arena para cumplir esta meta.*

## CONTENIDO

Pág.

DEDICATORIA .....	4
AGRADECIMIENTOS .....	5
RESUMEN .....	15
ABSTRACT .....	16
INTRODUCCIÓN .....	17
1 OBJETIVOS .....	18
1.1 GENERAL .....	18
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	18
2 METODOLOGÍA PROPUESTA .....	19
3 MARCO TEÓRICO .....	21
3.1 DISEÑO SÍSMICO DE PILOTES .....	21
3.1.1 CARGAS CINEMÁTICAS .....	21
3.1.2 CARGAS INERCIALES .....	21
3.1.3 DISEÑO DE PILAS PARA CARGAS CINEMÁTICAS .....	22
3.1.4 DISEÑO SÍSMICO DE PILOTES ANTE CARGAS INERCIALES .....	24
3.1.5 MÉTODO DE LAS CURVAS P-Y DINÁMICAS .....	24
3.1.6 MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS .....	25
3.2 MODELOS CONSTITUTIVOS .....	25
3.2.1 MODELO CONSTITUTIVO DE MOHR COULOMB .....	25
3.2.2 MODELO CONSTITUTIVO DE CAM CLAY MODIFICADO .....	26
3.3 ESTUDIO DE RESPUESTA DINÁMICA MEDIANTE ANÁLISIS LINEAL EQUIVALENTE 2D EN MIDAS GTS-NX .....	26
4 REVISION DOCUMENTAL .....	27
5 DISEÑO METODOLÓGICO .....	34
6 DESARROLLO DEL PROYECTO .....	36
6.1 LOCALIZACIÓN .....	36
6.2 CARACTERIZACIÓN DEL SUELO .....	37
6.2.1 SONDEOS MECÁNICOS .....	38
6.2.2 ENSAYO DE SPT .....	41
6.2.3 ENSAYOS DE CPTU .....	44
6.2.4 ENSAYO DE DOWN HOLE .....	49
6.2.5 BASAMENTO ROCOSO .....	49
6.2.6 PARÁMETROS DEL SUELO EN LA MODELACIÓN .....	52

6.3 AVALÚO DE CARGAS ESTRUCTURA .....	53
6.4 DISEÑO DE LOS GRUPOS DE PILOTES .....	58
6.4.1 CAPACIDAD PORTANTE. ....	58
6.4.2 EFICIENCIA Y CAPACIDAD DE CARGA DE LOS GRUPOS DE PILOTES. ....	60
6.4.3 ASENTAMIENTOS. ....	61
6.4.4 ANÁLISIS DE CAPACIDAD DE CARGA LATERAL. ....	63
6.5 SEÑALES SÍSMICAS .....	64
6.6 CURVAS DINÁMICAS .....	69
6.7 ESTUDIO DE RESPUESTA DINÁMICA .....	75
6.8 MODELACIÓN EN MIDAS GTS-NX 3D .....	83
7 RESULTADOS.....	90
7.1 DEFLEXIONES .....	90
7.1.1 LÍMITES DE LAS DEFLEXIONES .....	96
7.1.2 ANÁLISIS ESTADÍSTICO PARA LAS DEFLEXIONES.....	97
7.2 MOMENTOS FLECTORES .....	98
7.2.1 LÍMITES DE LAS MOMENTOS FLECTORES .....	104
7.2.2 ANÁLISIS ESTADÍSTICO PARA LOS MOMENTOS FLECTORES .....	104
7.3 FUERZA CORTANTE.....	105
7.3.1 LÍMITES DE LA FUERZA CORTANTE .....	111
7.3.2 ANÁLISIS ESTADÍSTICO PARA LA FUERZA CORTANTE .....	112
7.4 COMPARACIÓN CON EL SOFTWARE FB-MULTIPIER.....	113
7.4.1 FUENTE CERCANA – COYOTE LAKE .....	118
7.4.2 FUENTE INTERMEDIA – DEER CANYON .....	119
7.4.3 FUENTE LEJANA – CERRO DEPI .....	121
7.5 COMPARACIÓN DISEÑO DE CIMENTACIÓN .....	124
7.6 COMPARACIÓN DE DEFLEXIONES, MOMENTO FLECTOR Y FUERZA CORTANTE PARA PILOTES DE UN MISMO GRUPO. ....	125
7.6.1 COMPARACIÓN DE PILOTES PARA EL GRUPO DE 2X2. ....	125
7.6.2 COMPARACIÓN DE PILOTES PARA EL GRUPO DE 4X2. ....	128
7.6.3 COMPARACIÓN DE PILOTES PARA EL GRUPO DE 3X3. ....	130
7.7 INFLUENCIA DE LA SEPARACIÓN ENTRE PILOTES .....	133
8 CONCLUSIONES .....	139
9 RECOMENDACIONES .....	142
10 REFERENCIAS.....	143

## ANEXOS

## LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Diagrama De Flujo.....	20
Figura 2. Deformación De Un Pilote Durante El Sismo.....	21
Figura 3. Cargas Inerciales Sobre Los Pilotes, Debidas Al Sismo.....	22
Figura 4. Modelo Típico De Resortes Para El Diseño De Pilotes. ....	22
Figura 5. Deformación Del Pilote A Flexión. ....	23
Figura 6. Modelo De Resortes Para Fuerzas Sísmicas .....	24
Figura 7. (A) Discretización Para El Pilote Con Elemento Tipo Viga Y Elemento Tipo Sólido Para El Suelo (B) Discretización Del Suelo Y Del Pilote Con Elementos Tipo Sólidos. ....	25
Figura 8. Superficie De Fluencia Del Modelo Cam Clay Modificado.....	26
Figura 9. (A) Comparación De Fuerza De Corte (2d Y 3d), (B) Comparación De Los Momentos (2d Y 3d).....	27
Figura 10. (A) Momentos Para Un Pilote Con S/D=2, (B) Momentos Para Un Pilote Con S/D=6. ....	28
Figura 11. (C) Diagrama De Momentos Flectores. (D) Diagrama De Fuerza Cortante.....	29
Figura 12. Momentos Y Desplazamientos Con Variación De La Carga Vertical, En Diferentes Sismos.....	30
Figura 13. Deflexión Lateral Con Pila Y Sin Pila. ....	31
Figura 14. Momento Residual Para El Sismo De Kobe, Para Pilas De Masa De Superestructuras. ....	32
Figura 15. Presentación Del Modelo En Elementos Finitos .....	33
Figura 16. Localización De La Zona De Estudio .....	36
Figura 17. Mapa De Zonas Geotécnicas De La Ciudad De Bogotá.....	37
Figura 18. Mapa De Microzonificación Sísmica De Bogotá. ....	37
Figura 19. Información Geotécnica De La Zona De Estudio.....	38
Figura 20. Perfil Promedio De La Zona De Estudio. ....	39
Figura 21. Parámetros De Resistencia De Las Capas 8 Y 10. ....	44
Figura 22. Parámetros De Resistencia De La Capa 12. ....	44
Figura 23. Registro De Campo Cptu - Pzsl4-7.....	45
Figura 24. Sondeos En El Modelo De Basamento Rocoso.....	50
Figura 25. Perfil Geológico Simplificado Profundidad Substrato Terciario Del Tramo Iv.....	50
Figura 26. Ensayo De Compresión Roca.....	51
Figura 27. Parámetros De La Roca En Roclab.....	51
Figura 28. Sección Bidimensional Para El Piedemonte B.....	51
Figura 29. Propiedades Del Material 13 Para El Piedemonte B, Fopae (2010). ....	51
Figura 30. Corte Típico De Placa.....	54
Figura 31. División De Áreas Para Carga De Cada Columna – Piso 1 Ss.....	55

Figura 32. Espectro De Diseño Zona De Estudio .....	56
Figura 33. Acelerograma De La Señal De F.C. Coyote Lake. ....	65
Figura 34. Espectro De Fourier De La Señal De F.C. Coyote Lake.....	65
Figura 35. Desplacigrama De La Señal De F.C. Coyote Lake.....	65
Figura 36. Acelerograma De La Señal De F.C. Coalinga. ....	65
Figura 37. Espectro De Fourier De La Señal De F.C. Coalinga.....	65
Figura 38. Desplacigrama De La Señal De F.C. Coalinga.....	65
Figura 39. Acelerograma De La Señal De F.C. Umbria. ....	66
Figura 40. Espectro De Fourier De La Señal De F.C. Umbria. ....	66
Figura 41. Desplacigrama De La Señal De F.C. Umbria. ....	66
Figura 42. Acelerograma De La Señal De F.I. Kobe Okayama. ....	66
Figura 43. Espectro De Fourier De La Señal De F.I. Kobe Okayama.....	66
Figura 44. Desplacigrama De La Señal De Fi. Kobe Okayama. ....	66
Figura 45. Acelerograma De La Señal De F.I. Deer Canyon. ....	67
Figura 46. Espectro De Fourier De La Señal De F.I. Deer Canyon. ....	67
Figura 47. Desplacigrama De La Señal De Fi. Deer Canyon.....	67
Figura 48. Acelerograma De La Señal De F.I. Mt Baldy. ....	67
Figura 49. Espectro De Fourier De La Señal De F.I. Mt Baldy. ....	67
Figura 50. Desplacigrama De La Señal De Fi. Mt Baldy.....	67
Figura 51. Acelerograma De La Señal De F.L. Cerro Depi.....	68
Figura 52. Espectro De Fourier De La Señal De F.L. Cerro Depi. ....	68
Figura 53. Desplacigrama De La Señal De Fi. Cerro Depi. ....	68
Figura 54. Acelerograma De La Señal De F.L. México Cu01. ....	68
Figura 55. Espectro De Fourier De La Señal De F.L. México Cu01.....	68
Figura 56. Desplacigrama De La Señal De Fi. México Cu01.....	68
Figura 57. Acelerograma De La Señal De F.L. México Cuip. ....	69
Figura 58. Espectro De Fourier De La Señal De F.L. México Cuip.....	69
Figura 59. Desplacigrama De La Señal De Fi. México Cuip. ....	69
Figura 60. Curvas Dinámicas De La Capa 2.....	72
Figura 61. Curvas Dinámicas De La Capa 3.....	72
Figura 62. Curvas Dinámicas De La Capa 4.....	72
Figura 63. Curvas Dinámicas De La Capa 5.....	73
Figura 64. Curvas Dinámicas De La Capa 6.....	73
Figura 65. Curvas Dinámicas De La Capa 7.....	73
Figura 66. Curvas Dinámicas De La Capa 8.....	74
Figura 67. Curvas Dinámicas De La Capa 9.....	74
Figura 68. Curvas Dinámicas De La Capa 10.....	74
Figura 69. Curvas Dinámicas De La Capa 11.....	75
Figura 70. Parámetros Del Suelo, Para El Análisis De Campo Libre Unidimensional 1d.....	75
Figura 71. Ingreso De Las Curvas Dinámicas De La Capa 1. ....	76
Figura 72. Ingreso Del Acelerograma Del Sismo. ....	76
Figura 73. Aceleraciones En Roca Y Superficie. ....	77
Figura 74. Propiedades Del Suelo Para El Análisis Lineal Equivalente En 2d.....	77

Figura 75. Geometría Del Perfil De Suelo En El Análisis Lineal Equivalente En 2d. ....	78
Figura 76. Función De Aceleración En El Análisis Lineal Equivalente En 2d. ....	78
Figura 77. Módulo De Corte G Y Amortiguamiento D, Con La Tensión Máxima De Corte $\gamma_{max}$ . ....	79
Figura 78. Análisis 1d Y 2d De La Aceleración - F.C. Coyotelake. ....	79
Figura 79. Variación De La Aceleración Máxima Horizontal En Los Sismos. ....	80
Figura 80. Análisis 2d Del Máximo Cortante - F.C. Coyotelake. ....	81
Figura 81. Relación Del Módulo ( $G/G_{max}$ ) Y Amortiguamiento (D) Para Fuente Cercana. ....	82
Figura 82. Relación Del Módulo ( $G/G_{max}$ ) Y Amortiguamiento (D) Para Fuente Intermedia. ....	82
Figura 83. Relación Del Módulo ( $G/G_{max}$ ) Y Amortiguamiento (D) Para Fuente Lejana. ....	83
Figura 84. Geometría Del Modelo En Midas Gts-Nx. ....	84
Figura 85. Propiedades De Los Materiales En Midas Gts-Nx. ....	84
Figura 86. Propiedades Elásticas Del Concreto Para El Dado Y Los Pilotes. ....	85
Figura 87. Verificación De La Unión De Las Capas, Mediante Check Duplicate. ....	85
Figura 88. Nodo En Los Pilotes, Mediante La Propiedad Imprint. ....	86
Figura 89. Mallado De Los Elementos, En Midas Gts-Nx. ....	86
Figura 90. Condiciones De Fronteras De Ground Surface Spring Y Damping. ....	87
Figura 91. Inclusión De La Señal Sísmica. ....	87
Figura 92. Inclusión De La Sobrecarga En Los Pilotes. ....	87
Figura 93. Restricción En Los Pilotes. ....	88
Figura 94. Ejemplo De Resultados De Desplazamiento En Midas Gts-Nx (3d). ....	89
Figura 95. Ejemplo De Resultados De Deflexiones, Cortantes Y Momentos Flectores En Los Pilotes En Midas Gts-Nx (3d). ....	89
Figura 96. Deflexiones En Los Grupos De 2x2 Separado 3d, Para Todos Los Sismos. ....	92
Figura 97. Deflexiones En Los Grupos De 2x2 Separado 5d, Para Todos Los Sismos. ....	92
Figura 98. Deflexiones En Los Grupos De 2x2 Separado 7d, Para Todos Los Sismos. ....	93
Figura 99. Deflexiones En Los Grupos De 4x2 Separado 3d, Para Todos Los Sismos. ....	93
Figura 100. Deflexiones En Los Grupos De 4x2 Separado 5d, Para Todos Los Sismos. ....	94
Figura 101. Deflexiones En Los Grupos De 4x2 Separado 7d, Para Todos Los Sismos. ....	94
Figura 102. Deflexiones En Los Grupos De 3x3 Separado 3d, Para Todos Los Sismos. ....	95
Figura 103. Deflexiones En Los Grupos De 3x3 Separado 5d, Para Todos Los Sismos. ....	95
Figura 104. Deflexiones En Los Grupos De 3x3 Separado 7d, Para Todos Los Sismos. ....	96

Figura 105. Límites De Las Deflexiones Para Cada Uno De Los Grupos De Pilotes. ....	97
Figura 106. Valores Máximos, Mínimos Y Medios De Las Deflexiones Para Cada Grupo De Pilotes. ....	97
Figura 107. Momentos Flectores En Los Grupos De 2x2 Separado 3d, Para Todos Los Sismos. ....	99
Figura 108. Momentos Flectores En Los Grupos De 2x2 Separado 5d, Para Todos Los Sismos. ....	100
Figura 109. Momentos Flectores En Los Grupos De 2x2 Separado 7d, Para Todos Los Sismos. ....	100
Figura 110. Momentos Flectores En Los Grupos De 4x2 Separado 3d, Para Todos Los Sismos. ....	101
Figura 111. Momentos Flectores En Los Grupos De 4x2 Separado 5d, Para Todos Los Sismos. ....	101
Figura 112. Momentos Flectores En Los Grupos De 4x2 Separado 7d, Para Todos Los Sismos. ....	102
Figura 113. Momentos Flectores En Los Grupos De 3x3 Separado 3d, Para Todos Los Sismos. ....	102
Figura 114. Momentos Flectores En Los Grupos De 3x3 Separado 5d, Para Todos Los Sismos. ....	103
Figura 115. Momentos Flectores En Los Grupos De 3x3 Separado 7d, Para Todos Los Sismos. ....	103
Figura 116. Límites De Los Momentos Flectores Para Cada Uno De Los Sismos. ....	104
Figura 117. Valores Máximos, Mínimos Y Medios De Las Deflexiones Para Cada Grupo De Pilotes. ....	105
Figura 118. Fuerza Cortante En Los Grupos De 2x2 Separado 3d, Para Todos Los Sismos. ....	107
Figura 119. Fuerza Cortante En Los Grupos De 2x2 Separado 5d, Para Todos Los Sismos. ....	107
Figura 120. Fuerza Cortante En Los Grupos De 2x2 Separado 7d, Para Todos Los Sismos. ....	108
Figura 121. Fuerza Cortante En Los Grupos De 4x2 Separado 3d, Para Todos Los Sismos. ....	108
Figura 122. Fuerza Cortante En Los Grupos De 4x2 Separado 5d, Para Todos Los Sismos. ....	109
Figura 123. Fuerza Cortante En Los Grupos De 4x2 Separado 7d, Para Todos Los Sismos. ....	109
Figura 124. Fuerza Cortante En Los Grupos De 3x3 Separado 3d, Para Todos Los Sismos. ....	110
Figura 125. Fuerza Cortante En Los Grupos De 3x3 Separado 5d, Para Todos Los Sismos. ....	110
Figura 126. Fuerza Cortante En Los Grupos De 3x3 Separado 7d, Para Todos Los Sismos. ....	111
Figura 127. Límites De Fuerza Cortante Para Cada Uno De Los Sismos. ....	112

Figura 128. Valores Máximos, Mínimos Y Medios De La Fuerza Cortante Para Cada Grupo De Pilotes. ....	112
Figura 129. Modelo 2x2 Con Separación De 3d En Fb-Multiplier. ....	113
Figura 130. Curvas P-Y Estáticas Matlock (1970). ....	114
Figura 131. Curvas P-Y Dinámicas – Sismo F.C – Coyote Lake. ....	115
Figura 132. Curvas P-Y Dinámicas – Sismo F.I. – Deer Canyon. ....	116
Figura 133. Curvas P-Y Dinámicas – Sismo F.L. – Cerro Depi. ....	116
Figura 134. Curvas F-W Heydinger And O’neill (1986). ....	117
Figura 135. F.C. Coyote Lake G.2x2 (3d) Fb-Multiplier Y Midas Gts-Nx. ....	118
Figura 136. F.C. Coyote Lake G.4x2 (3d) Fb-Multiplier Y Midas Gts-Nx. ....	118
Figura 137. F.C. Coyote Lake G.3x3 (3d) Fb-Multiplier Y Midas Gts-Nx. ....	119
Figura 138. F.I. Deer Canyon G.2x2 (7d) Fb-Multiplier Y Midas Gts-Nx. ....	119
Figura 139. F.I. Deer Canyon G.4x2 (7d) Fb-Multiplier Y Midas Gts-Nx. ....	120
Figura 140. F.I. Deer Canyon G.3x3 (7d) Fb-Multiplier Y Midas Gts-Nx. ....	120
Figura 141. F.L. Cerro Depi G.2x2 (5d) Fb-Multiplier Y Midas Gts-Nx. ....	121
Figura 142. F.L. Cerro Depi G.4x2 (5d) Fb-Multiplier Y Midas Gts-Nx. ....	121
Figura 143. F.L. Cerro Depi G. 3x3 (5d) Fb-Multiplier Y Midas Gts-Nx. ....	122
Figura 144. Comparación De Deflexiones Fb-Multiplier Y Midas Gts-Nx. ....	123
Figura 145. Comparación De Momentos Flectores Fb-Multiplier Y Midas Gts-Nx. ....	123
Figura 146. Comparación De Fuerza Cortante Fb-Multiplier Y Midas Gts-Nx. ....	123
Figura 147. Grupo De 6 Pilotes En Planta. ....	124
Figura 148. Diseño Estructural De Los Pilotes. ....	124
Figura 149. Numeración De Los Pilotes Para El Grupo De 2x2. ....	125
Figura 150. Deflexiones En Los Grupos De 2x2 Para El Sismo De Kobe Okayama. ....	126
Figura 151. Momento Flector En Los Grupos De 2x2 Para El Sismo De Kobe Okayama. ....	127
Figura 152. Fuerza Cortante En Los Grupos De 2x2 Para El Sismo De Kobe Okayama. ....	127
Figura 153. Numeración De Los Pilotes Para El Grupo De 4x2. ....	128
Figura 154. Deflexiones En Los Grupos De 4x2 Para El Sismo De Kobe Okayama. ....	129
Figura 155. Momento Flector En Los Grupos De 4x2 Para El Sismo De Kobe Okayama. ....	129
Figura 156. Fuerza Cortante En Los Grupos De 4x2 Para El Sismo De Kobe Okayama. ....	130
Figura 157. Numeración De Los Pilotes Para El Grupo De 3x3. ....	130
Figura 158. Deflexiones En Los Grupos De 3x3 Para El Sismo De Kobe Okayama. ....	131
Figura 159. Momento Flector En Los Grupos De 3x3 Para El Sismo De Kobe Okayama. ....	132
Figura 160. Fuerza Cortante En Los Grupos De 3x3 Para El Sismo De Kobe Okayama. ....	132

Figura 161. Variación De Las Deflexiones, Para Los Diferentes Grupos De Pilotes, Para Fuente Cercana. ....	133
Figura 162. Variación De Las Deflexiones, Para Los Diferentes Grupos De Pilotes, Para Fuente Intermedia. ....	134
Figura 163. Variación De Las Deflexiones, Para Los Diferentes Grupos De Pilotes, Para Fuente Lejana. ....	134
Figura 164. Variación Del Momento Normalizado, Para Los Diferentes Grupos De Pilotes, Para Fuente Cercana. ....	135
Figura 165. Variación Del Momento Normalizado, Para Los Diferentes Grupos De Pilotes, Para Fuente Intermedia. ....	135
Figura 166. Variación Del Momento Normalizado, Para Los Diferentes Grupos De Pilotes, Para Fuente Lejana. ....	136
Figura 167. Variación De La Fuerza Cortante Normalizada, Para Los Diferentes Grupos De Pilotes, Para Fuente Cercana. ....	137
Figura 167. Variación De La Fuerza Cortante Normalizada, Para Los Diferentes Grupos De Pilotes, Para Fuente Intermedia. ....	137
Figura 167. Variación De La Fuerza Cortante Normalizada, Para Los Diferentes Grupos De Pilotes, Para Fuente Intermedia. ....	138

## LISTA DE TABLAS

Pág.

Tabla 1. Factores, Niveles Y Número De Modelos. ....	35
Tabla 2. Cantidad De Ensayos Exploración.....	40
Tabla 3. Propiedades A Lo Largo Del Perfil. ....	40
Tabla 4. Factores De Corrección $N_1$ Por Tipo De Martillo.....	41
Tabla 5. Factores De Corrección $N_2$ , Por Longitud De Barras.....	42
Tabla 6. Factores De Corrección $N_3$ , Por Tipo De Muestreador .....	42
Tabla 7. Factores De Corrección $N_4$ , Por Diámetro De Perforación. ....	42
Tabla 8. Parámetros Del Perfil Estratigráfico Mediante La Prueba De Spt. ....	43
Tabla 9. Parámetros Del Perfil Estratigráfico Mediante Los Ensayos De Cptu. ....	48
Tabla 10. Relación De Poisson $\mu$ , Mediante Ensayos De Down Hole. ....	49
Tabla 11. Parámetros De La Roca.....	52
Tabla 12. Parámetros Del Suelo Para La Modelación. ....	53
Tabla 13. Parámetros Del Suelo Para La Modelación (Continuación). ....	53
Tabla 14. Avalúo De Las Cargas Muertas Para El Primer Piso. ....	54
Tabla 15. Avalúo Cargas Por Piso. ....	54
Tabla 16. Cálculo De F.H.E. ....	57
Tabla 17. Valor De Cargas Estructura. ....	57
Tabla 18. Resultados De Capacidad Portante.....	59
Tabla 19. Resultados De Eficiencia Método De Converse Labarre. ....	60
Tabla 20. Resultados De Eficiencia Método De Feld.....	61
Tabla 21. Resultados Asentamientos En Grupos De Pilotes. ....	63
Tabla 22. Factores De Reducción Prakash (1990). ....	64
Tabla 23. Resultados De Capacidad De Carga Lateral En Los Grupos De Pilotes. .....	64
Tabla 24. Parámetros Señales Sísmicas .....	69
Tabla 25. Resumen De Análisis En La Modelación En 3d.....	88
Tabla 26. Parámetros De Cada Sismo Para Las Curvas P-Y Dinámicas. ....	115

## RESUMEN

La estabilidad de las estructuras que superan los seis niveles, en los suelos del depósito lacustre de la ciudad de Bogotá, se garantiza mediante cimentaciones profundas como pilotes en grupo; es por ello que en la etapa de diseño se deben tener en cuenta los análisis de capacidad portante, asentamientos y el análisis ante cargas laterales como los sismos, ya que ante la ocurrencia de tales eventos, se presenta un aumento de deflexiones y momentos flectores en los pilotes, que en el caso de ser excesivos pueden generar la falla de los mismos.

En este trabajo se presenta un análisis del comportamiento de las deflexiones, cortantes y momentos flectores para diferentes grupos de pilotes con diferentes separaciones, ante la ocurrencia de nueve sismos con diferente frecuencia, mediante el análisis de elementos finitos en 3D, para un sector del depósito lacustre de la ciudad de Bogotá ubicado entre la calle 83 y calle 93 con Av. Carrera 11.

Para los modelos se tiene en cuenta pilotes de sección circular con un diámetro de 40 cm, y de los análisis de capacidad portante se definen pilotes a 25.00 m, además se consideran 3 arreglos típicos de pilotes de 2x2, 3x3 y 4x2, espaciados de tres maneras diferentes 3, 5 y 7 veces el diámetro, para cada fuente de sismo dando en total 81 modelos. El perfil estratigráfico se caracterizó, con 4 sondeos mecánicos a 50.00m, 5 ensayos de CPTu a 30.00 m y 2 ensayos de Down Hole a 30.00m, donde se define cada uno de los parámetros del suelo para arcillas con el modelo constitutivo Cam Clay Modificado y en arenas con Mohr Coulomb, y por último, las señales sísmicas se seleccionaron y se escalaron según recomendaciones FOPAE 2010.

Finalmente, mediante el análisis con elementos finitos en 3D se obtiene observaciones del comportamiento de los pilotes en grupo, donde la deflexión, la fuerza cortante y el momento flector disminuyen para un mismo grupo cuando se encuentra con mayor separación, también se observa la influencia de las diferentes fuentes sísmicas en los grupos de pilotes, dando como resultado que el comportamiento, está más ligado a las características de la señal sísmica que al tipo de fuente. Se espera que, los resultados aquí presentados sirvan como información de gran utilidad y pertinencia para la comunidad geotécnica local.

**Palabras clave:** Grupos de Pilotes, Suelos Lacustres, Sismos, Deflexión, Fuerza Cortante, Momento Flector, Elementos Finitos 3D.

## ABSTRACT

The stability of the structures that exceed the six levels, in the soils of the lacustrine deposit of the city of Bogotá, is guaranteed by deep foundations as pilings in group; that is why in the design stage should be taken into account the analysis of bearing capacity, settlements and analysis before lateral loads such as earthquakes, because before the occurrence of such events, there is an increase in deflections and bending moments in the piles, which in the case of being excessive can generate their failure.

In this work an analysis of the behavior of deflections, shear and bending moments for different groups of piles with different separations is presented, before the occurrence of nine earthquakes with different frequency, by means of the analysis of finite elements in 3D, for a sector of the deposit lake of the city of Bogotá located between 83 street and 93 street with Av. Carrera 11.

For the models, circular section piles with a diameter of 40 cm are taken into account, and of the bearing capacity analyzes, piles are defined at 25.00 m, and 3 typical piles of 2x2, 3x3 and 4x2 piles, spaced by three, are considered. different ways 3, 5 and 7 times the diameter, for each source of earthquake giving in total 81 models. The stratigraphic profile was characterized, with 4 mechanical drilling at 50.00m, 5 tests of CPTu at 30.00 m and 2 tests of Down Hole at 30.00m, where each of the soil parameters for clays was defined with the modified Cam Clay model and in sands with Mohr Coulomb, and finally, the seismic signals were selected and scaled according to FOPAE 2010 recommendations.

Finally, by means of the analysis with finite elements in 3D, observations of the behavior of the piles in group are obtained, where the deflection, the shear force and the bending moment decrease for a same group when it is found with greater separation, the influence of the different seismic sources in the groups of piles, giving as a result that the behavior is more linked to the characteristics of the seismic signal than to the type of source. It is expected that the results presented here will serve as very useful and pertinent information for the local geotechnical community.

**Keywords:** Pile Groups, Lacustrine Soils, Earthquakes, Deflection, Shear Force, Flector Moment, 3D Finite Elements.

## INTRODUCCIÓN

En el norte de la ciudad de Bogotá, se encuentra una espesa capa de suelos blandos correspondientes al depósito Lacustre, estos suelos se caracterizan por ser de baja resistencia y alta deformabilidad. Por tal razón cuando se requieren construir edificaciones de alta capacidad portante, se recomienda fundaciones profundas como grupos de pilotes, con el fin de garantizar la capacidad portante requerida y el control de los asentamientos de la estructura, según los lineamientos establecidos por la normatividad colombiana NSR-10. Actualmente la ciudad se encuentra en zona de amenaza sísmica intermedia, por tal razón es importante tener en cuenta, el comportamiento de los pilotes de un grupo cuando se produce un sismo, dado que cuando ocurre dicho evento, se presenta un aumento en las reacciones de los elementos que, en caso de ser excesivos, pueden generar las fallas estructurales de los mismos.

Actualmente se tienen las siguientes metodologías de diseño para cargas laterales tales como la de Davisson y Gill (1963), Broms (1965) y Meyerhof (1995); con solución elástica se encuentra el Método de Winkler, Método de las Curvas P-Y y Curvas P-Y para carga dinámica y finalmente en Métodos Numéricos se tiene las diferencias finitas y elementos finitos. De las anteriores metodologías quizás la menos utilizada en nuestro medio y tal vez la que mejores y más precisos resultados puede ofrecer es la modelación numérica mediante elementos finitos en 3D, la cual permite realizar una aproximación más detallada de aspectos geométricos de la cimentación, de la distribución estratigráfica horizontal y vertical y la interacción suelo-pilote. Igualmente, los programas computacionales de métodos numéricos cuentan con diversos modelos constitutivos los cuales representan de forma apropiada el comportamiento geomecánico de los materiales presentes en la zona en estudio y permiten la inclusión de las cargas sísmicas mediante acelerogramas o espectros asociados a las fuentes consideradas.

En el presente documento se utiliza el método de elementos finitos en 3D, para determinar la variación de las deflexiones, cortantes y momentos flectores, para tres configuraciones geométricas de pilotes 2x2, 4x2 y 3x3, con tres espaciamientos diferentes (3D - 5D - 7D), al ser sometidos ante nueve sismos con diferentes frecuencias, para un sitio típico del depósito Lacustre de la Ciudad de Bogotá.

# 1 OBJETIVOS

## 1.1 GENERAL

Analizar el comportamiento de grupos de pilotes ante cargas de sismo de diferentes características a partir de los resultados obtenidos mediante modelación de elementos finitos en 3D, partiendo de la información geotécnica existente para un sitio típico del depósito Lacustre de la ciudad de Bogotá.

## 1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Evaluar el efecto de grupo ante aplicación de cargas sísmicas en términos de lo observado en los diagramas de deflexión, cortante y momento de los pilotes de grupos con diferente configuración de espaciamiento y distribución.
- Construir gráficas adimensionales y presentar recomendaciones de pre dimensionamiento que ilustren las deflexiones, fuerzas de cortante y momentos flectores a lo largo de los pilotes en grupos.
- Evaluar la influencia que generan las diferentes fuentes de cargas sísmicas, en los diagramas de deflexiones, fuerza cortante y momento flector a lo largo de los pilotes en grupo.
- Realizar una validación de los resultados, mediante análisis basados en la metodología P-Y que incluyan efectos dinámicos y de grupo.

## 2 METODOLOGÍA PROPUESTA

La metodología que se utilizó para lograr los objetivos en esta tesis de grado es la siguiente:

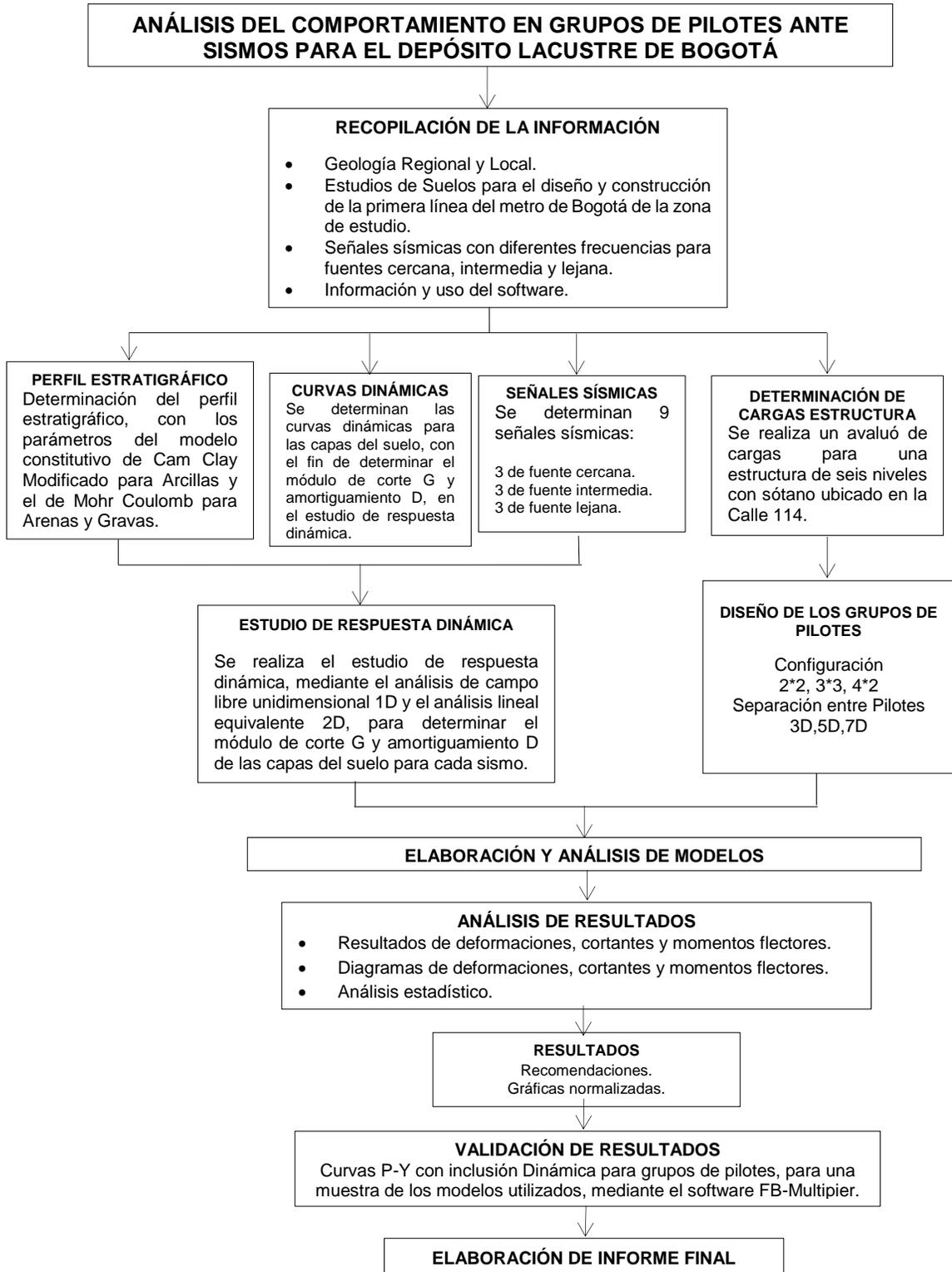
En la fase uno, se realizó la recopilación de la información existente de los estudios de suelos, para el diseño y construcción de la primera línea del metro, desde la calle 83 hasta la calle 93 con avenida carrera 11, donde se encontraron en total 4 sondeos mecánicos a una profundidad de 50.00m, 5 ensayos de CPTu a 30.00m y dos ensayos de Down Hole hasta la profundidad de 30.00m. Después se solicitó las señales sísmicas y las curvas dinámicas, utilizadas en el estudio de Microzonificación sísmica de la ciudad de Bogotá al IDIGER, según FOPAE 2010, y finalmente se recolecta información sobre el manejo del MIDAS GTS-NX 3D.

En la fase dos, se procede a determinar el perfil promedio de la zona de estudio y los parámetros del suelo, donde para las arcillas se utiliza el modelo constitutivo de Cam Clay Modificado y para las arenas el de Mohr Coulomb, luego se realiza el avalúo de cargas estructurales a un edificio ubicado en la Calle 114 de la ciudad de Bogotá, para estimar cargas y poder definir el diámetro y la longitud de los grupos de pilotes de cada una de las configuraciones geométricas a emplear.

A continuación, se determinan las curvas dinámicas en las capas de suelo para determinar los parámetros de módulo de corte G y amortiguamiento D mediante un estudio de respuesta dinámica, y finalmente se realiza el tratamiento de cada una de las señales sísmicas escalándolas según recomendaciones FOPAE 2010.

En la tercera fase, se realiza la modelación en 3D en el software MIDAS GTS-NX de los 81 modelos, en la cuarta fase se realiza el análisis de resultados, en la quinta fase se realiza la validación de los resultados en FB-Multiplier y finalmente la elaboración del informe como se muestra en el siguiente diagrama de flujo en la Figura 1.

Figura 1. Diagrama de Flujo.



Fuente: El Autor.

### 3 MARCO TEÓRICO

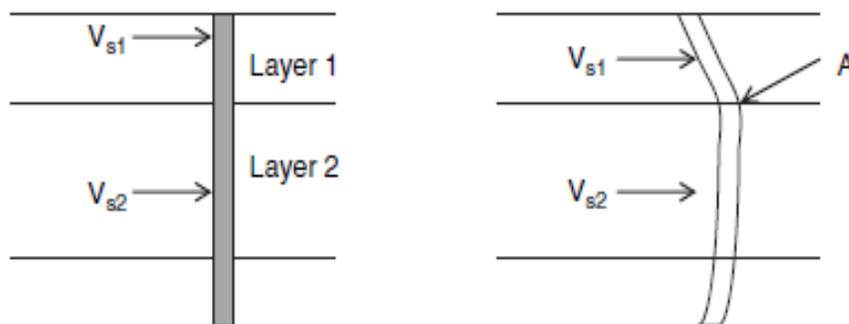
#### 3.1 DISEÑO SÍSMICO DE PILOTES

Los sismos, pueden causar momentos de flexión, y fuerzas de corte adicionales en los pilotes. Los momentos de flexión inducidos por el sismo, y las fuerzas de corte pueden clasificarse de dos maneras: como cargas cinemáticas y cargas inerciales [1].

##### 3.1.1 Cargas Cinemáticas.

Las ondas sísmicas viajan a diferentes velocidades en los diferentes tipos de suelos, debido a estas diferencias, los pilotes se someten a fuerzas de flexión y de corte, donde la flexión se conoce como flexión cinemática del pilote. En la Figura 2 se presenta un esquema de la deformación sufrida por un pilote durante el sismo, en función de la diferencia de suelos y sus correspondientes velocidades de onda de corte  $V_{s1}$  y  $V_{s2}$ .

**Figura 2.** Deformación de un pilote durante el sismo.



Fuente: RAJAPAKSE, Ruwan, 2008.

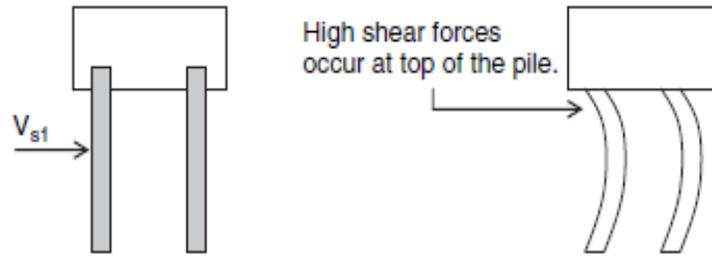
En la Figura anterior, se observa que el pilote está sometido a diferentes fuerzas, debido a la llegada de diferentes ondas sísmicas dentro de las dos capas de suelo.

La flexión cinemática del pilote, también puede ocurrir en suelos homogéneos, debido a que las formas de las ondas sísmicas, pueden tener diferentes resistencias, que dependen de la profundidad y de las estructuras circundantes, que podrían amortiguar la onda de una manera no uniforme.

##### 3.1.2 Cargas Inerciales.

Además de las cargas cinemáticas, las ondas sísmicas pueden inducir cargas inerciales. En la Figura 3 se observa que, en la zona superior de los pilotes, se encuentra la mayor concentración de fuerzas de corte debido a las cargas inerciales.

**Figura 3.** Cargas Inerciales sobre los pilotes, debidas al sismo.



Fuente: RAJAPAKSE, Ruwan, 2008.

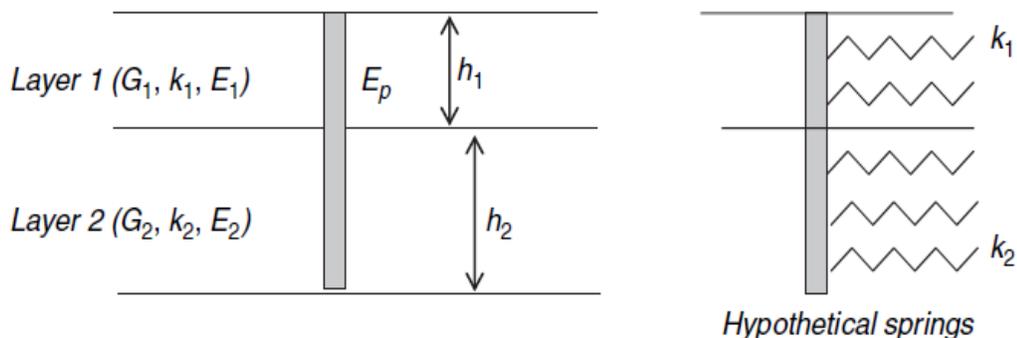
El mecanismo de carga inercial en los pilotes, es diferente del mecanismo de carga cinemático, donde la carga inercial se produce debido a la masa de la estructura que actúa sobre los pilotes, es por ello que el pilote no se mueve libremente al encontrarse unido, y por tal razón el pilote se encuentra sujeto a fuerzas de inercia y momentos de flexión.

Las cargas inerciales debidas a las ondas sísmicas, se limitan a los primeros 10 D a 15 D metros desde la superficie, donde D es el diámetro del pilote, por otro lado, la carga cinemática puede ocurrir a cualquier profundidad. Si un pilote falla a una profundidad mayor, entonces es razonable suponer que el pilote ha fallado debido a la carga cinemática<sup>1</sup>.

### 3.1.3 Diseño de pilas para cargas cinemáticas.

En la Figura 4, se presenta el modelo típico para el diseño de pilote ante cargas cinemáticas, donde se observan las variables involucradas en el modelo, para el suelo se tiene: el módulo de corte ( $G$ ), el módulo de reacción ( $k$ ), el módulo de elasticidad ( $E$ ) y el espesor del estrato ( $h$ ), mientras que para el Pilote, se tiene el módulo de elasticidad del pilote ( $E_p$ ).

**Figura 4.** Modelo típico de resortes para el diseño de pilotes.

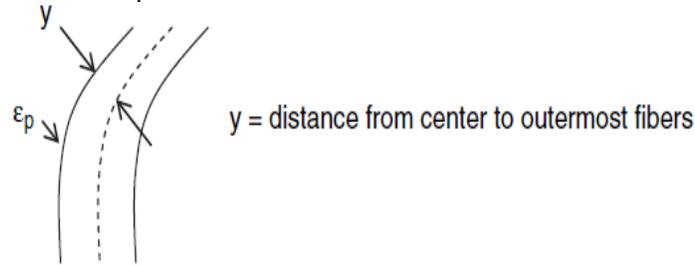


Fuente: RAJAPAKSE, Ruwan, 2008.

<sup>1</sup> RAJAPAKSE, op. cit, p.318 - 319.

En la Figura 5 se muestra un esquema de la deformación del pilote a flexión.

**Figura 5.** Deformación del pilote a flexión.



Fuente: RAJAPAKSE, Ruwan, 2008.

El diseño sísmico de pilotes para cargas cinemáticas, se describe a continuación, en primer lugar, se determina la tensión máxima de corte en la interfaz de las capas de suelo, la cual está definida por la Ecuación 1.

$$\gamma_1 = (r_d \rho_1 x h_1 a_s) / G_1 \quad (1)$$

Donde,  $\gamma_1$  es la tensión pico de corte en la interfaz de dos capas de suelo,  $a_s$  la aceleración del suelo en la superficie durante el sismo,  $r_d$  el factor de profundidad igual a  $1 - 0.015z$ ,  $z$  es la profundidad de la interfaz de suelo medida en metros,  $\rho_1$  es la densidad del suelo de la capa superior y  $h_1$  el espesor de la capa superior de suelo.

A continuación, se calcula  $\delta$  que es la relación entre  $k$  y  $E$ , dada por la Ecuación 2.

$$\delta = k_1 / E_1 = k_2 / E_2 \quad (2)$$

Donde,  $k_1$  y  $k_2$  son las constantes de resorte de las capas 1 y 2, y  $E_1$  y  $E_2$  el módulo de Young de las capas 1 y 2.

A continuación, se halla la relación de transferencia de tensiones ( $\epsilon_p / \gamma_1$ ).

$$\left( \frac{\epsilon_p}{\gamma_1} \right) = \frac{(c^2 - c + 1) \{ [3(k_1 / E_p)^{1/4} (h_1 / d) - 1] c(c-1) - 1 \}}{2c^4 (h_1 / d)} \quad (3)$$

Donde,  $C$  es igual a  $(G_2 / G_1)^{1/4}$ ,  $\epsilon_p$  es la deformación por flexión en la fibra más externa del pilote, y  $\gamma_1$  la tensión de corte en la interfaz.

Finalmente, se determina el momento flector en el pilote:

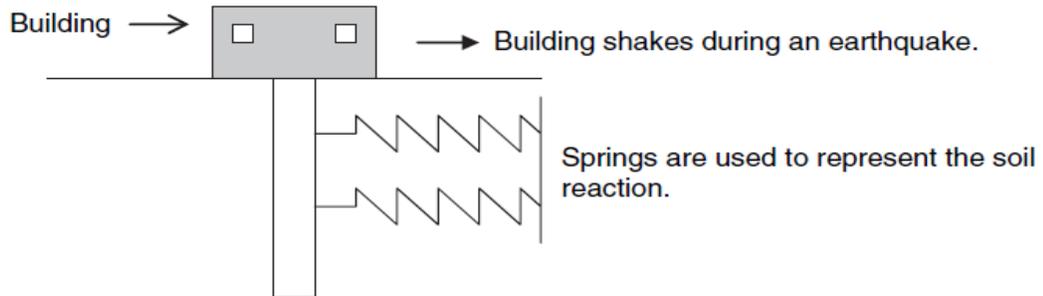
$$M = (\sigma_p \cdot I) / y \quad (4)$$

Dado, que se calculó  $\epsilon_p$ ,  $y$ ,  $I$  y  $E_p$  que son las propiedades conocidas del pilote, se puede deducir el momento flector ( $M$ ) inducido por un sismo.

### 3.1.4 Diseño sísmico de pilotes ante cargas inerciales

En la Figura 6, se presenta el esquema de resortes usados, para representar el comportamiento del suelo en el análisis de fuerzas sísmicas.

**Figura 6.** Modelo de resortes para fuerzas sísmicas



Fuente: RAJAPAKSE, Ruwan, 2008.

Desafortunadamente, no existe una ecuación fácil para representar el movimiento del edificio y los pilotes, pero se ha propuesto la siguiente ecuación diferencial parcial.

$$vV/vZ \cdot dZ + \rho \cdot v^2 y/vt^2 \cdot dZ + k \cdot D(y - u) \cdot dZ = 0 \quad (5)$$

Donde,  $V$  es la fuerza de corte en el pilote a una profundidad de " $Z$ ";  $Z$  es la profundidad;  $D$  el diámetro del pilote;  $u$  el movimiento horizontal del suelo debido al sismo;  $v$  = movimiento del pilote horizontal debido al sismo, ( $u-v$ ) el movimiento horizontal del suelo y el pilote ante el sismo y  $\rho$  la densidad del pilote. Cabe resaltar, que esta ecuación no se puede resolver con una precisión razonable mediante métodos manuales. Por lo tanto, los programas de computadora se utilizan para calcular las fuerzas de corte que se desarrollan en los pilotes.<sup>2</sup>

### 3.1.5 Método de las curvas P-y dinámicas.

En el 2001, Brown, O'Neill y otros [2], realizaron análisis de modelos computacionales para obtener curvas P-Y dinámicas, donde se tiene en cuenta la inclusión de cargas sísmicas, los efectos del grupo en pilotes, y el tipo de suelo, como se expresa en la Ecuación 6, donde estas curvas se pueden incluir en softwares como el FB-Multipier el cual permite la inclusión de los acelerogramas y representa el comportamiento del suelo mediante las curvas P-y dinámicas.

$$P_d = P_s \left[ \alpha + \beta a_0^2 + k a_0 \left( \frac{\omega y}{D} \right)^n \right] \quad (6)$$

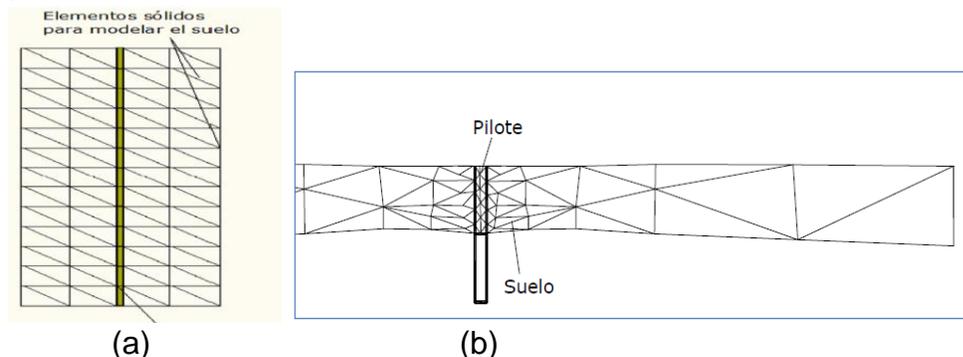
<sup>2</sup> RAJAPAKSE, op. cit, p.320 - 326.

Donde,  $P_d$  es la curva dinámica de  $P_s$ ,  $P_s$  es la curva P-y estática del suelo,  $a_0$  es la frecuencia adimensional,  $\omega$  es la frecuencia de carga dominante del sismo,  $D$  es el diámetro del pilote,  $y$  es la deflexión lateral y finalmente,  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\kappa$  y  $n$  son constantes de ajuste de las curvas.

### 3.1.6 Método de Elementos Finitos.

El método de elementos finitos [3], es una aproximación numérica, donde se representa al suelo como un medio elastoplástico y además se permite modelar la interacción suelo – pilote, una de las principales desventajas con los métodos de elementos finitos es que se requiere de un programa capaz de fusionar elementos tipo viga para el pilote y elementos de sólidos para el suelo, como se observa en la siguiente Figura 7 (a), esto con el fin de garantizar una discretización adecuada y evitar el problema de la transición de tamaño, que generaría modelar el pilote con elementos sólidos, como se observa en la Figura 7 (b).

**Figura 7.** (a) Discretización para el pilote con elemento tipo viga y elemento tipo sólido para el suelo (b) Discretización del suelo y del pilote con elementos tipo sólidos.



Fuente: HERNANDEZ CARILLO, Rodrigo. 2011.

## 3.2 MODELOS CONSTITUTIVOS

### 3.2.1 Modelo Constitutivo de Mohr Coulomb

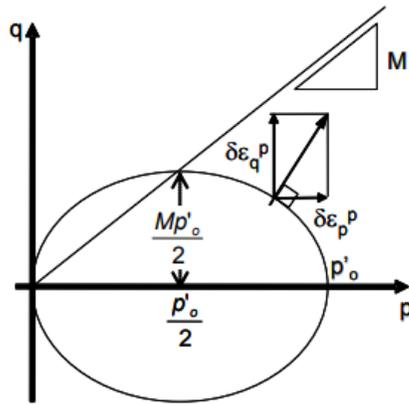
Modelo según la ley de Hooke con una sola rigidez constante y una resistencia definida por el criterio de falla de Mohr-Coulomb. Es un modelo sencillo, que presenta una relación tensión deformación bilineal. Este modelo se utiliza como una primera aproximación al comportamiento del suelo en general. El modelo incluye cinco parámetros a saber, el módulo de Young, el coeficiente e Poisson  $\nu$ , la cohesión  $c$ , el ángulo de fricción, y dilatancia [4].

### 3.2.2 Modelo Constitutivo de Cam Clay Modificado.

Utilizado para simular el comportamiento de suelos blandos como arcillas normalmente consolidadas, el modelo proporciona buenos resultados en situaciones de compresión primaria, establece una conexión entre la deformación volumétrica y las características de resistencia al cortante de suelos normalmente consolidados.

Una de las hipótesis del modelo Cam Clay modificado consiste en suponer que la superficie de fluencia coincide con el potencial plástico lo cual indica una regla de flujo asociado que acepta el criterio de normalidad, así que los incrementos de deformación plástica son en todo momento perpendiculares a la superficie de fluencia o plastificación, como se muestra en la Figura 8 [5].

**Figura 8.** Superficie de fluencia del modelo Cam Clay modificado



Fuente: CAMACHO, J. REYES, O. y BUENO, P. 2004.

### 3.3 ESTUDIO DE RESPUESTA DINÁMICA MEDIANTE ANÁLISIS LINEAL EQUIVALENTE 2D EN MIDAS GTS-NX.

El análisis lineal equivalente en MIDAS GTS-NX, se aplica para encontrar la calibración de los parámetros dinámicos del suelo, dado que para el análisis no lineal tiempo historia en 3D, se necesitan los parámetros de módulo de corte  $G$  y amortiguamiento  $D$  de cada una de las capas del suelo.

En primer lugar, se define el análisis de campo libre unidimensional 1D, donde se obtiene la respuesta del suelo ante un sismo de entrada, en el cual se determina la amplificación de la aceleración en superficie, como parte de la calibración para el análisis lineal equivalente en 2D. En el análisis lineal equivalente 2D, se tiene en cuenta el factor de escala del análisis de campo libre unidimensional 1D, donde se determina la máxima tensión de corte  $\gamma_{maz}$  del perfil del suelo, con la cual se definen los parámetros de módulo de corte  $G$  y amortiguamiento  $D$ , mediante las curvas dinámicas para cada capa del suelo [6].

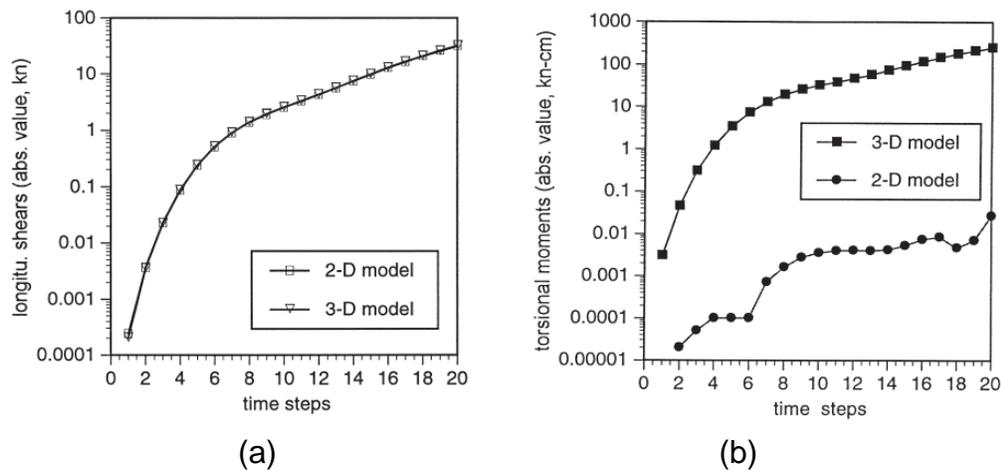
## 4 REVISION DOCUMENTAL

A continuación, se realiza una breve reseña de los diferentes estudios que se han realizado a través de la historia para pilotes ante cargas laterales y sísmicas.

El estudio del análisis de pilotes cargados lateralmente tiene sus orígenes en 1963 con Davisson y Gill [7], quienes definieron soluciones elásticas, para pilotes hincados en suelos cohesivos, mediante la generación de sus propias expresiones y gráficas. Mas adelante Broms en 1965<sup>3</sup>, desarrollo una solución simplificada mediante gráficas para pilotes cargados lateralmente, suponiendo que, en pilotes cortos ocurre una falla cortante del suelo y para pilotes largos, una falla por flexión del pilote gobernada por la resistencia de fluencia de la sección del pilote, finalmente mediante gráficas se determina la deflexión en la cabeza y el momento máximo en el pilote.

En 1998 los ingenieros Cai, Gould y Desai, en Estados Unidos [8], realizaron la comparación de un modelo mediante el análisis de elementos finitos en 2D y 3D, para estudiar y comparar la respuesta sísmica, de una estructura soportada por pilotes, sobre un suelo arcilloso. En la modelación incluyen la aceleración a lo largo del eje X, y se obtiene como resultado, que la fuerza de corte en 2D y 3D es similar, mientras que los momentos en 2D son prácticamente iguales a 0 y se encuentran muy lejanos a los valores en 3D, como se muestra en la Figura 9. Concluyendo que, para un modelo simplificado y simétrico, el análisis en 2D no es capaz de reproducir e incluir bien todos los aspectos de la respuesta sísmica de las estructuras, especialmente cuando se requiere el momento flector para los diseños sísmicos.

**Figura 9.** (a) Comparación de Fuerza de Corte (2D y 3D), (b) Comparación de los momentos (2D y 3D).

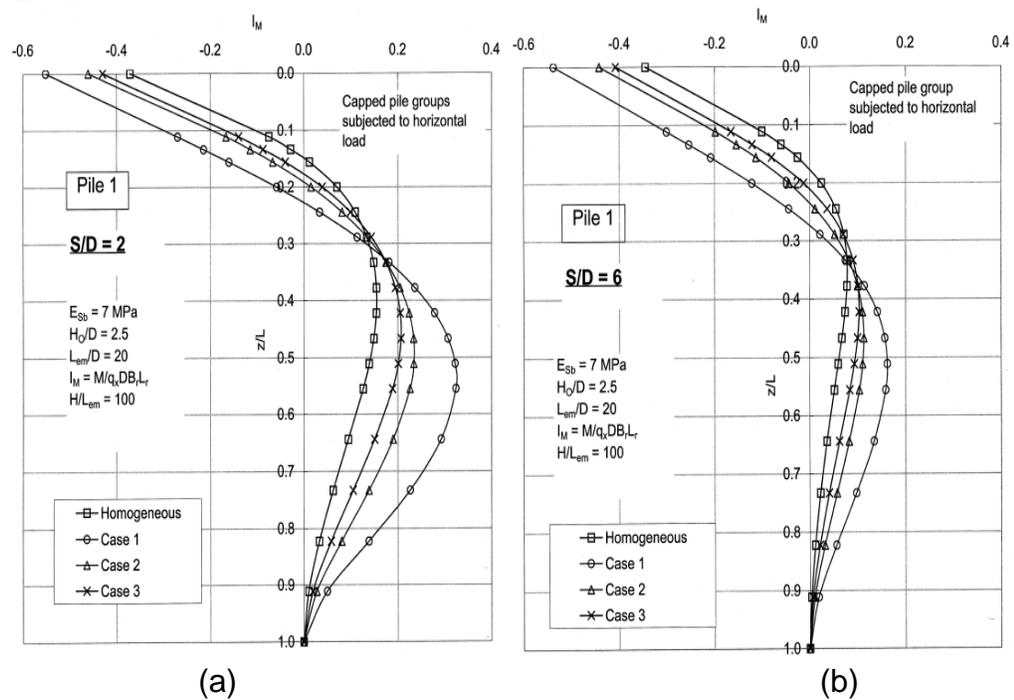


Fuente: CAI, Y.X; GOULD, P.L; DESAI,C.S, 1998.

<sup>3</sup> DAS, op. cit, p.629-631

En 1999 los ingenieros Zhang, H.H; Small, J., en Australia [9], realizaron un análisis en grupos de pilotes con diferente separación, ante una carga vertical y horizontal, el software utilizado para el análisis fue APPRAF, donde modelan el capuchón como una placa delgada, los pilotes como vigas elásticas y el suelo como un conjunto de capas horizontales de diferentes materiales, utilizando la teoría de elementos finitos, en el modelo la transferencia de la carga va desde el capuchón, a los pilotes y finalmente al suelo. Al comparar dos grupos de pilotes sometidos a cargas horizontales con diferente separación, primer grupo  $S/D=2$  Figura 10 (a) y segundo grupo  $S/D=6$  Figura 10 (b), se encuentra que para una separación pequeña entre pilotes (es decir, menos de 6), se puede presentar un gran momento y por tal razón el diseño puede llegar a ser menos eficiente y anti económico.

**Figura 10.** (a) Momentos para un Pilote con  $S/D=2$ , (b) Momentos para un Pilote con  $S/D=6$ .

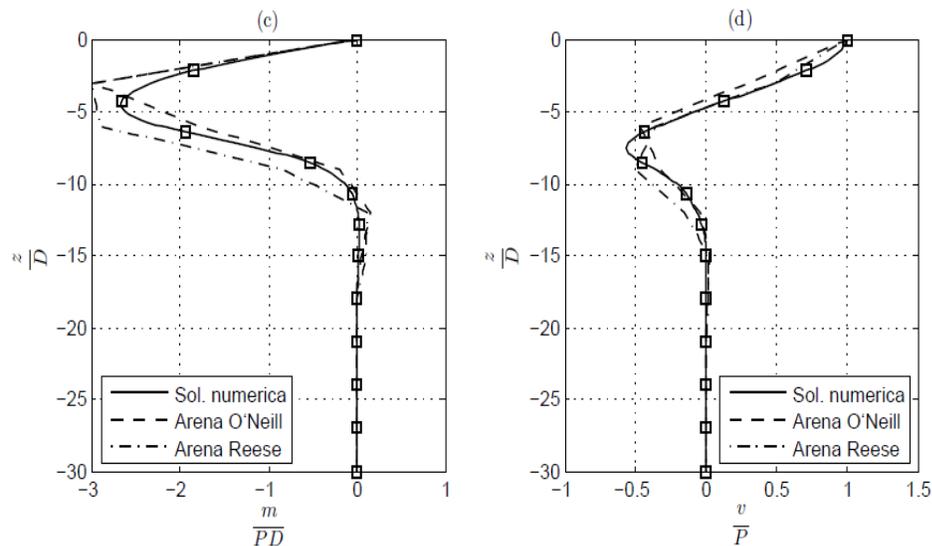


Fuente: ZHANG, H.H; SMALL, J.C., 1999.

En 2012 Sainea Vargas [10], realizó varios modelos de grupos de pilotes con diferente configuración geométrica y separación para diferentes tipos de suelos, dentro de su metodología incluye las curvas P-y con inclusión dinámica, para el uso del software FB-Multipier y cada uno de los modelos fue sometido a diferentes frecuencias de sismos, finalmente obtiene las deflexiones y momentos flectores a lo largo de los pilotes, y presenta algunas observaciones sobre el comportamiento.

En 2014 Turello, Pinto y Sanchez en Argentina [11], realizaron una modelación con elementos finitos 3D en Abaqus, para representar pilotes sometidos a carga lateral mediante elementos de viga embebidos en sólidos. En la modelación utilizaron el modelo constitutivo Mohr Coulomb para la arena y el pilote lo modelaron con un modelo elástico, finalmente obtienen resultados de deflexiones, cortantes, momentos flectores a lo largo del pilote y los resultados los compararon con el método de las curvas P-y de O'Neill y Reese donde se observa gran similitud, como se muestra en la Figura 11.

**Figura 11.** (c) Diagrama de momentos flectores. (d) Diagrama de Fuerza Cortante.



Fuente: TURELLO, Diego; PINTO, Federico, 2014.

En el año 2015, los ingenieros Kaustav Chatterjee , Deepankar Choudhury y Harry G. Poulos, realizaron el análisis sísmico para un pilote cargado lateralmente bajo la influencia de la carga vertical, utilizando el método de elementos finitos, mediante un análisis pseudo estático, con el objetivo de encontrar la deflexión y el momento máximo en el pilote.

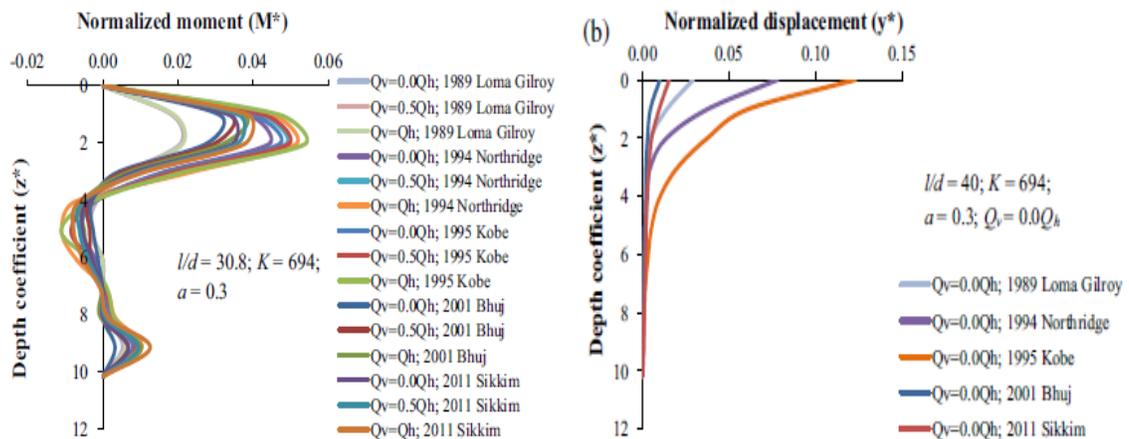
En primera instancia, calculan fuerzas laterales a diferentes profundidades del pilote, como cargas equivalentes a las producidas por un sismo, la cual se obtiene con la máxima aceleración en superficie MHA, mediante el programa SHAPE.

En la metodología, incluyen la realización de un código en MATLAB por medio de diferencias finitas, encontrando la matriz de rigidez de los desplazamientos y rotación en cada uno de los nodos sobre el pilote, finalmente mediante los análisis de aceleración en superficie de cada uno de los sismos, se obtiene el vector de carga lateral pseudo-estática para cada uno de los sismos, con el fin de determinar la deflexión y el momento en varios nodos a lo largo del pilote

Los resultados son validados, con elementos finitos en el programa GEOFEM3D, con una prueba de carga centrífuga y con los resultados de campo de Karasev,

Finalmente se encuentra, la variación del efecto de varios parámetros tales como movimientos de sismos, la relación  $l/d$ , la combinación de cargas verticales y laterales pseudo-estáticas, para las variables de momento y deflexión a lo largo del pilote como se muestran en la Figura 12. Al final, concluyen que la amplificación de los movimientos del suelo se ve considerablemente afectada por el contenido de duración y frecuencia de los movimientos sísmicos de entrada, mientras que la aceleración horizontal máxima puede tener una influencia comparativamente menor [12].

**Figura 12.** Momentos y desplazamientos con variación de la carga vertical, en diferentes sismos.



Fuente: CHATTERJEE, K., CHOUDHURY, D., POULOS. H., 2015.

En el 2015, en China, los ingenieros Chuan, Xun, Changbao, Xianlong, Zhenkun, presentan un análisis tridimensional de la respuesta sísmica de la interacción suelo-pilote-estructura; donde representaron pilotes con una longitud de 40 m y espaciados 1.5 m, los cuales soportaban una estructura rígida; además realizaron un análisis comparativo del suelo representado como un material lineal o suelo lineal equivalente y un suelo representado como un material elastoplástico con la superficie de falla de Drucker-Prager; realizaron modelaciones bidimensionales y establecieron las condiciones de frontera de tal forma que las ondas sísmicas no contaminaran por rebote los resultados encontrados, para esta situación los límites del modelo se representaron como amortiguadores que aseguraron la absorción de las ondas salientes.

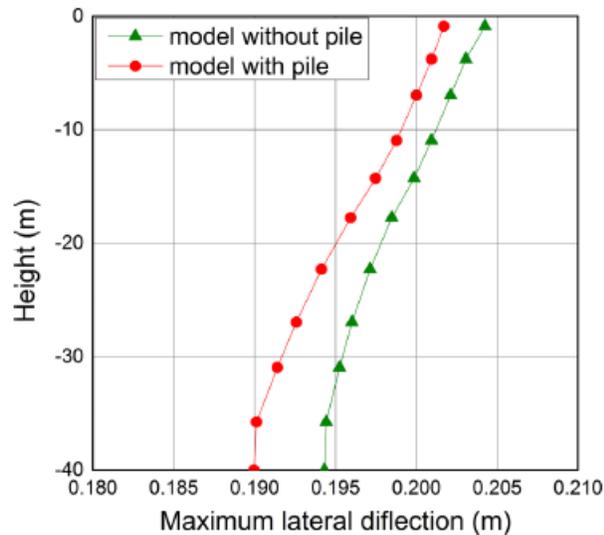
En los resultados se encontró que el modelo de suelo lineal subestima la aceleración de la estructura y afecta la respuesta dinámica del suelo por la no linealidad entre la interfaz suelo-pila, adicionalmente se evaluó el efecto del ángulo de dilatancia del suelo sobre la respuesta sísmica midiendo la aceleración máxima del pilote y la

estructura, y se encontró que el sistema no es sensible a la variación del ángulo de dilatación. Debido a que la fuerza de interacción suelo pilote se ve afectada por el esfuerzo inicial producido por la gravedad de la estructura, la carga de gravedad se estableció como constante en toda la simulación.

Los desplazamientos máximos se determinaron para la deformación fue máxima en la parte superior de la estructura, siendo de 0.8 % para  $t= 7.08$  s con el suelo no lineal y de 4.2 %, para el suelo lineal equivalente cuando  $t= 7.02$  s para el suelo no lineal los desplazamientos máximos son más pequeños que para el suelo lineal equivalente, como se muestra en la Figura 13.

El suelo lineal equivalente sobreestima en condiciones sísmicas, la aceleración ya que aumenta en 3 a 10% la respuesta de la pila y 10 – 16 % la respuesta de la estructura, indicando que la no linealidad del suelo tiene un gran efecto sobre la respuesta de aceleración estructural. Se encontró que el desplazamiento horizontal máximo disminuye en profundidad, y debido a que la estructura que se encuentra en superficie es rígida, esto permite que se aumente la rigidez del sistema y se reduzca la respuesta de desplazamiento lateral máximo en profundidad [13].

**Figura 13.** Deflexión lateral con pila y sin pila.



Fuente: LEI , JINCHI, AHMED, ARUL, 2015.

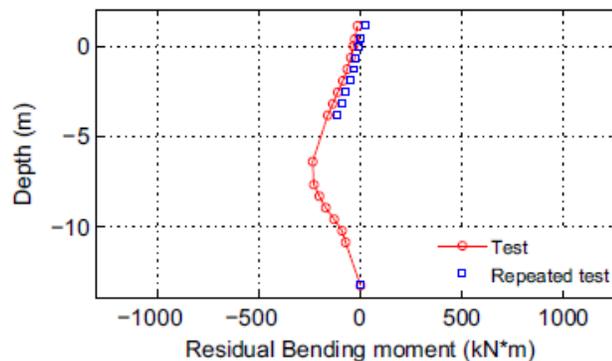
En el 2016 en Francia, los ingenieros Escoffier y Kotronis realizaron el siguiente artículo, donde presentan el comportamiento sísmico de la interacción suelo-pilote-estructura mediante pruebas en la centrifuga, en donde se determinan los desplazamientos y momentos para una configuración de pilotes inclinados y para una configuración de pilotes verticales conectados por un cabezal rígido y sometidos a diferentes señales sísmicas, se evalúa el comportamiento de estos pilotes cuando

soportan estructuras altas y estructuras cortas, la representación de este tipo de estructuras se realizó variando en el centro de gravedad que representaba la estructura, por tanto en las estructuras altas la masa que representaba el centro de gravedad se colocaba elevada y en las estructuras cortas se colocaba en la parte baja.

Para el suelo de fundación fue seleccionada arena densa, el material de los pilotes fue aluminio y con sección hueca, los pilotes inclinados tenían una inclinación de  $15^\circ$  respecto al eje vertical. Se encontró que, bajo condiciones sísmicas, los datos de momento de flexión, y fuerza axial fueron similares para las dos configuraciones representadas (pilotes inclinados y verticales), como se muestra en la Figura 14.

En términos de rotaciones máximas el rendimiento de los pilotes inclinados está influenciado por la frecuencia, amplitud el sismo y el tipo de estructura, en sismos pequeños los pilotes inclinados inducen una mayor rotación en el cabezal, este efecto es más pronunciado en configuraciones con una estructura alta que con una estructura corta. Con sismos pequeños y estructuras cortas, los pilotes inclinados redujeron la cizalladura total máxima en la base, para sismos más fuertes y estructuras altas no se produjo el mismo efecto. El uso de pilotes inclinados induce momentos de flexión residual más elevados, este comportamiento es más perjudicial en estructuras altas que en las cortas [14].

**Figura 14.** Momento residual para el sismo de Kobe, para pilas de masa de superestructuras.



Fuente: LI, S. ESCOFFIER, AND P. KOTRONIS, 2016.

En el año 2017, en estados unidos, los ingenieros Lei, Jinchi, Ahmed, Arul. realizaron un análisis de deformaciones debida a la interacción suelo - pilote bajo efectos sísmicos para una estructura de muelle derivada del diseño del Puerto de Los Ángeles Berth, para el análisis se realizó una modelación en elementos finitos en 3D, considerando un modelo multipaca de 9 estratos con intercalaciones de suelo blando y rígido, se representó el muelle sobre una plataforma rígida de hormigón armado que se sostiene sobre seis filas de pilotes que se encuentran empotrados máximo 4.5 m sobre un talud inclinado  $31^\circ$ , en la zona aferente del

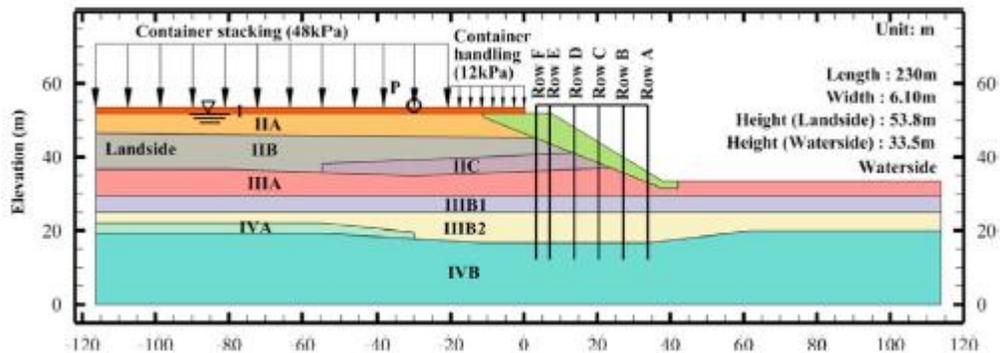
modelo, se representó dos sobrecargas que representan dos containers de 48 kPa y 12 kPa, como se muestra en la Figura 15.

Las simulaciones se llevaron a cabo en una plataforma (OpenSees), el suelo saturado se representó como un material en dos fases una sólida y una líquida. Se identificaron 3 tipos de suelos, unas capas de suelo granular compuestas por arena limosa, unas capas de suelos cohesivos y un dique, el análisis se realizó en condición drenada y para el perfil de suelo identificado se descartó la ocurrencia de licuación.

Se evaluó los cambios de la fuerza axial debido a la variación en la profundidad de empotramiento de los pilotes, y la deformación del talud a lo largo del cual estaban hincados los pilotes, se encontró que los mayores desplazamientos se presentaron en las capas superiores por la deformación por corte de éstas capas menos resistentes, el suelo se desplazó en dirección de la pendiente, y los desplazamientos mayores se presentaron en el pie del dique, la conclusión principal es que los desplazamientos de los pilotes se ven influenciados por el patrón de deformación de la pendiente del suelo

Independientemente de la distancia libre de cada pilote sobre la pendiente del suelo, la magnitud de la deformación lateral fue similar en todas las filas, respecto al desplazamiento vertical se observa que es mayor en la corona y en el pie del dique [15].

**Figura 15.** Presentación del modelo en elementos finitos



Fuente: LEI , JINCHI, AHMED, ARUL, 2017.

## 5 DISEÑO METODOLÓGICO

Para el análisis de deflexiones, cortantes y momentos flectores en diferentes grupos de pilotes, para un sitio típico del depósito lacustre de la ciudad de Bogotá, se llevó a cabo el siguiente desarrollo metodológico, en primera instancia, se ubicó un sector dentro del depósito lacustre de la ciudad, en el mapa de la microzonificación geotécnica y en los estudios de la primera línea del metro en el tramo IV, que va desde la calle 85 hasta la calle 93 con Av Carrera 11. De la información existente, se utilizó 4 sondeos mecánicos hasta la profundidad de 50.00 m (SL4-17, SL4-18, SL4-19, SL4-20), 5 ensayos de CPTu hasta una profundidad de 30.00 m (PZSL4-6, PZL4-10, PZL4-11, PZSL4-7, PZL4-12) y finalmente dos ensayos de Down Hole hasta los 30.00 m (PZSL4-6, PZSL4-7).

Con la información geotécnica disponible, se define el perfil promedio de la zona de estudio, encontrando un total de 12 capas con los parámetros del suelo según el modelo constitutivo de cada material, siendo en arcillas Cam Clay Modificado ( $C$ ,  $\Phi$ ,  $E$ ,  $\gamma$ ,  $\mu$ ,  $\lambda$ ,  $\kappa$ ,  $G$ ,  $V_s$ ,  $k$ ,  $ocr$ ,  $Ko$ ,  $e_0$ ,  $M$ ) y en arenas el de Mohr Coulomb ( $C$ ,  $\Phi$ ,  $E$ ,  $\mu$ ,  $\gamma$ ,  $G$ ,  $V_s$ ,  $k$ ). Para definir el diseño de los grupos de pilotes, se realizó un avalúo de cargas para un edificio de seis niveles con sótano ubicado en la calle 114 de la ciudad de Bogotá, del avalúo de cargas se obtuvieron valores entre (350 kN a 4400 kN) dando como resultado pilotes de 40cm de diámetro a una profundidad de 25.00m, los cuales cumplen con la capacidad portante, asentamientos y el análisis ante cargas laterales.

En total se definen 3 configuraciones típicas de pilotes de 2x2, 4x2 y 3x3, las cuales se van a espaciar (3D - 5D y 7D), dando en total 9 modelos, las señales sísmicas fueron seleccionadas del estudio de microzonificación sísmica de la ciudad de Bogotá y escaladas según FOPAE (2010) [16], donde se seleccionaron 3 señales de fuente cercana (CoyoteLake, Umbria, Coalinga) a 0.16 g, 3 señales de fuente intermedia (Deer Canyon, Kobe Okayama, Mt Baldy) a 0,10 g, y 3 señales de fuente lejana (Cerro Depi, Mexico CU01, Mexico CUIP) a 0,038g.

Para la modelación en elementos finitos en 3D, se necesita de los parámetros de módulo de corte  $G$  y amortiguamiento  $D$ , de cada una de las capas del suelo mediante un estudio de respuesta dinámica, donde se determinó cada curva de degradación del módulo y amortiguamiento de las capas que conforman el perfil, según FOPAE (2010)<sup>4</sup>, las cuales se usaron en el análisis libre unidimensional 1D y luego en el análisis lineal equivalente 2D en MIDAS GTS-NX, para determinar los valores de módulo de corte  $G$  y amortiguamiento  $D$ , de las capas del suelo para cada sismo.

---

<sup>4</sup> FOPAE, op. cit, p.80

En la modelación en 3D, el suelo se modela con elementos tipo sólidos y el pilote con elementos tipo viga embebida con propiedades elásticas del concreto, se realiza la inclusión de la carga sísmica y la sobrecarga estática de los pilotes, en el modelo se utilizan fronteras transmitentes las cuales absorben la onda y no permiten que el sismo se refleje, sino que viaje libremente. Finalmente se presentan los resultados de deflexiones, fuerza cortante y momento flector de cada uno de los modelos y se realiza la validación de los resultados en el software FB-Multipier del 10% de las modelaciones. En la Tabla 1, se presentan los factores, niveles y el número de modelos.

**Tabla 1.** Factores, niveles y número de modelos.

<b>FACTORES</b>	<b>NIVELES</b>	<b>TOTAL</b>
Separación entre Pilotes	3D - 5D - 7D.	3
Configuración Grupos de Pilotes	2X2, 3X3, 4X2	3
Sismos	Fuentes: 3 de Fuente Cercana, 3 de Fuente Intermedia y 3 de fuente Lejana.	9
	Total, Modelos	81

Fuente. El Autor.

## 6 DESARROLLO DEL PROYECTO

A continuación, se presentan las generalidades del sitio en estudio tales como su localización urbana en la ciudad de Bogotá, así como su ubicación dentro de los diferentes mapas de zonificación geotécnica y sísmica de la ciudad.

Posteriormente se presenta la caracterización geotécnica del sitio, el análisis de la información disponible, que consiste en exploración del subsuelo mediante métodos convencionales con extracción de muestras alteradas e inalteradas, métodos sin recuperación de muestras como el ensayo CPTu, ensayos geofísicos y demás información para la definición del modelo geotécnico y los parámetros que representan el comportamiento de las capas obtenidas. Seguidamente, se presenta el avalúo de cargas para una estructura de seis niveles en la ciudad de Bogotá, ubicada en la calle 114, para el diseño de los grupos de pilotes, donde se verifica el análisis de capacidad portante, eficiencia, asentamientos y el análisis de capacidad de carga lateral.

Finalmente, se presentan las señales sísmicas, las curvas dinámicas del suelo, el estudio de respuesta dinámica del suelo, y la modelación en 3D en el programa MIDAS GTS-NX.

### 6.1 LOCALIZACIÓN

La zona de estudio se encuentra ubicada en el norte de la ciudad de Bogotá, entre la Calle 85 con Av Carrera 11 y la Calle 93 con Av Carrera 11, cerca del Parque de la 93 como se muestra en la Figura 16 [17], y según el mapa de zonas geotécnicas de la ciudad de Bogotá, se localiza sobre el depósito Lacustre A [18], conformado por suelos muy comprensibles de baja capacidad portante, como arcillas limosas muy blandas y arcillas arenosas firmes, como se muestra en la Figura 17.

**Figura 16.** Localización de la Zona de Estudio



Fuente: GOOGLE EARTH [En línea], 12 de Junio de 2017.

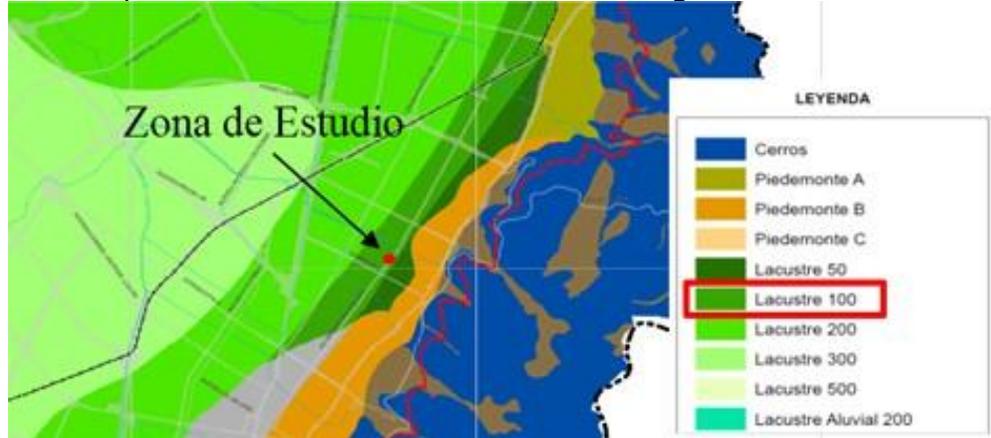
**Figura 17.** Mapa de Zonas Geotécnicas de la Ciudad de Bogotá.



Fuente: S.C.G [En línea], 23 de agosto de 2017.

La zona de estudio en el mapa de la microzonificación sísmica de la ciudad de Bogotá, se encuentra sobre el depósito Lacustre 100 [19] como se presenta en la Figura 18, la cual pertenece a suelo lacustre blando conformada por arcillas limosas o limos arcillosos y en algunos sectores se presenta con intercalaciones de turba.

**Figura 18.** Mapa de Microzonificación Sísmica de Bogotá.



Fuente: S.C.G [En línea], 26 de septiembre de 2016.

## 6.2 CARACTERIZACIÓN DEL SUELO

Para la caracterización de la zona de estudio se tuvo en cuenta la información existente de los diseños de la primera línea del metro [20], que van desde la calle 85 hasta la calle 93 con Av Carrera 11, como se muestra en la Figura 19.

**Figura 19.** Información Geotécnica de la Zona de Estudio



Fuente: IDU [En línea], 20 de enero de 2017.

Se cuenta con la siguiente información, 4 sondeos mecánicos hasta la profundidad de 50.00m (SL4-17, SL4-18, SL4-19, SL4-20), 5 ensayos de CPTu hasta los 30.00 m (PZSL4-6, PZL4-10, PZL4-11, PZSL4-7, PZL4-12) y 2 ensayos de Down Hole hasta los 30.00m (PZSL4-6, PZSL4-7), como se presenta en el anexo A.

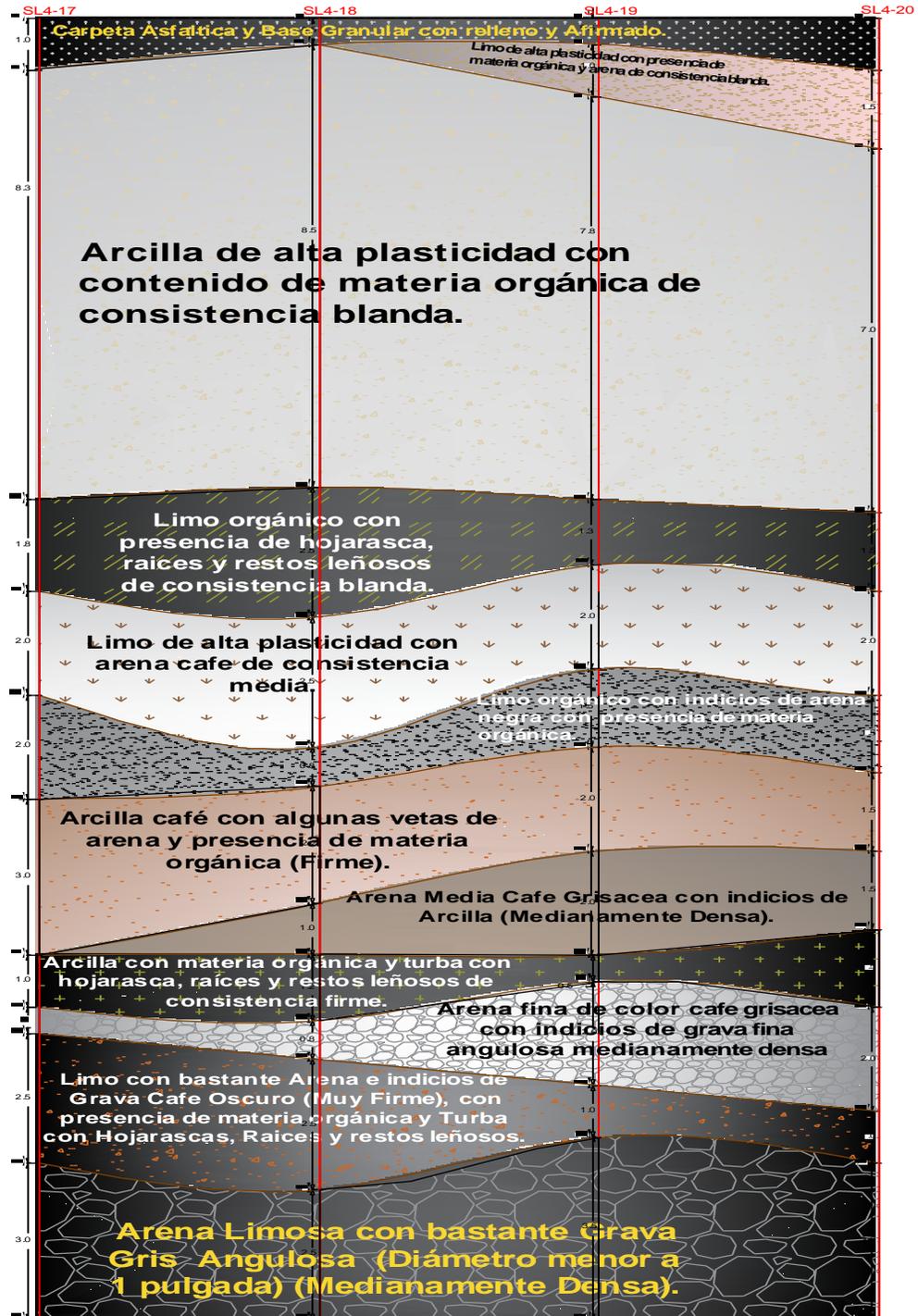
### **6.2.1 Sondeos Mecánicos.**

El perfil promedio, se define con 4 sondeos mecánicos hasta una profundidad de 50.00m, encontrando un total de 12 capas como se observa en la Figura 20, el perfil inicia con la capa 1 que es un relleno de 1.00m, la capa 2 está conformada por un limo de alta plasticidad de consistencia blanda, con presencia de materia orgánica y arena con 1.30 m de espesor, la capa 3 es una arcilla de alta plasticidad, de consistencia blanda con contenido de materia orgánica con 16.00 m de espesor, la capa 4 está conformada por un limo orgánico de consistencia blanda con presencia de hojarasca, raíces y restos leñosos con 3.50 m de espesor, la capa 5 es un limo de alta plasticidad, de consistencia media con presencia de arena color café de 4.30 m de espesor, la capa 6 es un limo orgánico con presencia de materia orgánica y arena negra con un espesor de 2.90 m.

Continúa con la capa 7, compuesta por una arcilla de color café de consistencia firme, con presencia de algunas vetas de arena y materia orgánica con un espesor de 4.30 m, la capa 8 es una arena media de color grisácea, con indicios de arena medianamente densa de 2.30 m de espesor, la capa 9 es una arcilla de consistencia firme, con presencia de materia orgánica, turba con hojarasca y restos leñosos de 2.20 m, la capa 10 es una arena fina, medianamente densa de color café grisácea con indicios de grava fina angulosa de 2.70 m de espesor, la capa 11 corresponde a un limo de consistencia firme con presencia de materia orgánica, turba, raíces y restos leñosos, arena e indicios de grava de color café oscuro de 3.50 m, finalmente la capa 12 que corresponde a un coluvión compuesto por arena limosa con bastante

grava de color gris angulosa con diámetro menor a 1 pulgada y medianamente densa con un espesor de 6.00m.

**Figura 20.** Perfil promedio de la Zona de Estudio.



Fuente: El Autor.

De los cuatro sondeos mecánicos, se cuenta con los siguientes ensayos como se muestra en la Tabla 2. De dichos ensayos se determinaron las propiedades físicas, los parámetros de resistencia geomecánica y los parámetros de deformabilidad del suelo a lo largo del perfil estratigráfico, en la Tabla 3 se presentan los valores promedio de cada una de las capas.

**Tabla 2.** Cantidad de Ensayos Exploración.

SONDEO	ENSAYOS													
	PM/DM (Mpa)	Gs	Wn (%)	Límites de Consistencia	Granulometría	Compresión Inconfinada	Corte Directo Cu	Triaxial Cu	Consolidación	PRE DE H/TO (kN/m <sup>2</sup> )	H/TO LIBRE (kN/m <sup>2</sup> )	Parámetros Químicos	N -SPT	Vanetest (kN/m <sup>2</sup> )
SL4-17	2	11	6	11	11	6	1	0	2	0	0	2	9	8
SL4-18	0	9	16	10	16	9	1	0	2	0	0	0	8	5
SL4-19	2	8	13	10	13	9	0	1	1	1	1	3	9	4
SL4-20	0	4	14	12	12	6	1	1	0	0	0	0	6	4
<b>TOTAL, ENSAYOS</b>	4	32	49	43	52	30	3	2	5	1	1	5	32	21

Fuente. El Autor.

Para la determinación de la relación de vacíos  $e_0$  y el peso unitario  $\gamma$  a lo largo del perfil, se utiliza el concepto de las relaciones gravimétricas en suelos saturados, dado que el nivel freático se encontró a 1.00m, las expresiones utilizadas se muestran en las ecuaciones 7 y 8.

Relación de vacíos  $e_0$

$$e_0 = \frac{W_n * G_s}{S} \quad (7)$$

Peso unitario  $\gamma$

$$\gamma = \frac{G_s * (1 + W_n) * \gamma_w}{1 + (W_n * G_s)} \quad (8)$$

**Tabla 3.** Propiedades a lo largo del perfil.

ENSAYO	CAPA	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12
<b>Clasificación</b>	<b>SUCS</b>	REL	MH	CH	MH	MH	MH	CL	SC	CL	SP	MH	SM
<b>Espesor</b>		1.00	1.30	16.00	3.50	4.30	2.90	4.30	2.30	2.20	2.70	3.50	6.00
<b>Gravedad Específica</b>	<b>Gs</b>	X	2.67	2.55	2.47	2.64	2.30	2.60	2.63	2.43	2.63	2.71	2.67
<b>Humedad Natural</b>	<b>Wn (%)</b>	X	60.70	114.75	104.12	46.94	105.02	25.35	22.90	21.20	16.70	41.97	20.47

Límites de Consistencia	LL (%)	X	106.00	149.78	204.24	73.67	175.00	49.00	38.00	37.99	X	68.00	30.00
	LP (%)	X	58.50	44.59	105.27	33.01	106.33	22.26	20.00	18.67	X	38.50	19.50
	IP (%)	X	47.50	105.19	98.98	40.66	68.67	26.74	18.00	19.33	X	29.50	14.50
Granulometría	% Grava	X	8.25	1.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.53	0.00	12.80	1.42	8.05
	% Arena	X	15.05	5.90	13.68	11.69	6.48	14.57	58.33	4.40	73.40	13.89	44.58
	% Finos	X	76.70	92.90	86.58	88.31	93.90	85.43	41.10	95.60	13.80	84.70	47.40
Compresión Inconfinnada	Y(kN/m <sup>3</sup> )	X	12.53	14.47	14.50	17.76	14.76	16.59	X	16.40	X	15.6	18.8
	qu (kPa)	X	X	46.50	25.75	42.00	64.33	37.50	X	198.00	X	X	X
	cu (kPa)	X	X	23.25	12.88	21.00	32.17	18.75	X	99.00	X	X	X
	E (kPa)	X	X	5426.00	536.50	638.50	1590.6	554.0	X	1400.0	X	X	X
Corte Directo	C (kPa)	X	41.00	16.00	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	φ °	X	26.30	9.71	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Triaxial	C (kPa)	X	X	90.00	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	φ °	X	X	22.46	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Consolidación	OCR	X	X	0.71	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	Cc	X	X	0.36	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	Cs	X	X	0.23	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	e0	X	X	1.41	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Correlaciones Gravimétricas	Y (kN/m <sup>3</sup> )	X	15.92	13.74	16.89	16.95	14.31	19.10	19.50	19.19	X	17.43	18.54
	e0	X	1.621	2.925	2.572	1.239	2.419	0.660	0.602	0.515	0.439	1.137	0.545

Fuente. El Autor.

## 6.2.2 Ensayo de SPT.

A lo largo de cada sondeo, se llevó a cabo la prueba de penetración estándar SPT, y mediante esta prueba de campo se encontraron algunas de las propiedades del suelo a lo largo del perfil, en especial para las capas de arena mediante las expresiones de la ecuación 9 y las Tablas 4-7 [21].

$$N_{60} = N_{SPT} * n_1 * n_2 * n_3 * n_4 \quad (9)$$

**Tabla 4.** Factores de corrección  $n_1$  por tipo de martillo.

Pais	Energía promedio Martillo			
	Tipo Dona		De Seguridad	
	R-P	Trip/Auto	R-P	Trip/Auto
USA	45	-	70-80	80-100
Japón	67	78	-	-
Reino Unido	-	-	50	60
China	50	60	-	-
Chile	60*	-	-	-

Fuente: CAMPAÑA, José, 2011.

**Tabla 5.** Factores de corrección  $n_2$ , por longitud de barras.

Longitud (m)	$n_2$
> 10	1
6-10	0.95
4-6	0.85
0-4	0.75

Fuente: CAMPAÑA, José,2011.

**Tabla 6.** Factores de corrección  $n_3$ , por tipo de muestreador

Características	$n_3$
Sin encamisado	1
Con Encamisado	
Arena densa, arcilla	0.8
Arena Suelta	0.9

Fuente: CAMPAÑA, José,2011.

**Tabla 7.** Factores de corrección  $n_4$ , por diámetro de perforación.

Diámetro Perforación.	$n_4$
60 - 120 mm	1
150 mm	1.05
200 mm	1.15

Fuente: CAMPAÑA, José,2011.

A continuación, se presentan las correlaciones usadas con SPT, para encontrar los siguientes parámetros del suelo como: la relación de poisson [22] en la ecuación 10, el módulo de elasticidad E [23] en la ecuación 11, la cohesión  $C_u$  [24] en la ecuación 12, el ángulo de fricción  $\Phi^5$  en la ecuación 13, la velocidad de onda  $V_s^6$  en la ecuación 14 y el módulo cortante  $G_s^7$  en la ecuación 15 como se muestra a continuación.

Relación de Poisson  $\mu$ .

$$\mu = \frac{1 - \text{sen}(\phi)}{2 - \text{sen}(\phi)} \quad (10)$$

Módulo de Elasticidad E.

$$E(\text{MPa}) = 6.19 * N_{SPT}^{1.30} \quad (11)$$

Cohesión  $C_u$ , Hara (1974).

$$C_u = 29 * (N_{60})^{0.72} \text{ kPa} \quad (12)$$

<sup>5</sup> CAMPAÑA, op. cit, p.12

<sup>6</sup> PERÉZ, I. MUÑOZ, A. CARBÓ, A. RUIZ, J., op. cit, p.644.

<sup>7</sup> CAMPAÑA, op. cit, p.11

Ángulo de Fricción  $\Phi$ , para arenas.

$$\Phi = 3.5 * [N_{spt}]^{0.5} + 20 \quad (13)$$

Velocidad de Onda Vs.

$$V_s = 98.69 * N_{spt}^{0.321} \quad (14)$$

Módulo de Corte  $G_s$ .

$$G_s = 120 * N_{60}^{0.8} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (15)$$

En la Tabla 8, se presentan los parámetros promedio de cada una de las capas.

**Tabla 8.** Parámetros del Perfil estratigráfico mediante la prueba de SPT.

CAPA	SUCS	ESPESOR	$\mu$	Es (kPa)	Cu (kPa)	$\Phi^\circ$	Vs(m/s)	G (kPa)
C1	RELLENO	1.00	X	X	X	X	X	X
C2	MH	1.30	X	X	X	X	X	X
C3	CH	16.00	0.35	56794.33	37.99	X	183.66	55327.3
C4	MH	3.50	0.36	20379.69	21.85	X	132.45	24498.5
C5	MH	4.30	0.24	794017.83	166.15	X	327.21	233340.3
C6	MH	2.90	0.33	128671.61	58.90	X	229.47	96366.9
C7	CL	4.30	0.36	31148.97	26.41	X	164.40	41979.4
C8	SC	2.30	0.32	66498.62	62.82	31.35	242.22	111664.3
C9	CL	2.20	X	X	X	X	X	X
C10	SP	2.70	0.33	74519.57	51.54	29.99	216.65	83510.2
C11	MH	3.50	0.31	211685.28	84.02	X	271.80	154103.0
C12	SM	6.00	0.33	175352.49	62.89	31.01	242.99	123318.9

Fuente. El Autor.

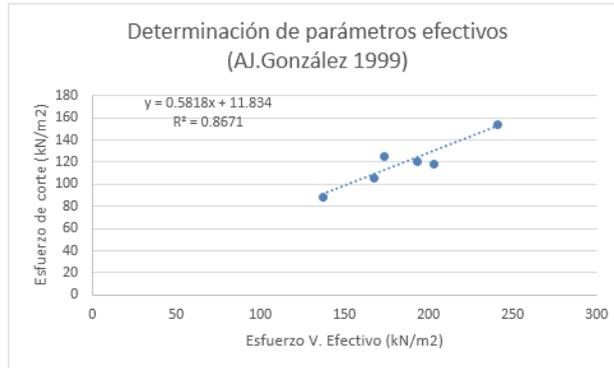
Dado que, para determinar los parámetros de resistencia en las capas superiores a 30.00, se cuenta únicamente con el ensayo de SPT de los perfiles estratigráficos, y como se observa los parámetros de cohesión están muy altos para representar las características de estos materiales, se va a emplear la metodología de Álvaro J Gonzales, para encontrar los parámetros de resistencia, en lo concierne a las capas 8, 10 y 12 que son arenas.

El método de Alvaro J Gonzales [25], hace una relación del esfuerzo cortante  $\tau$  vs el esfuerzo efectivo  $\sigma'$ , como se muestra en la ecuación 16 y mediante la regresión lineal se sacan los parámetros de C y  $\Phi$ .

$$\tau = \sigma' * \tan(\Phi_{eq'}) \quad (16)$$

Para las capas 8 y 10, que son unas arenas con las mismas propiedades físicas, se determinó los siguientes parámetros, mediante la metodología como se muestra en la Figura 21.

**Figura 21.** Parámetros de Resistencia de las capas 8 y 10.

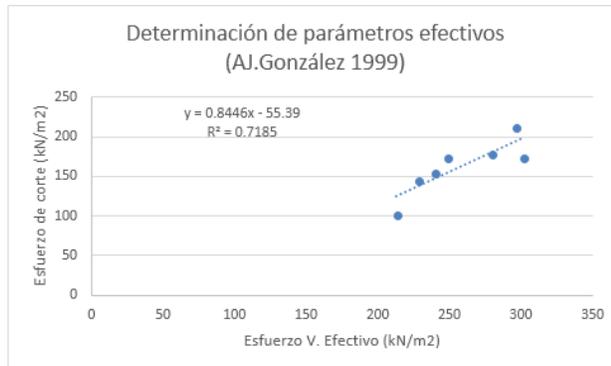


C (kPa)	11.8
Φ	30.1908447

Fuente: El Autor.

Para la capa 12, que es una arena con gravas, se encontraron los siguientes parámetros, como se muestra en la Figura 21.

**Figura 22.** Parámetros de Resistencia de la capa 12.



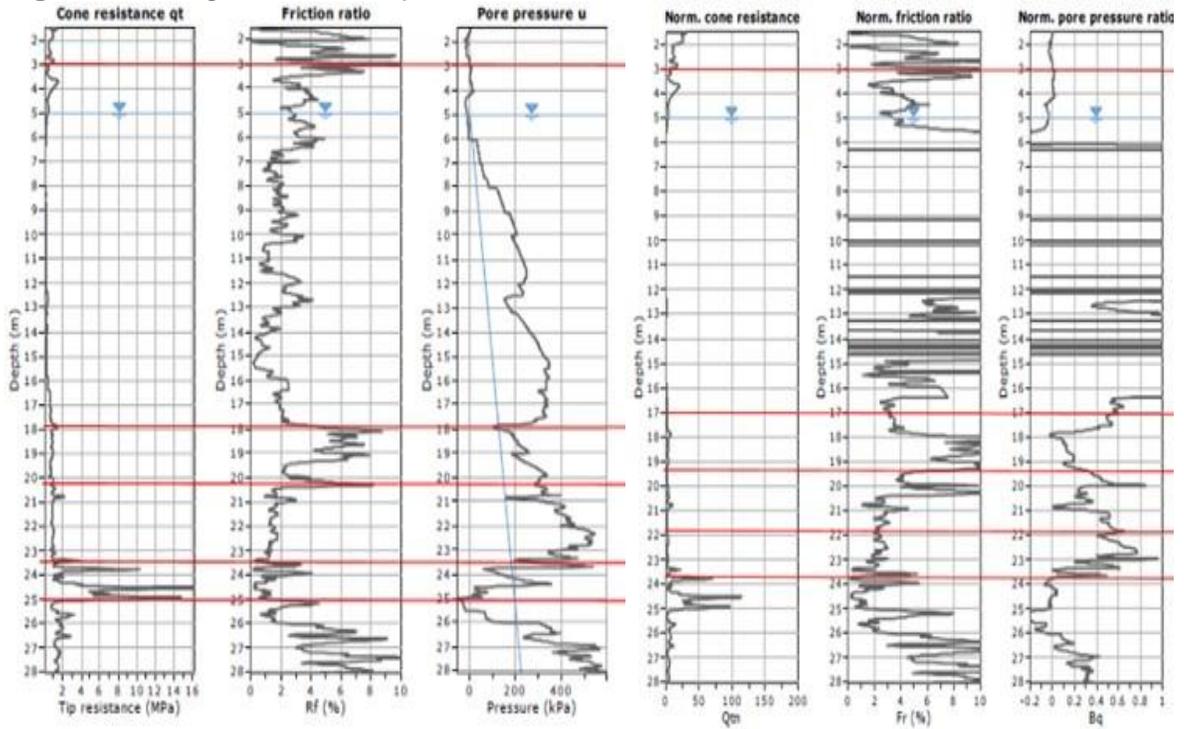
C (kPa)	0
Φ	40.1844362

Fuente: El Autor.

### 6.2.3 Ensayos de CPTu.

Dentro de la información geotecnia disponible, se cuenta con un total de 5 piezoconos que van hasta la profundidad de 30.00m. En la Figura 23 se muestra un ejemplo de la definición de las capas encontradas para el ensayo CPTu PZSL4-7, las cuales se definieron en conjunto con los sondeos mecánicos, en el Anexo A se presenta los resultados obtenidos para los cinco piezoconos sísmicos.

**Figura 23.** Registro de Campo CPTu - PZSL4-7.



Fuente: IDU [En línea], 20 de enero de 2017.

De los resultados de los ensayos de CPTu, se determinaron los siguientes parámetros del suelo, mediante las siguientes expresiones.

Para la permeabilidad  $k$  [26].

$$\text{Cuando } 1.0 < I_c \leq 3.27 \\ k = 10^{(0.952 - 3.04I_c)} \text{ m/s} \quad (17)$$

$$\text{Cuando } 3.27 < I_c \leq 4.0 \\ k = 10^{(-4.52 - 1.37I_c)} \text{ m/s} \quad (18)$$

Donde  $I_c$ .

$$I_c = (3.47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1.22)^{2^{0.5}} \quad (19)$$

Peso Unitario  $\gamma^8$ .

$$\gamma = 0.27[\log R_f] + 0.36[\log q_t/p_a] + 1.236 \quad (20)$$

<sup>8</sup> ROBERTSON, op. cit, p.36

Módulo de Elasticidad E<sup>9</sup>.

$$E = \alpha_E(q_t - \sigma_{v0}) \quad (21)$$

Donde:

$$\alpha_E = 0.015[10^{(0.55I_C+1.68)}] \quad (22)$$

Ángulo de Fricción  $\Phi$  [27].

$$\phi^\circ = 29.5^\circ B_q^{0.121}[0.256 + 0.336B_q + \log Q] \quad (23)$$

Módulo de Corte Gs<sup>10</sup>.

$$G_s = \frac{E}{2*(1+\mu)} \quad (24)$$

Velocidad de Onda Vs<sup>11</sup>.

$$V_s = [\alpha_{vs}(q_t - \sigma_v)/p_a]^{0.5} \text{ m/s} \quad (25)$$

Donde:

$$\alpha_{vs} = 10^{(0.55I_C+1.68)} \quad (26)$$

Relación de Sobreconsolidación OCR<sup>12</sup>.

$$OCR = k * Q_t \quad (27)$$

Donde:

$$k = 0.33 \quad (28)$$

Coeficiente de presión de tierras k0<sup>13</sup>.

$$k_o = (1 - \text{sen } \phi) * OCR^{\text{sen } \phi} \quad (29)$$

Esfuerzo de Preconsolidación  $\sigma_p$ <sup>14</sup>.

$$\sigma_p = 0.33(q_t - \sigma_{v0})^m (p_a/100)^{1-m} \quad (30)$$

Donde:

$$m = 0.72 \quad (31)$$

---

<sup>9</sup> ROBERTSON, op. cit, p.48

<sup>10</sup> DAS, op. cit, p.587

<sup>11</sup> ROBERTSON, op. cit, p.50

<sup>12</sup> ROBERTSON, op. cit, p.40

<sup>13</sup> MAYNE, op. cit, p.42

<sup>14</sup> ROBERTSON, op. cit, p.40

Cohesión No Drenada  $S_u$ <sup>15</sup>.

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}} \quad (32)$$

Donde:

$$N_{kt} = 14 \quad (33)$$

Cohesión  $c'$ <sup>16</sup>.

$$c' = 0.02\sigma_p' \quad (34)$$

Índice de compresión  $C_c$ <sup>17</sup>.

Cuando  $Q_{tl} < 14$

$$C_c = 2.3(1 + e_0)/(Q_{tl})^2 \quad (35)$$

Cuando  $Q_{tl} > 14$

$$C_c = \frac{2.3(1+e_0)}{(14*Q_{tl})} \quad (36)$$

Índice de expansión  $C_s$ , [28].

$$C_s = \frac{1}{5} C_c \quad (37)$$

Lamda  $\lambda$  [29].

$$\lambda = \frac{C_c}{2.3} \quad (38)$$

Kappa  $\kappa$ <sup>18</sup>.

$$\kappa = \frac{C_s}{2.3} \quad (39)$$

Pendiente de línea de estado crítico  $M_c$ <sup>19</sup>.

$$M_c = \frac{6 * \text{sen } \emptyset}{3 - \text{sen } \emptyset} \quad (40)$$

En la Tabla 9, se presentan los parámetros promedio de las capas hasta la número 7, dado que los ensayos de CPTu van hasta la profundidad máxima de 30.00m. De las propiedades físicas de los materiales encontrados mediante los ensayos de: humedad natural, límites y granulometrías de los sondeos mecánicos, se determina que la capa 5 y la capa 11 son similares, de igual manera pasa lo mismo para las capas 7 y 9.

---

<sup>15</sup> ROBERTSON, op. cit, p.37

<sup>16</sup> MAYNE, op. cit, p.44

<sup>17</sup> ROBERTSON, op. cit, p.55

<sup>18</sup> CAMACHO, J., REYES, O., op. cit, p.5

<sup>19</sup> CAMACHO, J., REYES, O., op. cit, p.5

**Tabla 9.** Parámetros del Perfil estratigráfico mediante los ensayos de CPTu.

Capa	C2	C3	C4	C5	C6	C7
<b>Profundidad (m)</b>	1.00 a 2.00	2.00 a 18.20	18.00 a 22.00	22.00 a 24.50	24.50 a 25.00	25.00 a 28.00
<b>Permeabilidad (Ksbt (m/s))</b>	2.02E-08	2.56E-09	1.04E-09	2.34E-08	8.79E-07	1.46E-09
<b>Módulo de Elasticidad (Es (Mpa))</b>	25.12	39.47	44.13	46.83	60.47	61.85
<b>Ángulo de Fricción (<math>\Phi^\circ</math>)</b>	21.43	20.94	20.01	20.50	22.40	23.81
<b>Módulo de Corte (Go (MPa))</b>	9.66	15.30	17.10	17.60	23.81	25.35
<b>Relación de Sobreconsolidación (OCR)</b>	3.30	1.65	1.87	1.82	2.31	3.30
<b>Velocidad de Corte. (Vs(m/s))</b>	116.92	131.07	156.48	162.96	171.65	203.07
<b>Coefficiente de Presión de Tierras (Ko)</b>	1.09	0.71	0.72	1.08	1.37	0.90
<b>Esfuerzo (<math>G'v</math> (kN/m<sup>2</sup>))</b>	13.70	75.06	146.05	178.20	208.91	234.18
<b>Esfuerzo de Precosolidación (<math>\sigma_p</math> (kN/m<sup>2</sup>))</b>	209.93	128.98	181.90	226.70	347.19	227.49
<b>Cohesión No Drenada (Su (kPa))</b>	17.86	23.95	41.67	40.15	53.57	126.13
<b>Cohesión (C' (kPa))</b>	9.34	3.01	4.93	8.72	11.86	4.55
<b>Peso Unitario (<math>\gamma</math> (kN/m<sup>3</sup>))</b>	17.28	17.20	17.91	18.81	18.80	18.93
<b>Índice de Compresión (Cc)</b>	0.035	0.272	0.199	0.090	0.054	0.038
<b>Pendiente de Línea de Estado Crítico (Mc)</b>	0.83	0.81	0.77	0.79	0.87	0.93
<b>Índice de Expansión(Cs)</b>	0.007	0.054	0.040	0.018	0.011	0.008
<b>Lamda (<math>\lambda</math>)</b>	0.015	0.118	0.087	0.039	0.024	0.017
<b>Kappa (<math>\kappa</math>)</b>	0.003	0.024	0.017	0.008	0.005	0.003

Fuente. El Autor

Como se observa en la Tabla 9, se presentan dos parámetros de cohesión para las capas de suelos finos, siendo la cohesión no drenada  $S_u$  y la cohesión efectiva  $c'$ , para condiciones drenadas, mientras que en la Tabla 3, se encuentran los resultados de las primeras dos capas del perfil, obtenidas con los ensayos de laboratorio.

Al comparar los resultados obtenidos para cada capa, con los tres valores de cohesión, se evidencia que los parámetros que representan mejor las condiciones del perfil corresponden a los de la cohesión efectiva  $c'$ , obtenida mediante el ensayo de CPTu.

Para la realización de este análisis se van a considerar los parámetros de resistencia en condiciones efectivas, de los valores obtenidos para cada capa con la Ecuación 34, mencionada anteriormente.

#### 6.2.4 Ensayo de Down Hole.

Para la caracterización del suelo se cuenta con dos ensayos de Down Hole a 30.00m (PZSL4-6 y PZSL4-7), como se muestra en el Anexo A, donde se obtiene un registro de la velocidad de las ondas P y S. Con estos resultados, se determinó la relación de poisson  $\mu$  [30] a lo largo del perfil, como se muestra a continuación en la Tabla 10 mediante la correlación de la Ecuación 41.

$$\mu = \frac{(V_p/V_s)^2 - 2}{2*[(V_p/V_s)^2 - 1]} \quad (41)$$

**Tabla 10.** Relación de Poisson  $\mu$ , mediante ensayos de Down Hole.

<b>Down Hole</b>	<b>PZSL4-6</b>	<b>PZSL4-7</b>	<b>PROMEDIO</b>
<b>Capa</b>	$\mu$	$\mu$	$\mu$
C2	0.3850	0.4161	0.30
C3	0.2856	0.2275	0.29
C4	0.2912	0.2138	0.29
C5	0.3330	0.3307	0.33
C6	0.3119	0.2416	0.27
C7	X	0.2183	0.22
C9	X	0.2183	0.22
C11	0.3330	0.3307	0.33

Fuente. El Autor

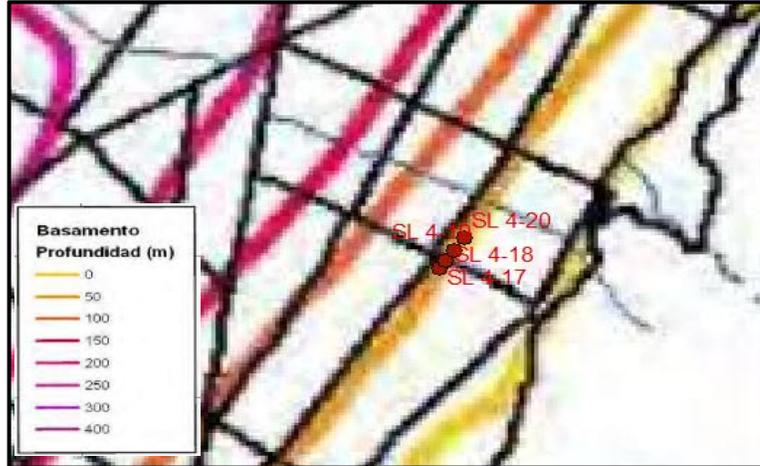
#### 6.2.5 Basamento Rocoso.

Para definir la profundidad del basamento rocoso, se localizaron los sondeos en el modelo de basamento rocoso del estudio de microzonificación sísmica FOPAE (2010)<sup>20</sup>, encontrando la profundidad de la roca a 50.00m como se muestra en la Figura 24. Del perfil geológico de la profundidad del substrato terciario del tramo IV, se encontró que el depósito lacustre se encuentra sobre la formación de complejo de conos – piedemonte Q<sub>CC</sub>, la cual contiene los conos del piedemonte oriental de Bogotá, y por último se encontró la formación Bogotá (Tpb) la cual está constituida por limolitas, arcillolitas y bancos de areniscas, como se observa en la Figura 25.

---

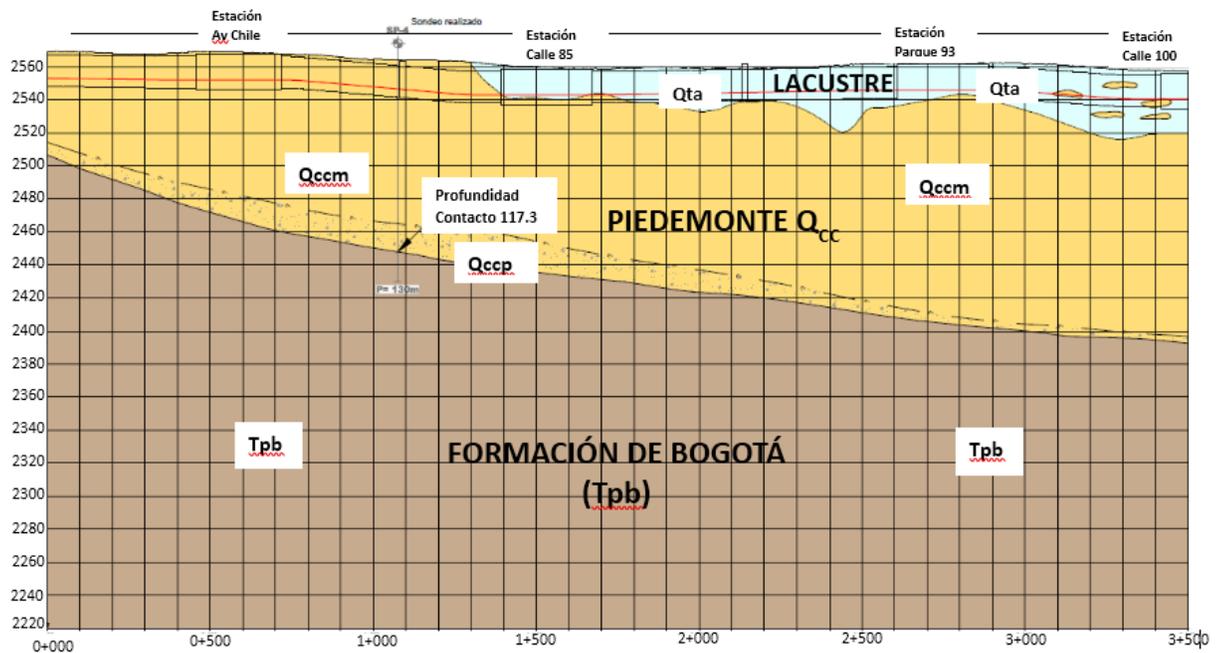
<sup>20</sup> FOPAE, op. cit, p.56

**Figura 24.** Sondeos en el Modelo de basamento rocoso.



Fuente: FOPAE, 2010.

**Figura 25.** Perfil Geológico simplificado profundidad substrato terciario del tramo IV.



Fuente: IDU [En línea], 24 de junio de 2017.

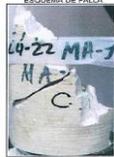
Para determinar los parámetros de resistencia de la roca, se cuenta con un ensayo de resistencia a la compresión sobre una arenisca, en el sondeo SL4-22 a una profundidad de 44.00 m, donde el valor de resistencia a la compresión es de 77.06 Mpa y el peso unitario  $\gamma$  de 2.429 g/cm<sup>3</sup>, como se muestra en la Figura 26. Los parámetros de resistencia de la roca como la Cohesión (C), Ángulo de fricción ( $\Phi$ ) y Módulo de Elasticidad (E) se definen mediante el software RocLab (Figura 27), encontrando resultados dentro de los rangos establecidos para el tramo IV.

**Figura 26. Ensayo de Compresión Roca.**

SONDEO:	SL4-22	MUESTRA:	-
DESCRIPCION:	Arenisca, de color habano claro		
OBSERVACIONES:	PK N° 2+390		

Peso unitario	g/cm <sup>3</sup>	2,429
Carga máxima	kgf	24650
Esfuerzo máximo	kgf/cm <sup>2</sup>	785,8
Esfuerzo máximo	MPa	77,06



Fuente: IDU [En línea], 01 de julio de 2017.

**Figura 27. Parámetros de la Roca en RocLab**

Hoek-Brown Classification	
sigci	77.06 MPa
GSI	20
mi	17
D	1
Hoek-Brown Criterion	
mb	0.056
s	1.62e-6
a	0.544

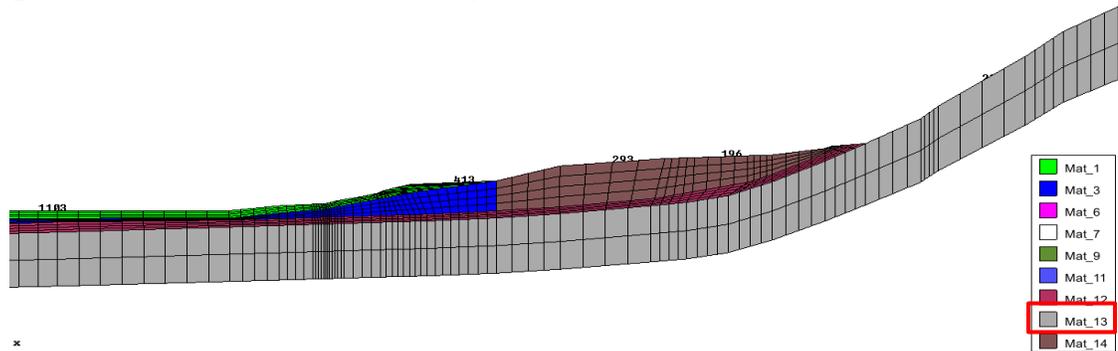
  

Failure Envelope Range	
Application:	Tunnels
sig3max	0.5731 MPa
Unit Weight	0.02382 MN/m <sup>3</sup>
Tunnel Depth	50 m
Mohr-Coulomb F <sub>0</sub>	
c	0.082 MPa
phi	26.59 deg
Hoek Mass Parameters	
sigci	0.002 MPa
sigc	0.055 MPa
sigcm	1.760 MPa
Em	780.52 MPa

Fuente: El Autor

La velocidad de onda de corte ( $V_s$ ) y la relación de Poisson ( $\mu$ ) de la roca, se definen teniendo en cuenta las propiedades de los materiales del perfil de la sección bidimensional del piedemonte B, según FOPAE (2010). La zona de estudio se encuentra sobre el depósito Lacustre A y este a su vez sobre el Piedemonte B como se muestra en la Figura 28, las propiedades del piedemonte B se encuentran como el material 13, encontrando un valor de  $V_s$  de 700 m/s y de relación de Poisson  $\mu$  de 0.25, como se muestra en la Figura 29.

**Figura 28. Sección Bidimensional para el Piedemonte B.**



Fuente: FOPAE, 2010.

**Figura 29. Propiedades del Material 13 para el Piedemonte B, FOPAE (2010).**

Material	Descripción	Peso unitario $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Módulo de corte máximo $G_{m\acute{a}x}$ (kPa)	Relación de Poisson $\mu$	$V_s$ (m/s)	Sección
1	Releno (CH IP50)	17.0	38250	0.35	150	1, 2, 3
2	Limos arcillo-arenosos (IP30)	16.0	36000	0.38	150	1
3	Arena y Gravas	20.0	96800	0.35	220	1
4	Arena y Gravas profundas	20.0	180000	0.35	300	1, 3, 4
5	Arcilla IP80	14.7	28812	0.40	140	1
6	Arcilla Sabana 1	13.2	15972	0.45	110	1, 2, 3
7	Arcilla Sabana 2	13.2	22308	0.45	130	1, 2, 3
8	Arcilla Sabana 3	14.0	31081	0.45	149	1, 2, 3
9	Arcilla Transición	15.0	62424	0.40	204	1, 2, 3
10	Arcilla Subachoque 1	15.0	115094	0.40	277	1, 2, 3
11	Arcilla Subachoque 2	16.2	178563	0.40	332	1, 2, 3
12	Residual IP60 180-200m	21.0	425488	0.30	450	1, 2, 3, 4
13	Roca arcilolita	25.0	1225000	0.25	700	1, 2, 3, 4
14	Coluvión	18.0	288000	0.35	400	1, 2

Fuente: FOPAE, 2010.

A continuación, se presentan las correlaciones para determinar los demás parámetros de la roca, mediante las Ecuaciones 42 - 44.

Módulo de Corte  $G_s$ <sup>21</sup>.

$$G_s = \frac{E}{2*(1+\mu)} \quad (42)$$

El coeficiente de presión lateral de tierras  $K_o$  [31].

$$k_o = \frac{\mu}{1-\mu} \quad (43)$$

Línea de pendiente del estado crítico  $M_c$ <sup>22</sup>.

$$M_c = \frac{6*\text{sen } \phi}{3-\text{sen } \phi} \quad (44)$$

Finalmente, los parámetros de la roca se encuentran en la Tabla 11.

**Tabla 11.** Parámetros de la roca.

C (Kpa)	$\Phi^\circ$	$\gamma$ (kN/m3)	E (kPa)	G (kPa)	Vs(m/s)	Ko	$\mu$	M
82.0	26.6	23.8	780520.0	312208.0	700.0	0.3	0.3	1.1

Fuente. El Autor

### 6.2.6 Parámetros del Suelo en la Modelación.

Con toda la información de la exploración registrada, se llevó acabo la caracterización del suelo encontrando cada uno de los parámetros requeridos en la modelación, no se tiene en cuenta la capa de Relleno y se hace la remoción de 1.00m de la Capa 2 para la construcción de un sótano.

El modelo constitutivo seleccionado para representar el comportamiento de las Arcillas blandas, es el Cam Clay Modificado (MCC), este tipo de modelo representa de manera adecuada los suelos de alta compresibilidad y deformabilidad mientras que para las Arenas se seleccionó el modelo constitutivo Mohr Coulomb. A continuación, se presentan los parámetros del suelo en las Tablas 12 y 13.

<sup>21</sup> DAS, op. cit, p.587

<sup>22</sup> CAMACHO, J., REYES, O., op. cit, p.5

**Tabla 12.** Parámetros del Suelo para la Modelación.

Modelo Constitutivo	CAPA	PERFIL	Espesor (m)	C (kPa)	$\phi^\circ$	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	E (MPa)	$G_0$ (MPa)	k (m/s)
Cam Clay	C2		0.3	9.34	21.43	17.28	25.1	9.7	2.0E-08
Cam Clay	C3		16	3.01	20.94	17.2	39.5	15.3	2.6E-09
Cam Clay	C4		3.5	4.93	20.01	17.91	44.1	17.1	1.0E-09
Cam Clay	C5		4.3	8.72	20.50	18.81	46.8	17.6	2.3E-08
Cam Clay	C6		2.9	11.86	22.40	18.8	60.5	23.8	8.8E-07
Cam Clay	C7		4.3	4.55	23.81	18.93	61.9	25.3	1.5E-09
Mohr Coulomb	C8		2.3	11.80	30.19	19.5	66.5	25.6	7.0E-06
Cam Clay	C9		2.2	4.55	23.81	18.93	61.9	25.3	1.5E-09
Mohr Coulomb	C10		2.7	11.80	30.19	18.41	74.5	28.0	7.0E-06
Cam Clay	C11		3.5	8.72	20.50	18.81	77.5	29.1	2.3E-08
Mohr Coulomb	C12		8	0.00	40.18	18.41	175.4	65.9	7.0E-06
Mohr Coulomb	ROCA		10	9.34	21.43	23.82	780.5	312.2	1.0E-10

Fuente. El Autor

**Tabla 13.** Parámetros del Suelo para la Modelación (continuación).

CAPA	PERFIL	Espesor (m)	RSC	$V_s$ (m/s)	$K_0$	$e_0$	$\mu$	M	$\lambda$	$\kappa$
C2		0.3	3.3	116.9	1.09	1.62	0.3	0.83	0.015	0.003
C3		16	0.713	131.1	0.71	1.42	0.29	0.81	0.156	0.099
C4		3.5	1.87	156.5	0.72	2.57	0.29	0.77	0.087	0.017
C5		4.3	1.815	163.0	1.08	1.24	0.33	0.79	0.039	0.008
C6		2.9	2.31	171.7	1.37	2.42	0.27	0.87	0.024	0.0047
C7		4.3	3.3	203.1	0.90	0.66	0.22	0.93	0.0166	0.0033
C8		2.3	X	242.2	0.48	0.60	0.3	1.21	X	X
C9		2.2	3.3	203.1	0.90	0.52	0.22	0.93	0.0166	0.0033
C10		2.7	X	216.7	0.50	0.44	0.33	1.21	X	X
C11		3.5	2.31	238.3	1.37	1.14	0.33	0.79	0.039	0.0079
C12		8	X	450.0	0.48	0.55	0.33	1.64	X	X
ROCA		10	-	700.0	0.33	0.50	0.25	0.83	-	-

Fuente. El Autor

### 6.3 AVALÚO DE CARGAS ESTRUCTURA

Para definir el diseño de los grupos de pilotes, se realizó un avalúo de cargas para una estructura de seis niveles con sótano, ubicada en la calle 114 del norte de la ciudad de Bogotá, las cuales se utilizaron para definir la profundidad de los pilotes y su configuración geométrica, con el fin de ajustar el diseño a condiciones reales dentro de la zona de estudio. A continuación, se presenta un resumen del avalúo de cargas por piso, donde primero se determinó la carga muerta y luego la carga viva.

Para determinar la carga muerta, se tiene en cuenta el corte típico de la sección de la placa (Figura 30), de ahí se define la altura de la torta superior, la altura de la torta inferior, el área y la altura de las viguetas. De los planos estructurales para cada

piso se determina el área de las pantallas, vigas y columnas, una vez encontrado estos valores por piso se definen los pesos unitarios de cada material, según lo establecido en el Título B de la NSR 10, y finalmente se determina la carga muerta de cada piso de la estructura, en la Tabla 14 se presenta un ejemplo.

**Figura 30.** Corte Típico de Placa.



Fuente: El Autor.

**Tabla 14.** Avalúo de las Cargas Muertas para el Primer Piso.

ELEMENTO	AREA (m <sup>2</sup> )	ALTURA	γ (kN/m <sup>3</sup> )	PESO (kN)	Carga Distribuida ((kN/m <sup>2</sup> ))	Carga Distribuida ((kN/m <sup>2</sup> ))
TORTA SUPERIOR		0.07	2400		1.65	1.68
TORTA INFERIOR		0.03	2400		0.71	0.72
VIGUETAS	0.1	0.45	2400		1.06	1.08
ACABADOS					0.98	1
CASETÓN					0.34	0.35
MUROS DIVISORIOS	24.8315	3.2	1300	1013.01	2.28	2.32
ANTEPECHOS	5.545	0.9	1300	63.62	0.14	0.15
PANTALLAS	4.075	3.2	2400	306.90	0.69	0.70
VIGAS	92.0304	0.55	2400	974.71	2.19	2.23
COLUMNAS	4.4	3.2	2400	324.13	0.73	0.74

Fuente. El Autor

La carga viva se define según lo establecido en la Tabla B.4.2.1-1 de la NSR 10 [32] encontrando un valor de 4.90 kN/m<sup>2</sup>. Finalmente, para determinar la carga última, se usa la combinación de carga como se muestra en la Ecuación 45

$$1.2 * D + 1.6 * L \quad (45)$$

A continuación, se presenta el resumen del avalúo de cargas por piso en la Tabla 15.

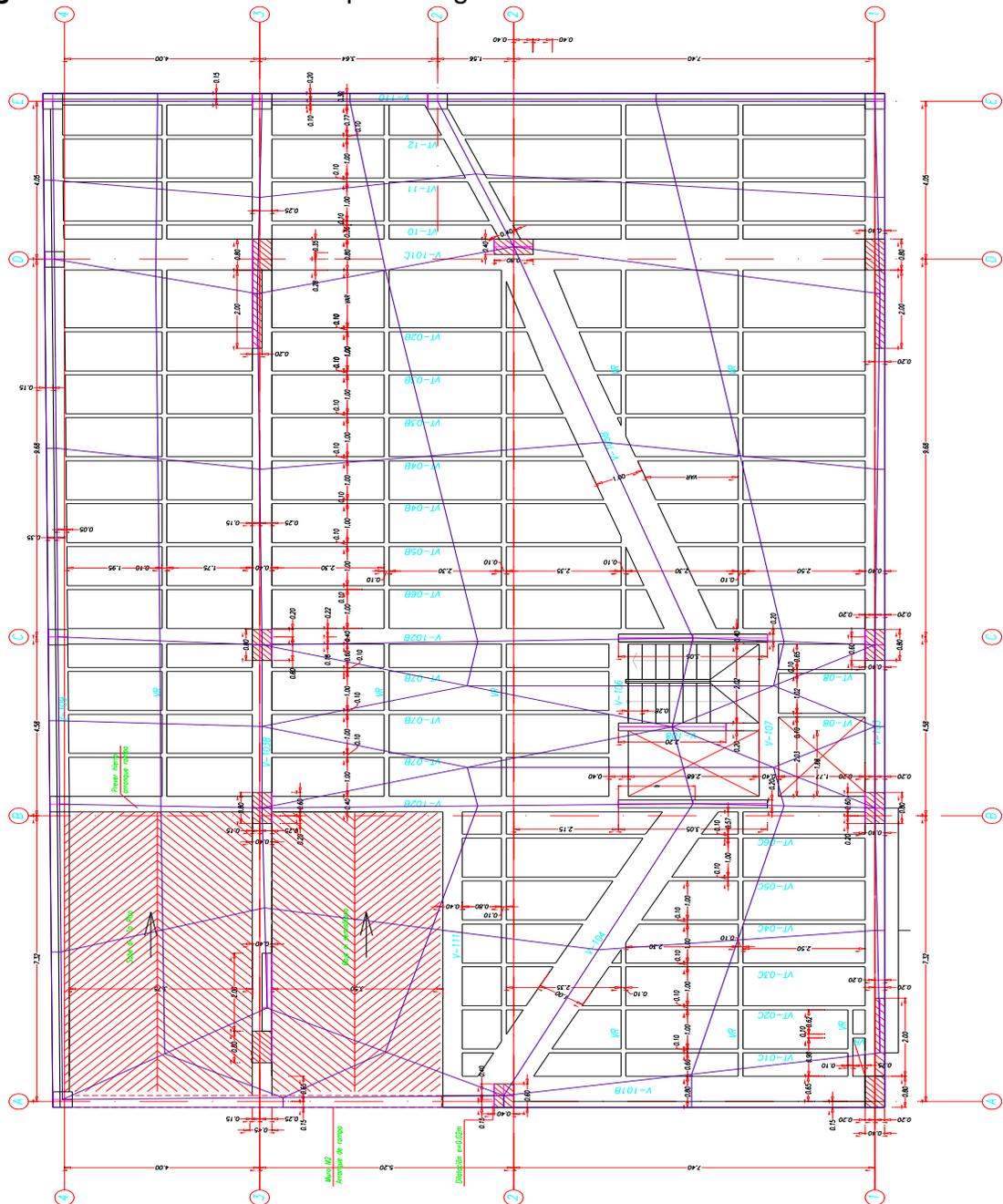
**Tabla 15.** Avalúo Cargas por Piso.

NIVEL	SÓTANO	PISO 1 SS	PISO 2	PISOS 3-4-5	PISO 6
TIPO DE CARGA	Carga Distribuida (kN/m <sup>2</sup> )	Carga Distribuida (kN/m <sup>2</sup> )	Carga Distribuida (kN/m <sup>2</sup> )	Carga Distribuida (kN/m <sup>2</sup> )	Carga Distribuida (kN/m <sup>2</sup> )
CARGA MUERTA	5.348	7.297	8.349	7.991	8.028
CARGA VIVA	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000
CARGA TOTAL	10.348	12.297	13.349	12.991	13.028
CARGA ULTIMA	14.417	16.757	18.019	17.589	17.633

Fuente. El Autor

Para encontrar los valores de carga correspondientes a cada columna, se determinó de los planos estructurales para cada piso, el área aferente correspondiente para cada columna, como se muestra en la Figura 31 para el Piso 1. Finalmente, en el Anexo B, se presenta la división de todas las plantas de la estructura para realizar este análisis.

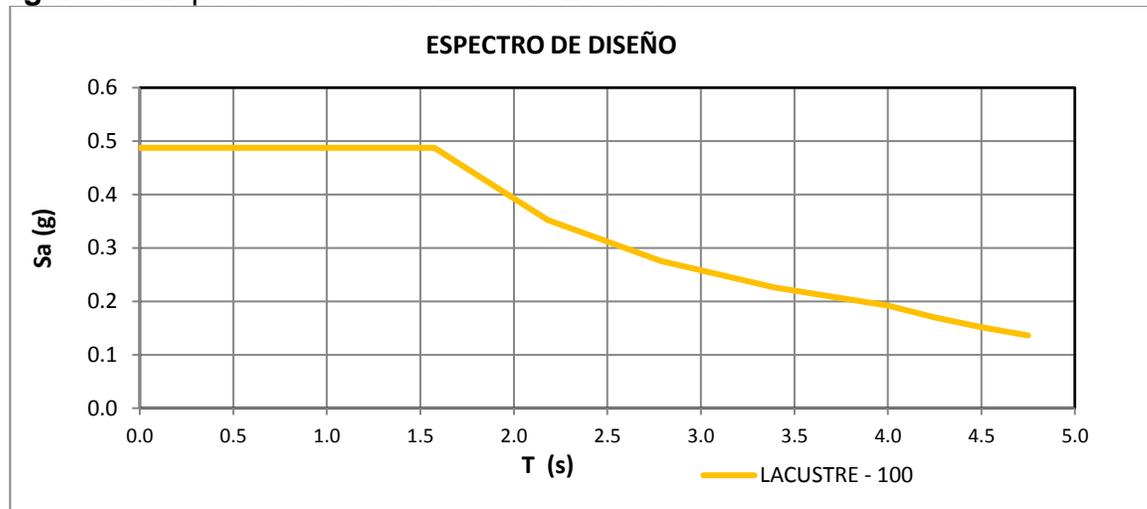
**Figura 31.** División de Áreas para carga de cada columna – Piso 1 SS.



Fuente. El Autor.

Para calcular los valores de carga correspondiente a cada columna, primero se encuentra la carga de cada columna por piso, que es igual al área aferente de la columna por la carga última, y finalmente se hace la sumatoria de las cargas del mismo elemento a lo largo de la estructura. Para determinar la Fuerza horizontal de cada columna, se determina la fuerza horizontal equivalente correspondiente a cada piso, las expresiones usadas para el cálculo de este análisis se encuentran en las Ecuaciones 46-49 y en la Figura 32<sup>23</sup>, y el resultado en la Tabla 16. Para determinar la fuerza horizontal de cada columna, se multiplica el área aferente de cada columna por la fuerza horizontal equivalente del piso, dividido en el área total del piso, de igual manera la fuerza horizontal para cada columna corresponde a la sumatoria de las fuerzas horizontales del mismo elemento a lo largo de la estructura. En la Tabla 17, se presentan los resultados de las cargas de la estructura.

**Figura 32.** Espectro de diseño Zona de Estudio



Fuente. Autor.

Parámetros de  $T_a$

$$T_a = C_t * h_n^a \tag{46}$$

Donde,  $C_t = 0.047$  (NSR 10, Título A),  $a$  es igual 0.9 (NSR 10, Título A) y  $h$  es la altura total estructura.

Parámetro de  $m * h^k$

$$m * h^k \tag{47}$$

$m$ =Peso  $W$ ,  $h$ =Altura de cada piso  
 Si  $T_a > 2.5$   $k = 2$   
 Si  $T_a > 0.5$   $k = 0.75 + 0.5 * T_a$   
 Si  $T_a < 0.5$   $k = 0.5$

<sup>23</sup> DECRETO N° 523 (2010), op. cit, p.10

El parámetro  $\delta$

$$\delta = \frac{m \cdot h^k}{\sum m \cdot h^k} \quad (48)$$

La fuerza horizontal equivalente FEQ

$$FEQ = \delta * \sum W * Sa \quad (49)$$

Donde,  $S_a=0.488$  (Figura 39).

**Tabla 16.** Cálculo de F.H.E.

Piso	H(m)	A(m <sup>2</sup> )	W (kN)	m*h <sup>k</sup>	$\delta$	FEQ(kN)
Sótano	3.00	445.0	6416	2181	0.0352	692.7
1	6.00	445.0	7457	5488	0.0885	1742.5
2	9.00	300.0	5406	6250	0.1008	1984.5
3	12.00	300.0	5277	8405	0.1355	2668.9
4	15.00	300.0	5277	10777	0.1738	3422.1
5	18.00	300.0	5277	13204	0.2129	4192.7
6	21.00	300.0	5290	15717	0.2534	4990.8
$\Sigma$		<b>2390.0</b>	<b>40398</b>	<b>62021.4</b>	<b>1.0000</b>	<b>19694.1</b>

Fuente. El Autor

**Tabla 17.** Valor de Cargas Estructura.

Columna	Carga (kN)	F.H. (kN)
<b>A1</b>	2154.4	389.79
<b>B1</b>	1406.5	247.22
<b>C1</b>	1770.3	310.30
<b>D1</b>	2514	422.73
<b>E1</b>	360.3	20.89
<b>A2</b>	3737.3	668.38
<b>M1</b>	3368.6	591.44
<b>M2</b>	2353.6	412.74
<b>M3</b>	4469.5	782.65
<b>D2</b>	4345.1	726.63
<b>E2'</b>	442.7	25.73
<b>A3</b>	2080	352.83
<b>B3</b>	2546.3	413.18
<b>C3</b>	3704.5	610.55
<b>D3</b>	2731.8	421.76
<b>E3</b>	330.7	19.25
<b>A4</b>	363.4	21.28
<b>B4</b>	401.4	23.49
<b>C4</b>	492.7	28.86
<b>D4</b>	493.4	28.87
<b>E4</b>	169.2	9.88

Fuente. El Autor.

## 6.4 DISEÑO DE LOS GRUPOS DE PILOTES

Para definir el diseño de los grupos de pilotes, se realizó el análisis de capacidad portante, asentamientos totales que son la sumatoria de los asentamientos inmediatos más los asentamientos por consolidación y finalmente el análisis ante cargas laterales. Del análisis de cargas se seleccionaron los siguientes valores de carga de 1800kN, 3500kN y 4400kN para los grupos de 2x2, 4x2 y 3x3 respectivamente.

### 6.4.1 Capacidad Portante.

Los métodos de capacidad portante utilizados son: por punta el método de Janbu y por fuste el método de Tomlinson, las expresiones usadas se encuentran en las Ecuaciones 50-56.

A continuación, se describe el Método de Janbu<sup>24</sup>.

$$Q_p = A_p * (C * N_c^* + q' * N_q^*) \quad (50)$$

Donde,  $A_p$ =Área del pilote,  $C$ =Cohesión y  $q'$ =Esfuerzo Efectivo.

Factores de Capacidad de Carga

$$N_q^* = \left( \tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 * (e^{2n' * \tan \phi}) \quad (51)$$

$$N_c^* = (N_q^* - 1) \cot \phi \quad (52)$$

El Método de Tomlinson, se presenta a continuación.

$$Q_l = (\alpha * c + \sigma * K * \tan \delta) * A_l \quad (53)$$

Donde,  $A_l$ =Superficie lateral del pilote,  $C$ =Cohesión,  $\sigma$ = Presión vertical eficaz del terreno.

$K$ = Cohesión de empuje horizontal.

$$K = 1 - \text{Sen}(\phi) \quad (54)$$

$\delta$ =Ejecución del Pilote y de anterior estado de densidad

$$\delta = \tan \phi \quad (55)$$

$\alpha$ =Coeficiente de adherencia

$$\alpha = \frac{100+c^2}{100+7c^2} \quad (56)$$

---

<sup>24</sup> DAS, op. cit, p.588

De los análisis de capacidad portante se definen pilotes de 0.40m de diámetro a 25.00m, como se muestra en la Tabla 18. El valor de Carga Admisible  $Q_{adm}$ , se determina como se muestra en la ecuación 57, teniendo en cuenta un Factor de seguridad de 3.

$$Q_{adm} = \frac{Q_p + Q_s - P_p}{FS} \quad (57)$$

**Tabla 18.** Resultados de Capacidad Portante.

N.F	ESTRATO	Long. Pilote m	Qp (kN)	Qs (kN)	Pp	Qadm (kN)
	m		Janbu	Tomlinson	Peso Pilote (kN)	
		0.3	88.97	2.28	0.90	30.12
		1.0	156.19	13.52	3.02	55.57
		2.0	162.16	29.62	6.03	61.92
		3.0	168.13	45.76	9.05	68.28
		4.0	174.09	61.94	12.06	74.66
		5.0	180.06	78.16	15.08	81.05
		6.0	186.03	94.42	18.10	87.45
		7.0	192.00	110.72	21.11	93.87
		8.0	197.96	127.06	24.13	100.30
		9.0	203.93	143.44	27.14	106.74
		10.0	209.90	159.86	30.16	113.20
		11.0	215.86	176.32	33.18	119.67
		12.0	221.83	192.82	36.19	126.15
		13.0	227.80	209.36	39.21	132.65
		14.0	233.77	225.94	42.22	139.16
		15.0	239.73	242.57	45.24	145.69
		16.0	245.70	259.23	48.25	152.22
		16.3	247.49	264.23	49.16	154.19
		17.0	394.19	270.28	51.27	204.40
		18.0	411.02	278.97	54.29	211.90
		19.0	427.85	287.71	57.30	219.42
		19.8	441.32	294.73	59.72	225.45
		20.0	822.57	296.45	60.32	352.90
		21.0	859.50	305.06	63.33	367.07
		22.0	896.43	313.73	66.35	381.27
		23.0	933.36	322.46	69.37	395.48
		24.0	970.29	331.24	72.38	409.72
		24.1	973.99	332.12	72.68	411.14
		<b>25.0</b>	<b>1543.46</b>	<b>342.16</b>	<b>75.40</b>	<b>603.41</b>
		26.0	1597.66	353.37	78.41	624.21
		27.0	1651.86	364.64	81.43	645.02
		28.0	757.76	388.79	84.45	354.03
		29.0	774.04	412.99	87.46	366.52
		30.0	790.32	437.26	90.48	379.03
		31.0	806.60	461.58	93.49	391.56
		31.3	811.49	468.88	94.40	395.32
		32.0	686.79	478.08	96.51	356.12
		33.0	705.43	491.29	99.53	365.73
		33.6	716.61	499.24	101.34	371.50
		34.0	857.83	509.04	102.54	421.44
		35.0	874.11	533.59	105.56	434.05
		35.8	887.14	553.27	107.97	444.15
		36.0	636.18	555.55	108.57	361.05
		37.0	650.53	566.99	111.59	368.64
		38.0	664.88	578.48	114.61	376.25
		38.5	672.06	584.24	116.11	380.06
		39.0	1971.17	596.62	117.62	816.72
		40.0	2008.10	621.45	120.64	836.30
		41.0	2045.03	646.33	123.65	855.90

Fuente. El Autor.

#### 6.4.2 Eficiencia y Capacidad de Carga de los Grupos de Pilotes.

Se revisa la eficiencia para garantizar la capacidad portante de cada uno de los grupos de pilotes, mediante los métodos de Converse-Labarre y el método de Feld<sup>25</sup>, las expresiones se encuentran en las Ecuaciones 58-60 y los resultados en las Tablas 19 y 20.

El Método de Converse-Labarre, se describe a continuación:

$$n = 1 - \left[ \frac{(n_1-1)n_2 + (n_2-1)n_1}{90n_1n_2} \right] \theta \quad (58)$$

Donde:

$n_1$  y  $n_2$ : Número de pilotes en x,y.

$$\theta = \tan^{-1} D/s \quad (59)$$

s: Separación entre pilotes.

**Tabla 19.** Resultados de Eficiencia método de Converse Labarre.

Carga	GRUPO	n1	n2	Factor Separación	Dp (m)	S (m)	$\theta$	$\eta$	Capacidad Pilote (Kn)	# Pilotes	Capacidad Grupo (kN)	Verificación
1800	1	2	2	3	0.4	1.2	0.322	99.64	603.41	4	2405.00	Cumple
				5	0.4	2	0.197	99.78	603.41	4	2408.33	Cumple
				7	0.4	2.8	0.142	99.84	603.41	4	2409.82	Cumple
3500	2	2	4	3	0.4	1.2	0.322	99.55	603.41	8	4805.68	Cumple
				5	0.4	2	0.197	99.73	603.41	8	4814.02	Cumple
				7	0.4	2.8	0.142	99.80	603.41	8	4817.74	Cumple
4400	3	3	3	3	0.4	1.2	0.322	99.52	603.41	9	5404.77	Cumple
				5	0.4	2	0.197	99.71	603.41	9	5414.78	Cumple
				7	0.4	2.8	0.142	99.79	603.41	9	5419.24	Cumple

Fuente. El Autor.

El Método de Feld, se describe a continuación:

$$n = \frac{Q_{g(u)} * Q_u}{N^{\circ} \text{pilotes} * Q_u} \quad (60)$$

Donde:

$Q_{gu}$ : Factor de reducción.

$Q_u$ : Capacidad de Carga de un pilote.

<sup>25</sup> DAS, op. cit, p.651

**Tabla 20.** Resultados de Eficiencia método de Feld.

Carga	GRUPO	n1	n2	Tipo de Pilote	N° de Pilotes	N° de Pilotes Adyacentes	Factor de reducción	$\eta$	Capacidad Pilote (kN)	# Pilotes	Capacidad Grupo (kN)	Verificación
1800	1	2	2	A	4	3	3.25	0.81	603.41	4	1961.07	Cumple
									603.41	4	1961.07	Cumple
									603.41	4	1961.07	Cumple
3500	2	4	2	A	4	3	3.25	0.75	603.41	8	3922.14	Cumple
				B	4	5	2.75		603.41	8	3922.14	Cumple
									603.41	8	3922.14	Cumple
4400	3	3	3	A	1	8	0.50	0.72	603.41	9	4412.41	Cumple
				B	4	5	2.75		603.41	9	4412.41	Cumple
				C	4	3	3.25		603.41	9	4412.41	Cumple

Fuente: El Autor.

### 6.4.3 Asentamientos.

Se revisan los asentamientos tanto inmediatos como por consolidación para cada uno de los grupos a emplear con sus tres separaciones (3D - 5D - 7D), las expresiones empleadas se encuentran en las Ecuaciones<sup>26</sup> 61- 70.

Asentamientos Inmediatos.

$$S = S_1 + S_2 + S_3 \quad (61)$$

Donde:

$S_1$ = Asentamiento elástico del pilote.

$$S_1 = \frac{(Q_{wp} + \epsilon Q_{ws})L}{A_p E_p} \quad (62)$$

Donde:

$Q_{wp}$ =Carga punta en condiciones de trabajo.

$Q_{ws}$ =Carga fuste en condiciones de trabajo.

$E_p$ =Módulo de elasticidad del pilote.

$S_2$ = Asentamiento por punta del pilote.

$$S_2 = \frac{q_{wp} D}{E_s} (1 - \mu^2) I_{wp} \quad (63)$$

Donde:

$q_{wp}$ = $Q_{wp}/A_p$ .

$I_{wp}$ =0.85.

$E_s$ =Módulo de elasticidad del suelo.

$\mu_s$ =Relación de poisson del suelo.

<sup>26</sup> DAS, op. cit, .p 615 – 661.

$S_3$ = Asentamiento por fuste del pilote.

$$S_3 = \left( \frac{Q_{ws}}{pL} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu^2) I_{ws} \quad (64)$$

Donde:

$I_{ws}$ =Factor de Influencia

$$I_{ws} = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{D}} \quad (65)$$

Asentamientos Inmediato en grupo.

$$S_{g(e)} = \sqrt{\frac{B_g}{D}} S \quad (66)$$

Donde,  $B_g$ =Ancho del grupo y  $S$ =Asentamiento Elástico de un pilote.

Asentamientos por consolidación, que dependen del tipo de arcilla.

Arcillas normalmente consolidadas

$$S_c = \frac{C_c H_c}{1+e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p_{prom}}{p_0} \quad (67)$$

Arcillas Preconsolidadas  $p_0 + \Delta p_{prom} < p_c$ .

$$S_c = \frac{C_s H_c}{1+e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p_{prom}}{p_0} \quad (68)$$

Arcillas Preconsolidadas  $p_0 < p_c < p_0 + \Delta p_{prom}$

$$S_c = \frac{C_s H_c}{1+e_0} \log \frac{p_c}{p_0} + \frac{C_c H_c}{1+e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p_{prom}}{p_c} \quad (69)$$

Donde:

$P_0$ =Esfuerzo Efectivo.

$P_c$ =Esfuerzo de preconsolidación.

$$\Delta p_{prom} = \frac{Q_g}{(B_g + z_i) + (L_g + z_i)} \quad (70)$$

Se verifica que se cumplan con los máximos asentamiento establecidos por la NSR 10 en el Título H, los cuales no pueden superar los 15 cm, como se muestran a continuación en la Tabla 21.

**Tabla 21.** Resultados Asentamientos en Grupos de Pilotes.

# Pilotes	Factor Separación	S (m)	Qg	Bg	Lg	Carga (kN)	Asent. Inmediato (m)	Asent. Consolidación (m)	Asent. Totales (cm)	CUMPLE
4	3	1.2	2405	1.8	1.8	1800	0.0554	0.0499	11	Cumple
	5	2	2408.3	1.8	4.2	1800	0.0665	0.0332	10	Cumple
	7	2.8	2409.8	3	3	1800	0.0761	0.0220	10	Cumple
8	3	1.2	4805.7	1.8	1.8	3500	0.0554	0.0581	11	Cumple
	5	2	4814	1.8	4.2	3500	0.0665	0.0348	10	Cumple
	7	2.8	4817.7	3	3	3500	0.0761	0.0209	10	Cumple
9	3	1.2	5404.8	1.8	1.8	4400	0.0715	0.0646	14	Cumple
	5	2	5414.8	1.8	4.2	4400	0.0885	0.0402	13	Cumple
	7	2.8	5419.2	3	3	4400	0.1027	0.0224	13	Cumple

Fuente. El Autor.

#### 6.4.4 Análisis de Capacidad de Carga Lateral.

Para realizar el análisis ante cargas laterales, se toma del análisis de cargas, las cargas horizontales correspondientes a las verticales, las cuales son de 310 kN, 591 kN y 727kN para los grupos de 2x2, 4x2 y 3x3 respectivamente.

En este análisis se verifica que la carga horizontal que soporta el grupo de pilotes ( $H_{ug}$ ), sea mayor a la carga horizontal del elemento estructural, para el análisis se usa el método de Broms (1965)<sup>27</sup>, como se muestra en las ecuaciones 71 - 75, los factores de reducción ( $G_e$ ) usados se encuentran en la Tabla 22, según Prakash (1990) que son para suelos cohesivos.

Carga Lateral del grupo de Pilotes  $H_{ug}$ .

$$H_{ug} = N^{\circ} \text{ Pilotes} * H_u * G_e \quad (71)$$

Broms (1965), para pilotes largos y empotrados en arcillas.

$$H_u = \frac{2 * M_u}{1.5D + 0.5X_0} \quad (72)$$

Donde:

$$X_0 = \frac{H_u}{9 * C * D} \quad (73)$$

$$M_u = S * F_y \quad (74)$$

$$S = \frac{\pi * D^3}{32} \quad (75)$$

<sup>27</sup> SAINEA, op. cit, p.14-15

**Tabla 22.** Factores de reducción Prakash (1990).

S/D	Ge
3.0	0.40
3.5	0.45
4.0	0.50
4.5	0.55
5.0	0.60
6.0	0.65
8.0	1.00

Fuente: SAINEA. C.2011

Los resultados, del análisis de capacidad de carga lateral se encuentran en la Tabla 23.

**Tabla 23.** Resultados de Capacidad de Carga Lateral en los Grupos de Pilotes.

GRUPO	n1	n2	Factor S	Dp (m)	S (m)	S/D	# Pilotes	Ge	Hu (kN)	Hug (kN)	Carga Lateral (kN)	Cumple
1	2	2	3	0.4	1.2	3	4	0.40	211.75	338.81	310	Si
			5	0.4	2	5	4	0.6	211.75	508.21	310	Si
			7	0.4	2.8	7	4	0.825	211.75	698.79	310	Si
2	2	4	3	0.4	1.2	3	8	0.4	213.77	684.05	591	Si
			5	0.4	2	5	8	0.6	213.77	1026.1	591	Si
			7	0.4	2.8	7	8	0.825	213.77	1410.9	591	Si
3	3	3	3	0.4	1.2	3	9	0.4	210.04	756.13	727	Si
			5	0.4	2	5	9	0.6	210.04	1134.2	727	Si
			7	0.4	2.8	7	9	0.825	210.04	1559.5	727	Si

Fuente. El Autor.

## 6.5 SEÑALES SÍSMICAS

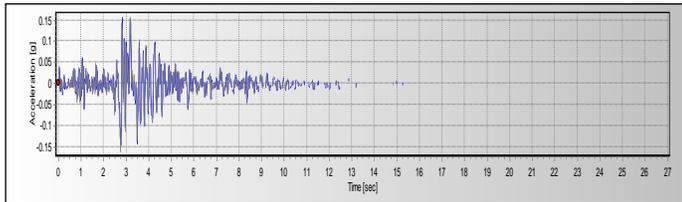
Las señales sísmicas a emplear, fueron seleccionadas del estudio de microzonificación sísmica de la ciudad de Bogotá, FOPAE (2010), para fuente cercana se seleccionaron las señales de Coyote Lake, Umbria y Coalinga, para fuente intermedia las señales de Kobe Okayama, Deer Canyon y Mt Baldy y en fuente lejana, México Cerro Depi, México CU01 y México CUIP.

Los acelerogramas fueron obtenidos del IDIGER y se escalaron según recomendaciones de la MCZSB (2010) y Martínez [33], donde se indica que se debe hacer la sumatoria del promedio de las señales de la fuente, más la desviación estándar, dando para el caso de fuente cercana un valor de 0.16g, para fuente intermedia un valor de 0.10 g y para fuente lejana de 0.038g, además las señales fueron filtradas y corregidas por línea base en el programa Seismosignal.

A continuación, se presenta en las Figuras 33 – 59 las señales procesadas y escaladas en el programa seismosignal junto con su respectivo espectro de Fourier

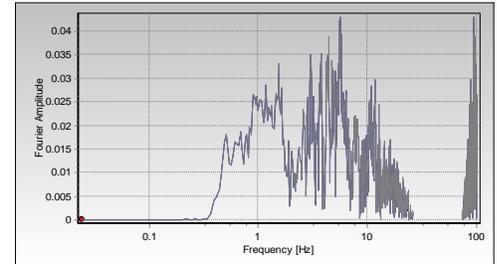
y desplazigrama, y en la Tabla 24 se presentan los parámetros de las señales sísmicas a emplear.

**Figura 33.** Acelerograma de la señal de F.C. Coyote Lake.



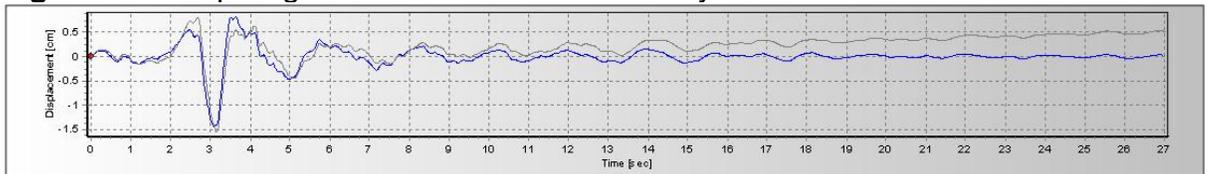
Fuente. El Autor

**Figura 34.** Espectro de Fourier de la señal de F.C. Coyote Lake



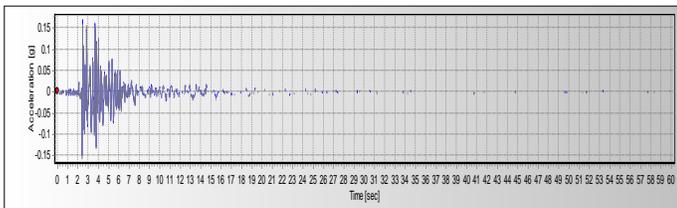
Fuente. El Autor

**Figura 35.** Desplacigrama de la señal de F.C. Coyote Lake.



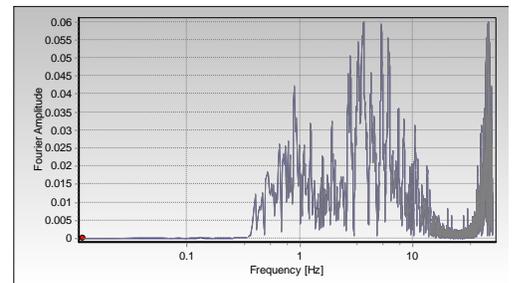
Fuente. El Autor

**Figura 36.** Acelerograma de la señal de F.C. Coalinga.



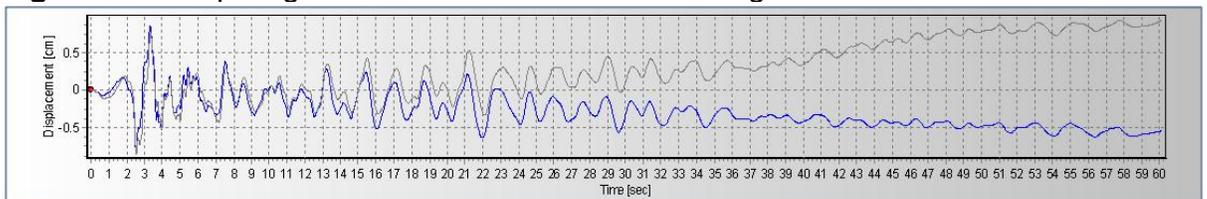
Fuente. El Autor

**Figura 37.** Espectro de Fourier de la señal de F.C. Coalinga.



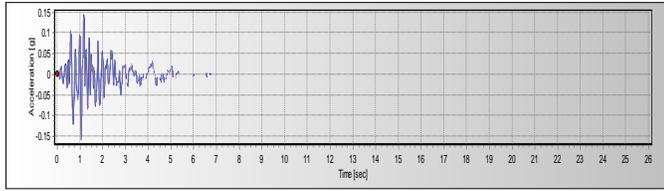
Fuente. El Autor

**Figura 38.** Desplacigrama de la señal de F.C. Coalinga.



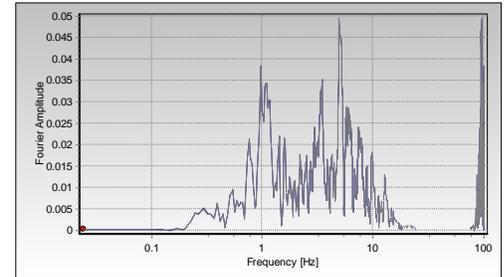
Fuente. El Autor

**Figura 39.** Acelerograma de la señal de F.C. Umbria.



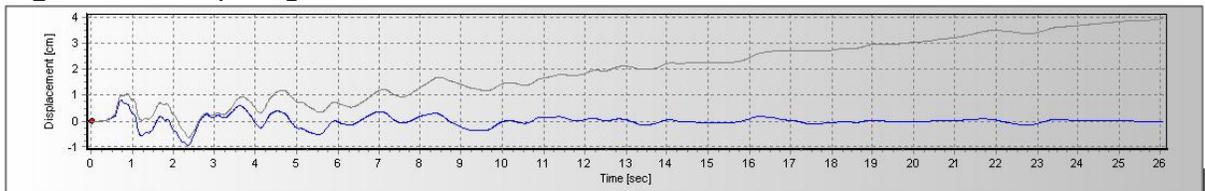
Fuente. El Autor

**Figura 40.** Espectro de Fourier de la señal de F.C. Umbria.



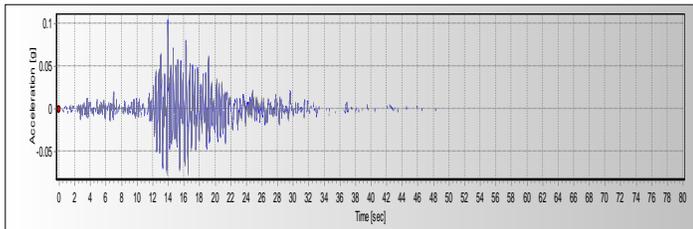
Fuente. El Autor

**Figura 41.** Desplacigrama de la señal de F.C. Umbria.



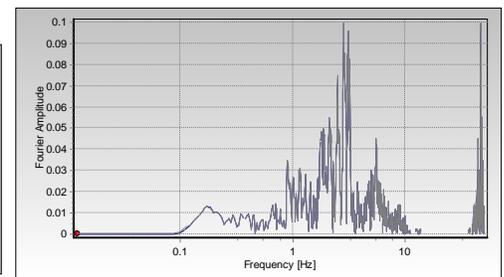
Fuente. El Autor

**Figura 42.** Acelerograma de la señal de F.I. Kobe Okayama.



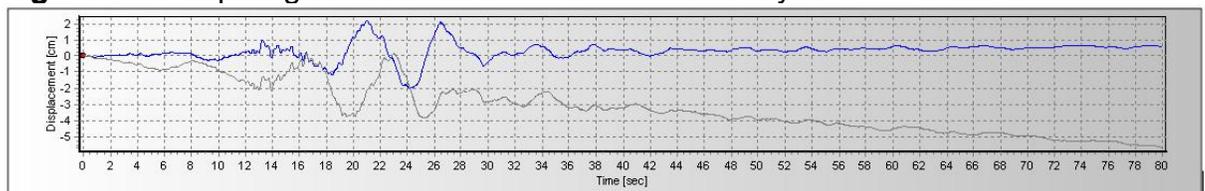
Fuente. El Autor

**Figura 43.** Espectro de Fourier de la señal de F.I. Kobe Okayama.



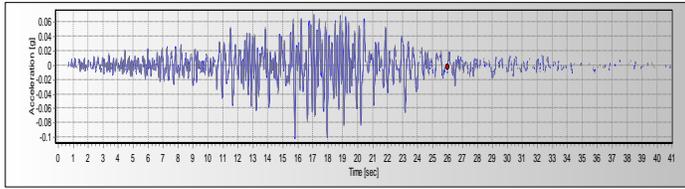
Fuente. El Autor

**Figura 44.** Desplacigrama de la señal de FI. Kobe Okayama.



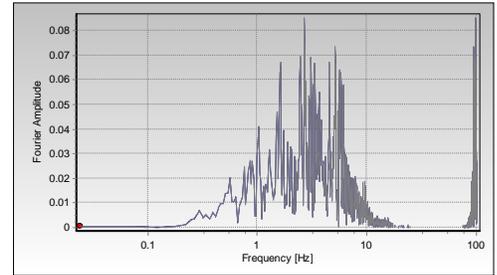
Fuente. El Autor

**Figura 45.** Acelerograma de la señal de F.I. Deer Canyon.



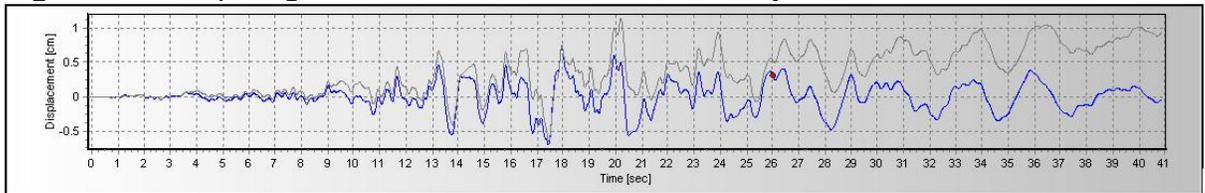
Fuente. El Autor

**Figura 46.** Espectro de Fourier de la señal de F.I. Deer Canyon.



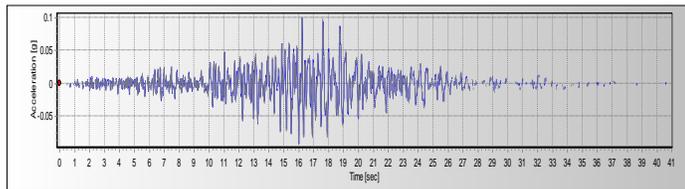
Fuente. El Autor

**Figura 47.** Desplacigrama de la señal de FI. Deer Canyon.



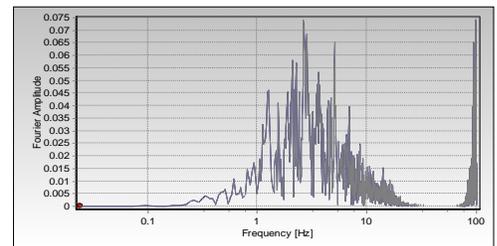
Fuente. El Autor

**Figura 48.** Acelerograma de la señal de F.I. Mt Baldy.



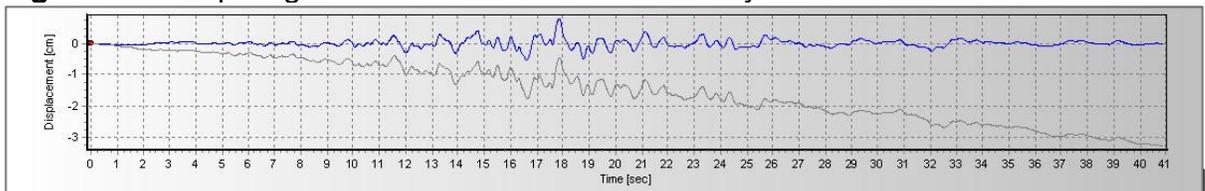
Fuente. El Autor

**Figura 49.** Espectro de Fourier de la señal de F.I. Mt Baldy.



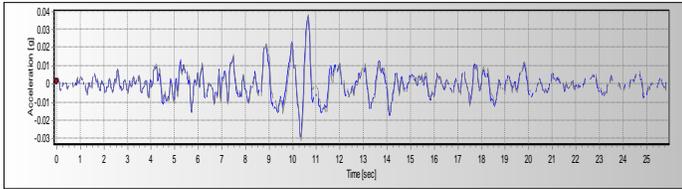
Fuente. El Autor

**Figura 50.** Desplacigrama de la señal de FI. Mt Baldy.



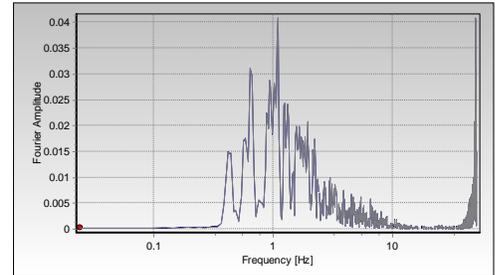
Fuente. El Autor

**Figura 51.** Acelerograma de la señal de F.L. Cerro Depi.



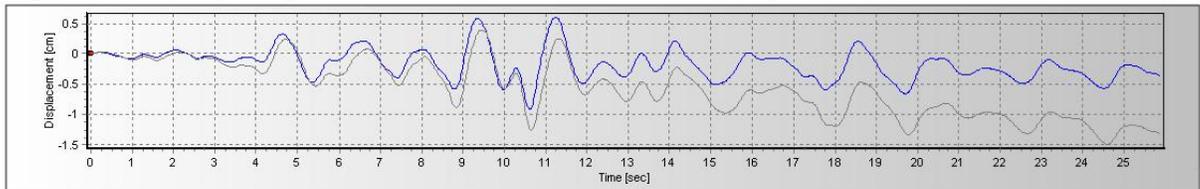
Fuente. El Autor

**Figura 52.** Espectro de Fourier de la señal de F.L. Cerro Depi.



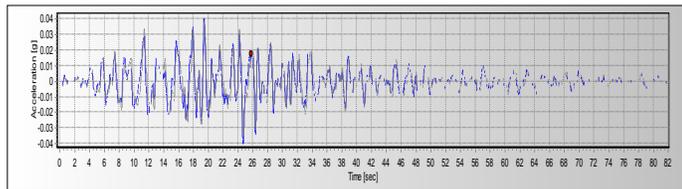
Fuente. El Autor

**Figura 53.** Desplacigrama de la señal de FL. Cerro Depi.



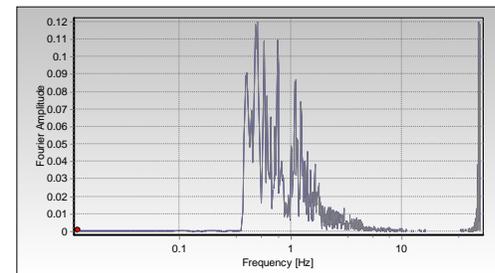
Fuente. El Autor

**Figura 54.** Acelerograma de la señal de F.L. México CU01.



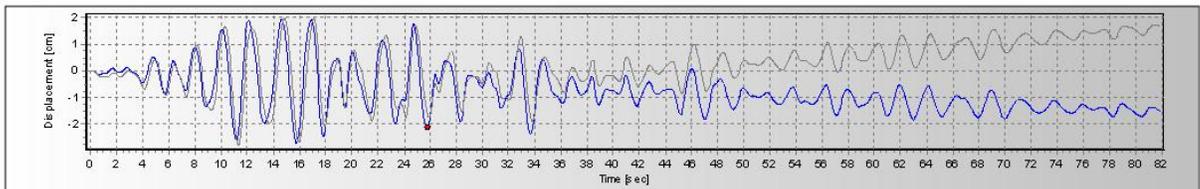
Fuente. El Autor

**Figura 55.** Espectro de Fourier de la señal de F.L. México CU01.



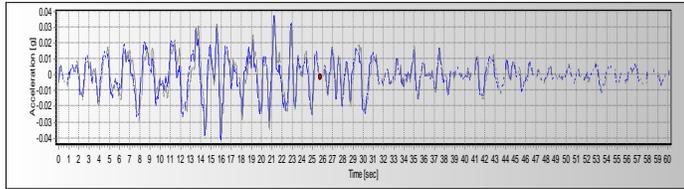
Fuente. El Autor

**Figura 56.** Desplacigrama de la señal de FL. México CU01.



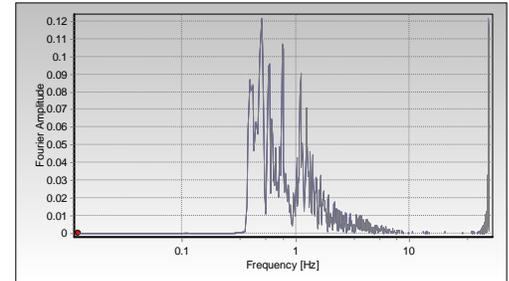
Fuente. El Autor

**Figura 57.** Acelerograma de la señal de F.L. México CUIP.



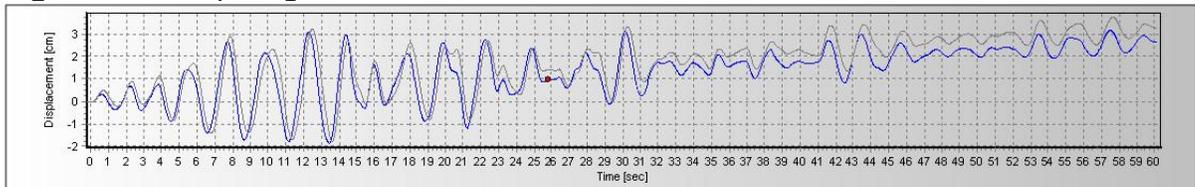
Fuente. El Autor

**Figura 58.** Espectro de Fourier de la señal de F.L. México CUIP.



Fuente. El Autor

**Figura 59.** Desplacigrama de la señal de FL. México CUIP.



Fuente. El Autor

**Tabla 24.** Parámetros Señales Sísmicas

Fuente	Escala	Sismo	Acel. (g)	Vel. (cm/s)	Des. (cm)	Amplitud	Frec. (Hz)	Periodo T (S <sup>-1</sup> )	$\omega=2\pi f$
Local	0.16	Coyote Lake	0.16	10.89	1.44	0.043	5.615	0.178	35.28
		Coalinga	0.16	7.87	0.86	0.060	3.638	0.275	22.86
		Umbria	0.16	7.61	0.91	0.050	4.932	0.203	30.99
Regional	0.10	Kobe Okayama	0.10	6.27	2.19	0.100	2.844	0.352	17.87
		Deer Canyon	0.10	5.55	0.74	0.085	2.686	0.372	16.87
		Mt Baldy	0.10	5.54	0.79	0.074	2.637	0.379	16.57
Subducción	0.038	Mexico Cerro Depi	0.038	4.01	0.91	0.041	1.099	0.910	6.90
		Mexico CU01	0.038	7.84	2.69	0.120	0.500	1.998	3.14
		Mexico CUIP	0.038	8.40	3.17	0.122	0.500	1.998	3.14

Fuente. El Autor.

## 6.6 CURVAS DINÁMICAS

Para el análisis no lineal tiempo historia en MIDAS GTS-NX en 3D, se necesita de las propiedades dinámicas del suelo como el módulo de corte  $G$  y amortiguamiento  $D$  para cada una de las capas, donde dichos parámetros se utilizan para representar el comportamiento dinámico del suelo, dado que a medida que se colocan más ciclos de una carga sísmica sobre el suelo se presentan mayores deformaciones.

Los parámetros para caracterizar el comportamiento del suelo ante cargas sísmicas son el módulo de corte inicial  $G_{max}$ , las curvas de módulo secante vs deformación

unitaria de corte ( $G/G_{max}$  vs  $\gamma$ ) y las curvas de razón de amortiguamiento vs deformación unitaria de corte ( $D$  vs  $\gamma$ ). Es por ello que se determinan las curvas dinámicas de los materiales que conforma el perfil estratigráfico, con el fin de evaluar el comportamiento no lineal del suelo para cada sismo, mediante un estudio de respuesta dinámica.

Las curvas de degradación del módulo y amortiguamiento se definen, con los modelos recomendados en el estudio de la microzonificación sísmica de la ciudad de Bogotá<sup>28</sup>, como el modelo de Zhang (2005) y el de Díaz Parra (2007), según recomendaciones de IDIGER.

A continuación, se presentan el modelo de Zhang (2005), para calcular las curvas de degradación del módulo de corte  $G/G_{max}$ , mediante la Ecuación 76.

$$\frac{G}{G_{MAX}} = \frac{1}{1+(\gamma/\gamma_r)^\alpha} \quad (76)$$

Donde:

$$\alpha = 0.0021IP + 0.834 \quad (77)$$

$$\gamma_r = \gamma_{r1} \left( \frac{\sigma'_m}{P_a} \right)^k \quad (78)$$

$$k = 0.316e^{-0.0142PI} \quad (79)$$

$$\gamma_{r1} = 0.0011IP + 0.0749 \quad (80)$$

Donde, IP es el índice de plasticidad,  $\sigma'_m$  es el esfuerzo de confinamiento,  $\gamma$  es el peso unitario del suelo y  $P_a$  es la presión atmosférica.

Para determinar la Curva de degradación del amortiguamiento de Zhang (2005), se tiene las Ecuación 81.

$$D = f \left( \frac{G}{G_{MAX}} \right) + D_{MIN} \quad (81)$$

Donde:

$$f \left( \frac{G}{G_{MAX}} \right) = 10.6 \left( \frac{G}{G_{MAX}} \right)^2 - 31.6 \left( \frac{G}{G_{MAX}} \right) + 21 \quad (82)$$

$$D_{mín} = D_{mín1} \left( \frac{\sigma'_m}{P_a} \right)^{-k/2} \quad (83)$$

$$D_{mín1} = 0.008IP + 0.82 \quad (84)$$

Donde, IP es el índice de plasticidad,  $\sigma'_m$  es el esfuerzo de confinamiento y  $P_a$  es la presión atmosférica.

---

<sup>28</sup> FOPAE, 2010 op. cit, p.79-80

El modelo de Díaz Parra (2007), tiene las siguiente Ecuación 85, para determinar la curva de degradación del módulo  $G/G_{MAX}$ .

$$\frac{G}{G_{MAX}} = \frac{1}{1+(\gamma/\gamma_r)^s} \quad (85)$$

Donde:

$$\gamma_{ref} = (c * e_0) \cdot \left(\frac{\sigma'_0}{P_a}\right)^m \quad (86)$$

Donde, para las arcillas  $s = 0.919$  y para las arenas el valor de  $s = 0.85$ , el valor de  $m = 0.35$  y  $c = 0.0756$ ,  $e_0$  es la relación de vacíos,  $\sigma'_0$  es el esfuerzo efectivo vertical,  $\gamma$  es el peso unitario del suelo.

La curva de degradación del amortiguamiento de Díaz-Parra, se determina mediante la Ecuación 87.

$$D = F \cdot D_{ma \sin g} + D_{min} \quad (87)$$

Donde:

$$F = \alpha \left(\frac{G}{G_{max}}\right)^\beta \quad (88)$$

$$D_{ma \sin g} = 33 \cdot \left(1 - \frac{G}{G_{max}}\right) \quad (89)$$

$$D_{min} = \delta \cdot \left(\frac{\sigma'_0}{P_a}\right)^{-n} \quad (90)$$

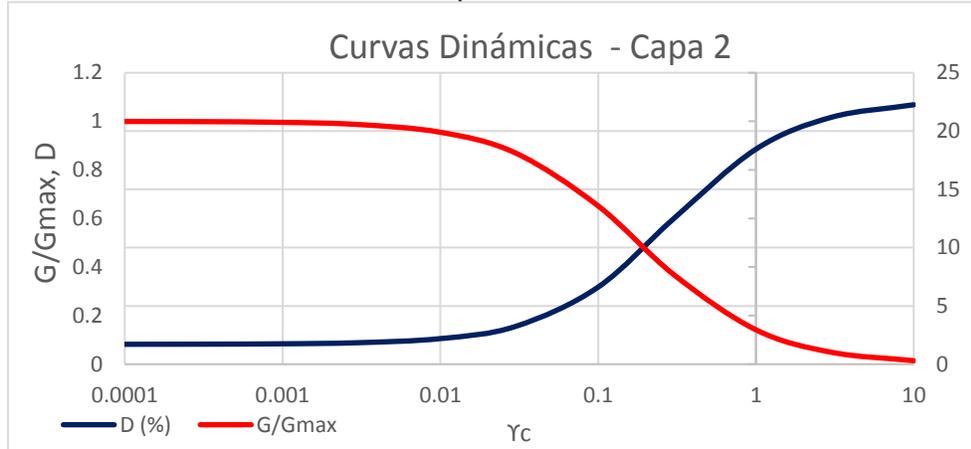
Donde,  $\alpha$  es igual a 0.62%,  $\beta$  igual a 0.1,  $n$  igual a 0.3 y para las arcillas  $\delta=1.0\%$  y arenas  $\delta=0.5\%$

En la realización del análisis, se hace el comparativo de las curvas encontradas para cada una de las capas del suelo con cada uno de los modelos mencionados anteriormente, es importante resaltar que las curvas obtenidas se compararon con las curvas presentadas en el FOPAE para el depósito Lacustre 100, donde se tienen en cuenta los parámetros de relación de vacíos  $e_0$ , índice de plasticidad  $I_P$  y el peso unitario del suelo  $\gamma$ .

Para cada material se definen las curvas de módulo y amortiguamiento que más se ajusten a las propiedades del material, de los dos modelos empleados en el análisis.

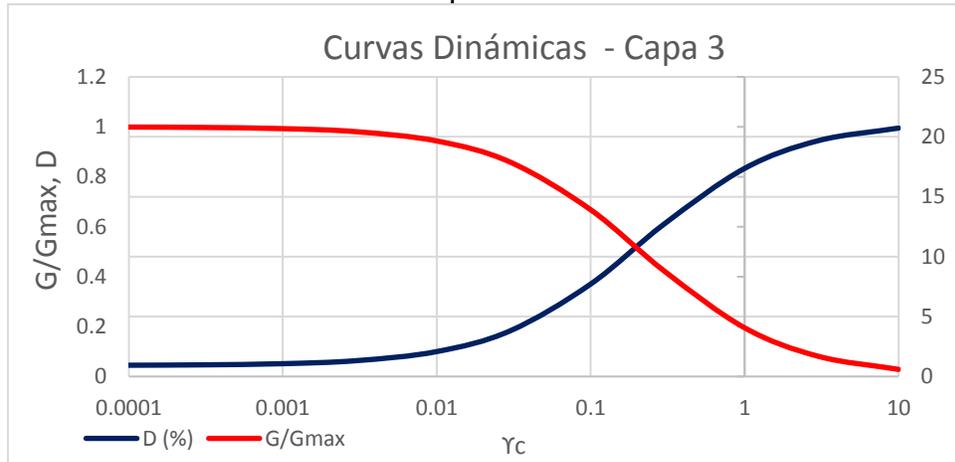
Finalmente, las curvas de degradación de módulo y amortiguamiento de cada uno de los materiales que conforman el perfil estratigráfico, se encuentran en las Figuras 60 - 69, para cada una de las capas.

**Figura 60.** Curvas dinámicas de la Capa 2.



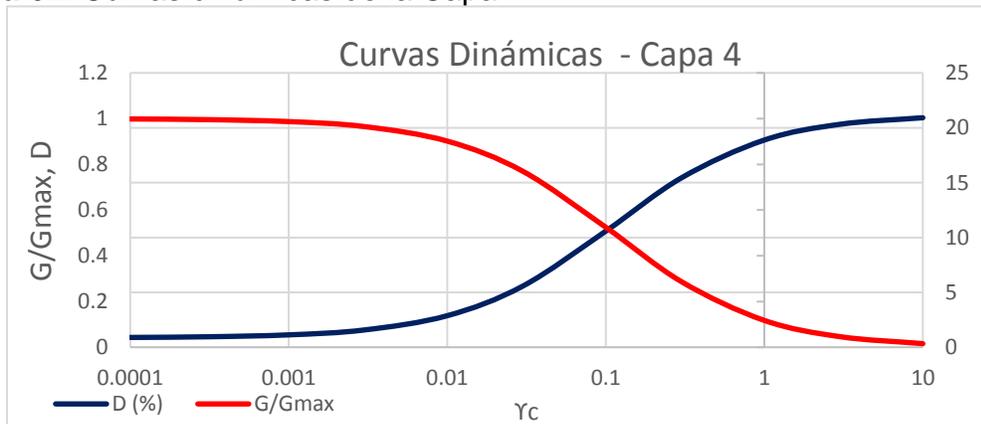
Fuente. El Autor.

**Figura 61.** Curvas dinámicas de la Capa 3.



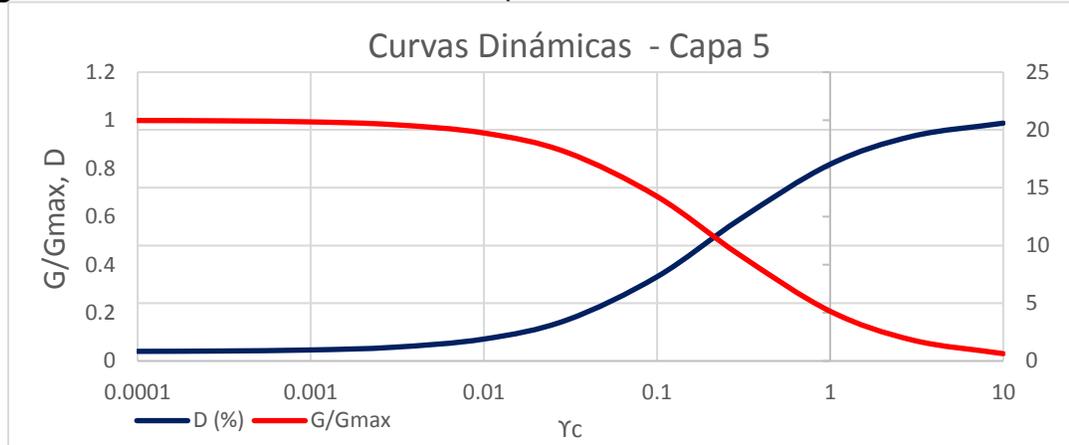
Fuente. El Autor.

**Figura 62.** Curvas dinámicas de la Capa 4.



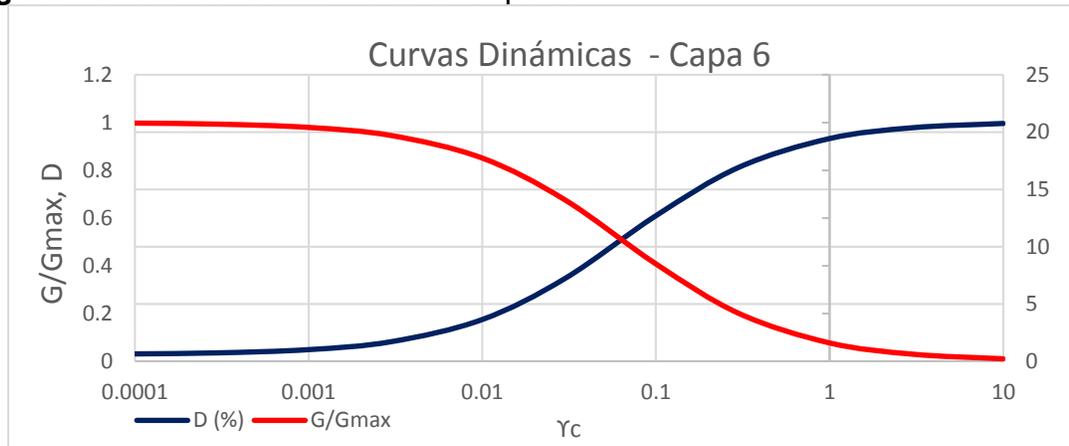
Fuente. El Autor.

**Figura 63.** Curvas dinámicas de la Capa 5.



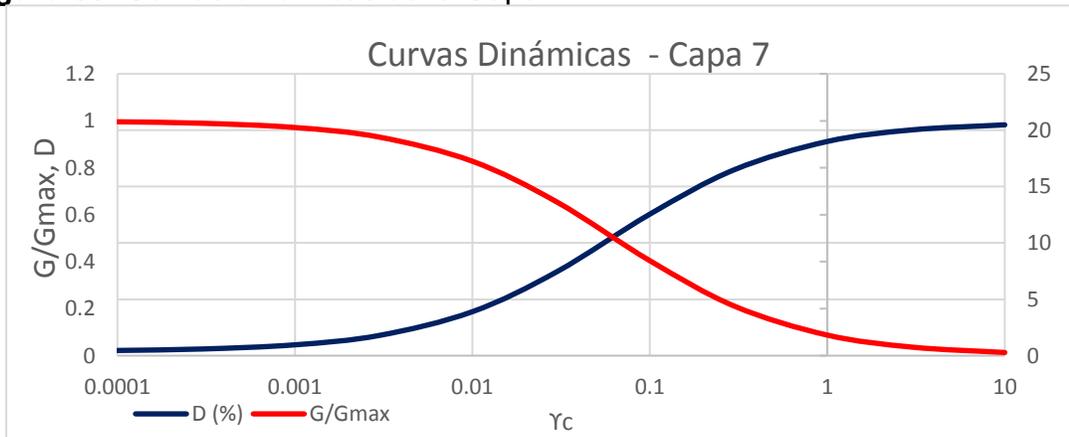
Fuente. El Autor.

**Figura 64.** Curvas dinámicas de la Capa 6.



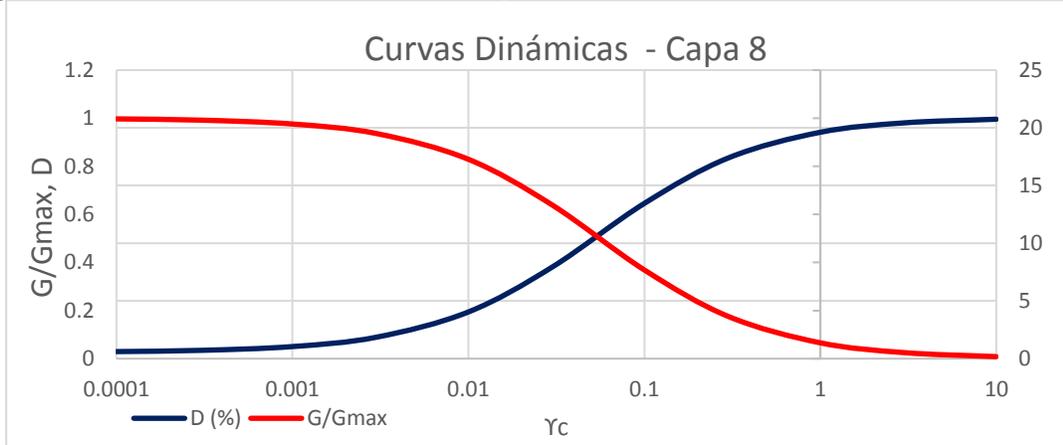
Fuente. El Autor.

**Figura 65.** Curvas dinámicas de la Capa 7.



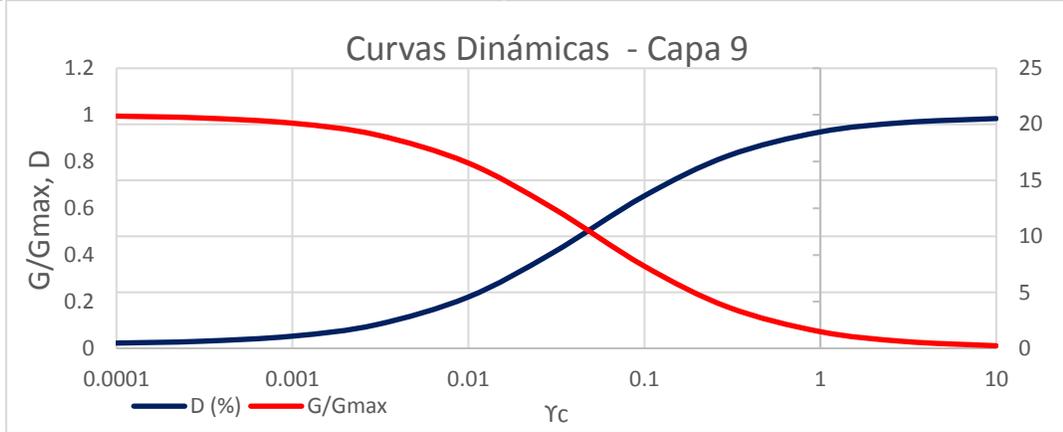
Fuente. El Autor.

**Figura 66.** Curvas dinámicas de la Capa 8.



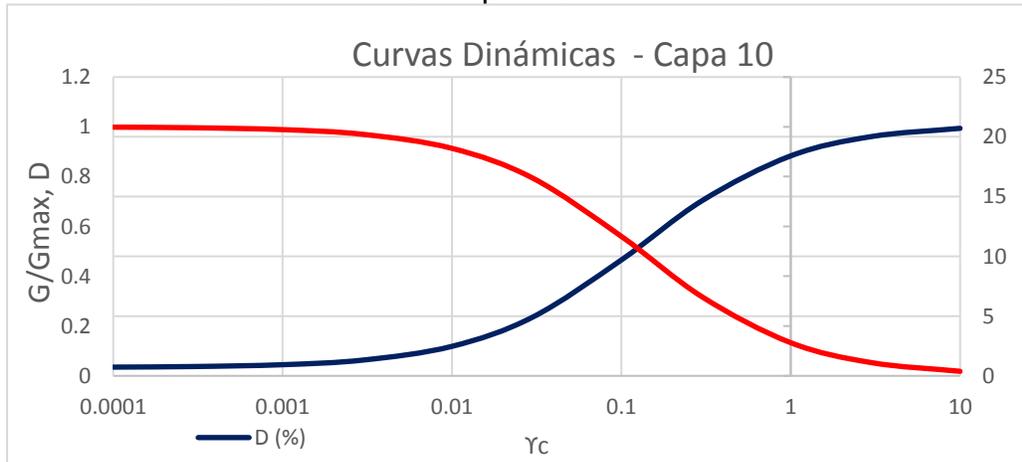
Fuente. El Autor.

**Figura 67.** Curvas dinámicas de la Capa 9.



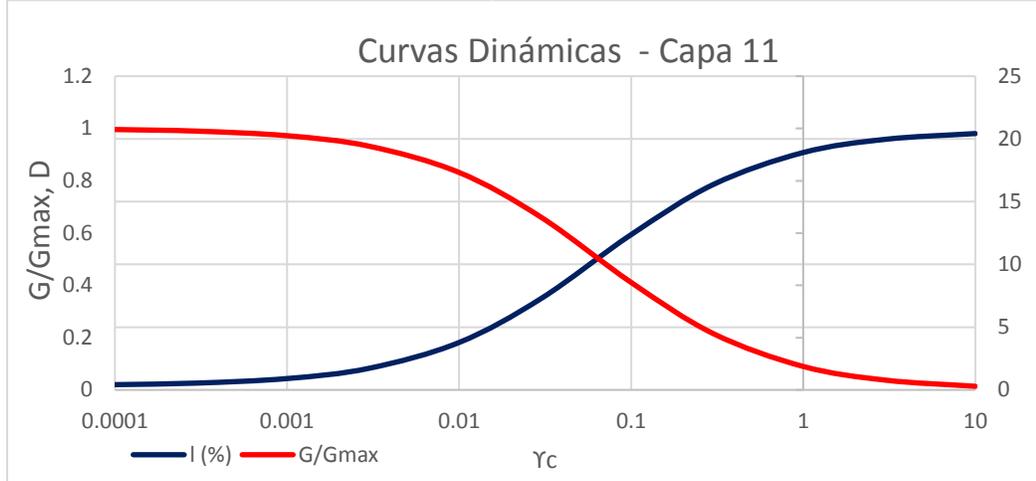
Fuente. El Autor.

**Figura 68.** Curvas dinámicas de la Capa 10.



Fuente. El Autor.

**Figura 69.** Curvas dinámicas de la Capa 11.



Fuente. El Autor.

## 6.7 ESTUDIO DE RESPUESTA DINÁMICA

En el estudio de respuesta dinámica, se definen las propiedades dinámicas de las capas del suelo como: el módulo de corte  $G$  y amortiguamiento  $D$ , para cada uno de los sismos, donde dichos parámetros se requieren para la modelación en 3D. El análisis de respuesta dinámica, se llevó a cabo en el programa MIDAS GTS-NX, y en primera instancia se realizó un análisis 1D “Campo Libre Unidimensional”, el cual se efectúa para ver cómo se afecta el suelo ante el sismo y encontrar el factor de escala para el análisis lineal equivalente 2D.

En primer lugar, se ingresan las propiedades del suelo como: peso unitario  $\gamma$ , velocidad de onda de corte  $V_s$ , módulo de corte  $G_0$ , como se muestra en la Figura 70.

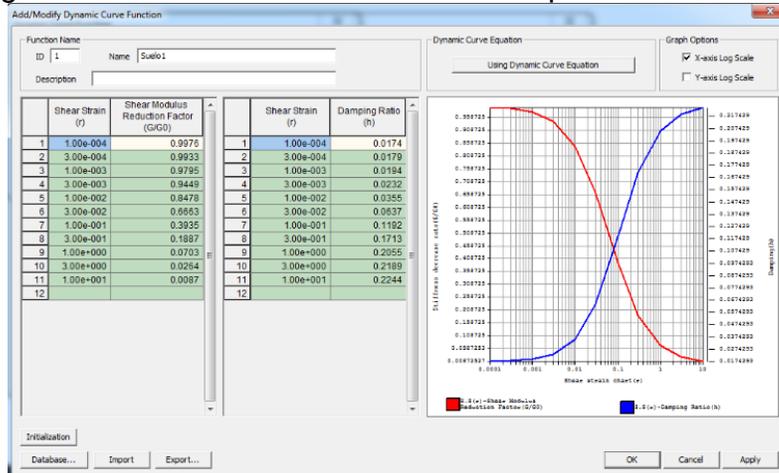
**Figura 70.** Parámetros del suelo, para el análisis de campo libre unidimensional 1D.

No.	Depth (m)	Thickness (m)	Layer No.	Unit Weight (kN/m <sup>3</sup> )	Vs (m/sec)	G0 (kN/m <sup>2</sup> )	H0	Dynamic Curve Type	Output Motion Type
1	0.3000	0.300000	1	17.28000	116.920	9661.72	0.01000	-1-None	Within
2	16.300	16.00000	2	17.20000	131.072	15296.8	0.01000	-1-None	Within
3	19.800	3.500000	3	17.81000	156.482	17102.8	0.01000	-1-None	Within
4	24.100	4.300000	4	18.81000	182.956	17604.2	0.01000	-1-None	Within
5	27.000	2.900000	5	18.80000	171.654	23805.3	0.01000	-1-None	Within
6	31.300	4.300000	6	18.93000	203.065	25349.6	0.01000	-1-None	Within
7	33.600	2.300000	7	19.50000	242.217	25576.3	0.01000	-1-None	Within
8	35.800	2.200000	8	18.93000	203.065	25349.6	0.01000	-1-None	Within
9	38.500	2.700000	9	18.41000	216.652	28014.8	0.01000	-1-None	Within
10	42.000	3.500000	10	18.81000	238.308	29121.0	0.01000	-1-None	Within
11	50.000	8.000000	11	18.41000	450.000	65921.9	0.01000	-1-None	Within
12	60.000	10	12	23.82000	700.000	312208	0.01000	-1-None	Within

Fuente. El Autor

En la Figura 71, se presenta un ejemplo del ingreso de las curvas dinámicas de la capa 1 del suelo.

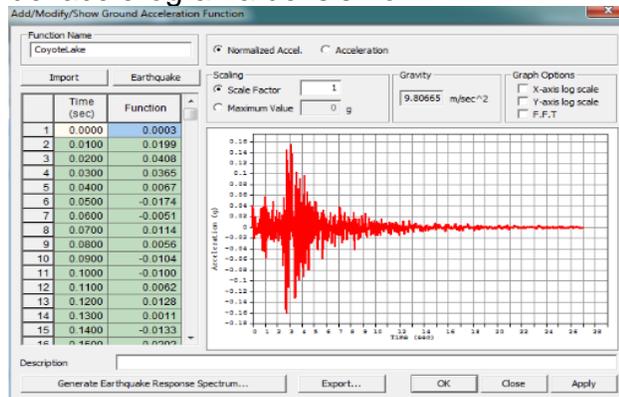
**Figura 71.** Ingreso de las curvas dinámicas de la capa 1.



Fuente. El Autor

A continuación, se elige la función de aceleración del sismo, como se muestra en la Figura 72.

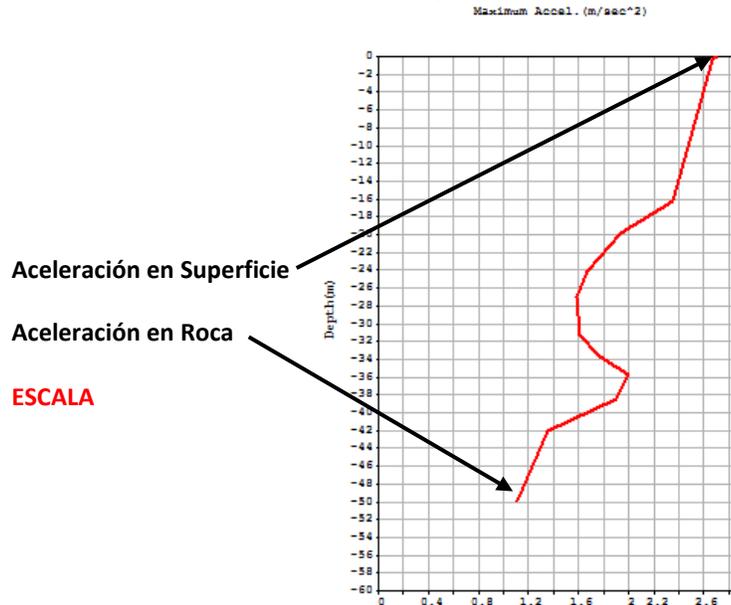
**Figura 72.** Ingreso del acelerograma del sismo.



Fuente. El Autor

Finalmente se define el caso de análisis y se corre el programa, de aquí se obtiene la variación de la aceleración a lo largo del perfil de suelo, donde se tiene en cuenta dos cosas: primero la aceleración en la roca y segundo la aceleración en superficie, como parte de la calibración del suelo para el “Análisis lineal equivalente” en 2D, como se muestra en la Figura 73.

**Figura 73.** Aceleraciones en roca y superficie.

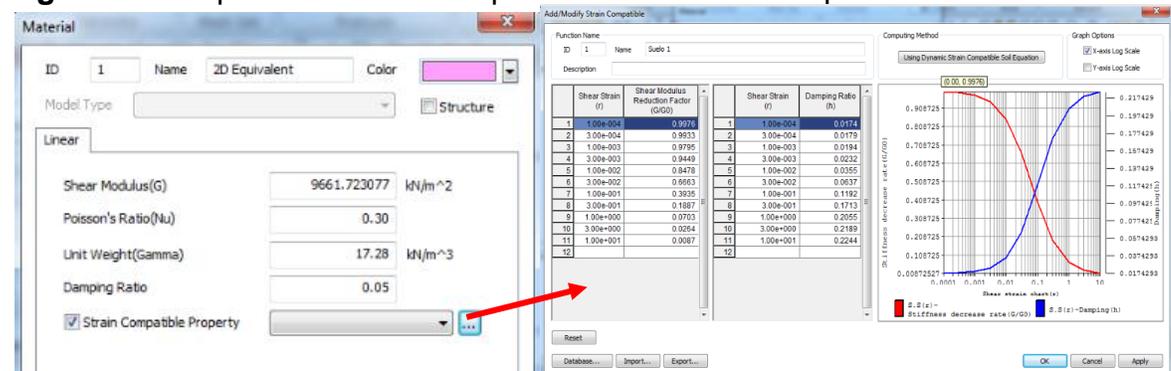


Fuente. El Autor

En el análisis lineal equivalente 2D, se aproxima la no linealidad del material ante el sismo para el análisis iterativo lineal para determinar la tensión máxima de corte  $\gamma_{max}$ , con el fin de encontrar los parámetros dinámicos de corte  $G$  y amortiguamiento  $D$  de cada una de las capas del suelo.

Ahora bien, en la elaboración de este análisis, primero se crea la geometría del perfil del suelo, y se ingresan las propiedades del suelo mediante la opción de MIDAS GTS-NX (2D Equivalente), aquí se ingresa el módulo de corte  $G_0$ , la relación de Poisson  $\mu$ , el peso unitario  $\gamma$  y finalmente las curvas de degradación del módulo y amortiguamiento de cada una de las capas, como se muestra en la Figura 74.

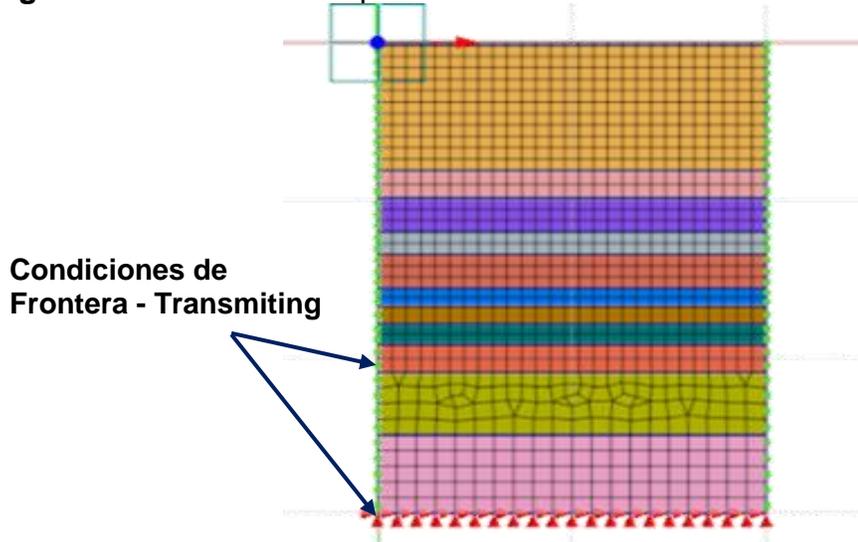
**Figura 74.** Propiedades del suelo para el análisis lineal equivalente en 2D.



Fuente. El Autor

Seguidamente, se procede a realizar el mallado del suelo en 2D y se definen las condiciones de frontera, para las cuales se usaron las fronteras tipo transmitting que son de tipo transmitentes o amortiguadoras, este tipo de fronteras permite que la onda sísmica pase libremente y evita el efecto rebote de la onda en el suelo, como se muestra en la Figura 75.

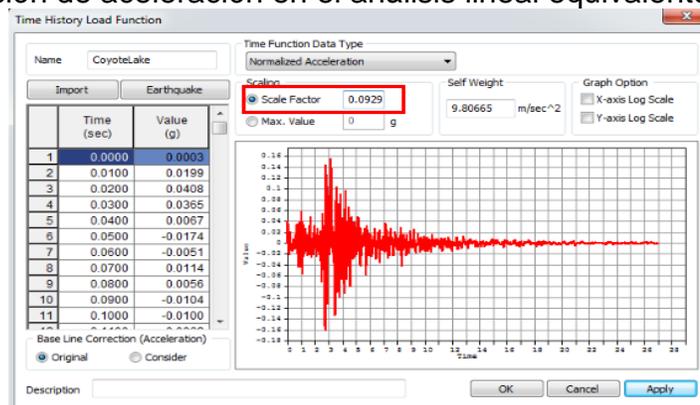
**Figura 75.** Geometría del perfil de suelo en el análisis lineal equivalente en 2D.



Fuente. El Autor

Posteriormente, se define la función de aceleración, en este paso se debe tener en cuenta la aceleración en roca del análisis en 1D, la cual se divide en el valor de la gravedad donde dicho valor se usará como factor de escala para el análisis en 2D, como se presenta en la Figura 76.

**Figura 76.** Función de aceleración en el análisis lineal equivalente en 2D.

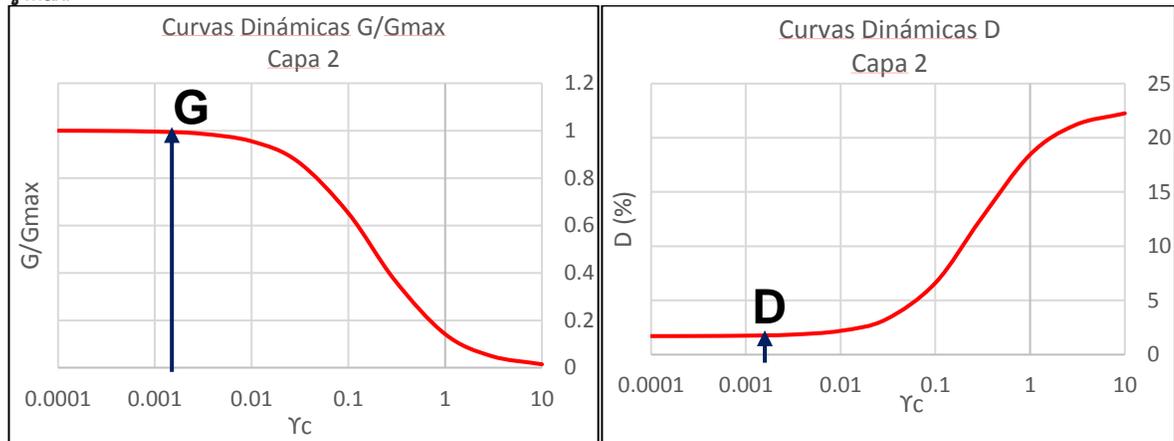


Fuente. El Autor

Finalmente, se define el caso de análisis y se corre el programa, de aquí se verifica que el valor de aceleración en superficie del análisis en 2D sea similar al valor del

análisis en 1D y se toma la tensión máxima de corte  $\gamma_{max}$ , del análisis en 2D, con el fin de ingresar este valor a las curvas dinámicas de cada capa y tomar los correspondientes valores de corte G y amortiguamiento D, de cada una de las capas, como se muestra en la Figura 77.

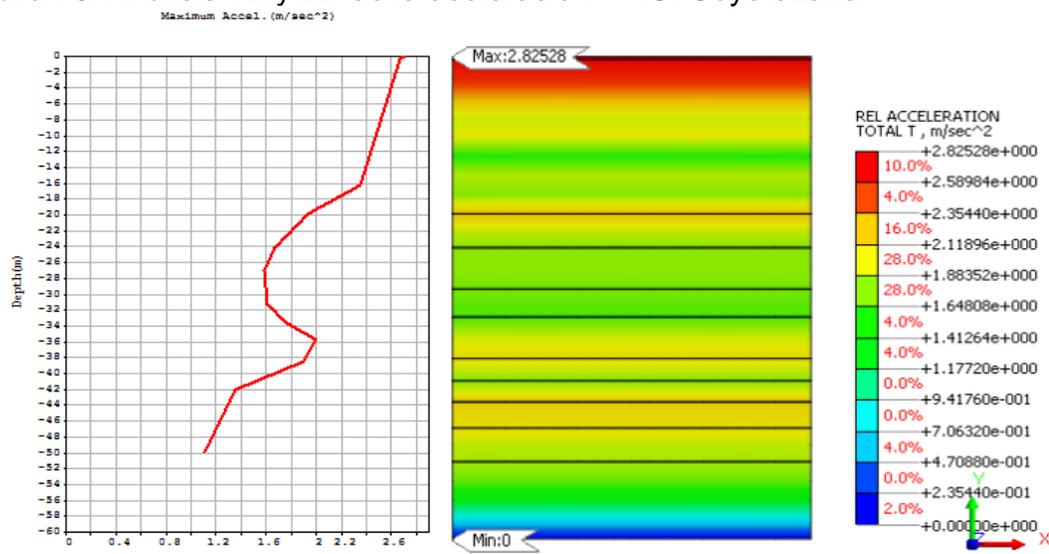
**Figura 77.** Módulo de corte G y amortiguamiento D, con la tensión máxima de corte  $\gamma_{max}$ .



Fuente. El Autor

En las Figura 78, se observa los resultados obtenidos en el estudio de respuesta dinámica para el sismo de Fuente cercana Coyote Lake, donde se verifica el valor de la aceleración en superficie para 1D y 2D, obteniendo un resultado similar de la aceleración en la superficie para ambos modelos, donde se evidencia la amplificación de la aceleración en la superficie, finalmente los resultados de los demás sismos se encuentran en el Anexo C.

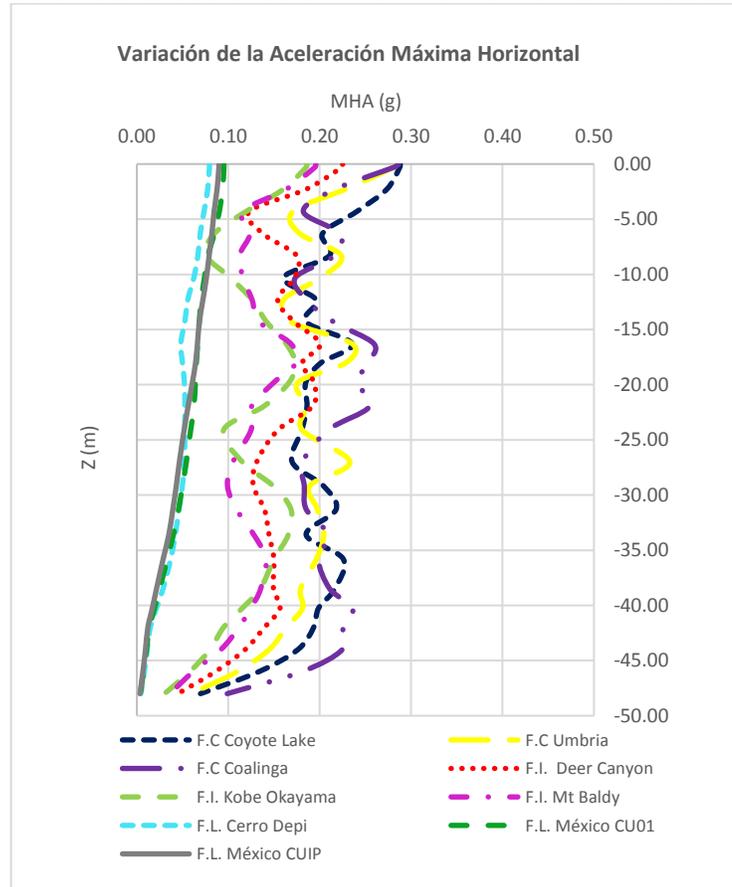
**Figura 78.** Análisis 1D y 2D de la aceleración - F.C. CoyoteLake.



Fuente. El Autor

A continuación, se presenta en la Figura 79 los resultados de la variación de aceleración máxima en superficie para todos los sismos obtenidos en el análisis 2D, donde se encontró que los factores de amplificación para los sismos de fuente cercana en promedio son de 0.21 g, para fuente intermedia de 0.17 g y para lejana de 0.08g.

**Figura 79.** Variación de la aceleración máxima horizontal en los sismos.

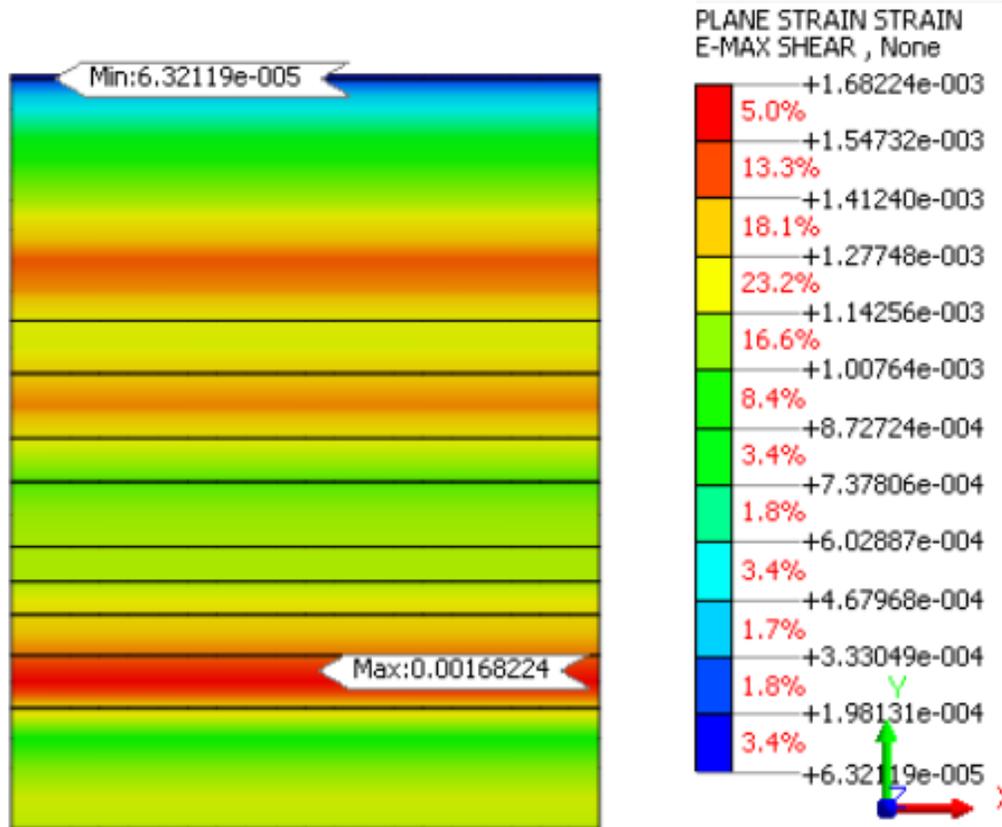


Fuente. El Autor

Al comparar los resultados de la variación máxima horizontal obtenidos en la modelación, con el Decreto 523 para el depósito lacustre 100, se encuentra que los valores de aceleración horizontal pico efectiva del terreno en superficie (g), para un periodo de retorno de 475 es de 0.20g, con un periodo de retorno de 225 es de 0.18g y para el umbral de daño es de 0.09g, donde se evidencia congruencia con los resultados obtenidos para los diferentes sismos en este análisis.

En la Figura 80, se presenta la tensión máxima de corte  $\gamma_{max}$ , del suelo para el sismo de Coyote Lake, los resultados para los demás sismos se presentan en el Anexo C.

**Figura 80.** Análisis 2D del Máximo Cortante - F.C. CoyoteLake.

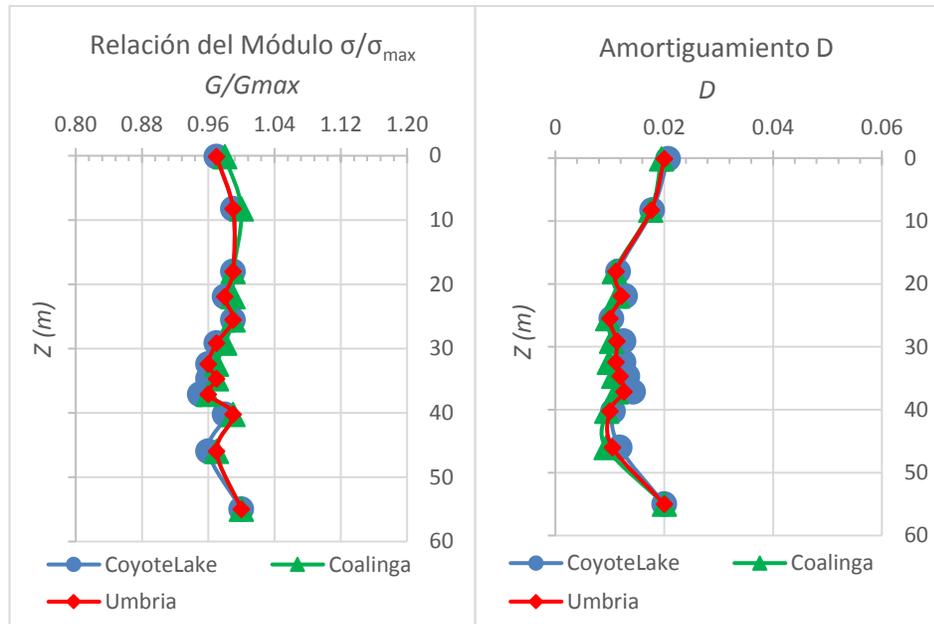


Fuente. El Autor

Finalmente, con la tensión máxima de corte  $\gamma_{max}$  para cada sismo, y las curvas dinámicas de cada una de las capas del suelo, se define el valor de módulo de corte G y amortiguamiento D de las capas del suelo para cada sismo, como se muestra en las Figuras 81 - 83.

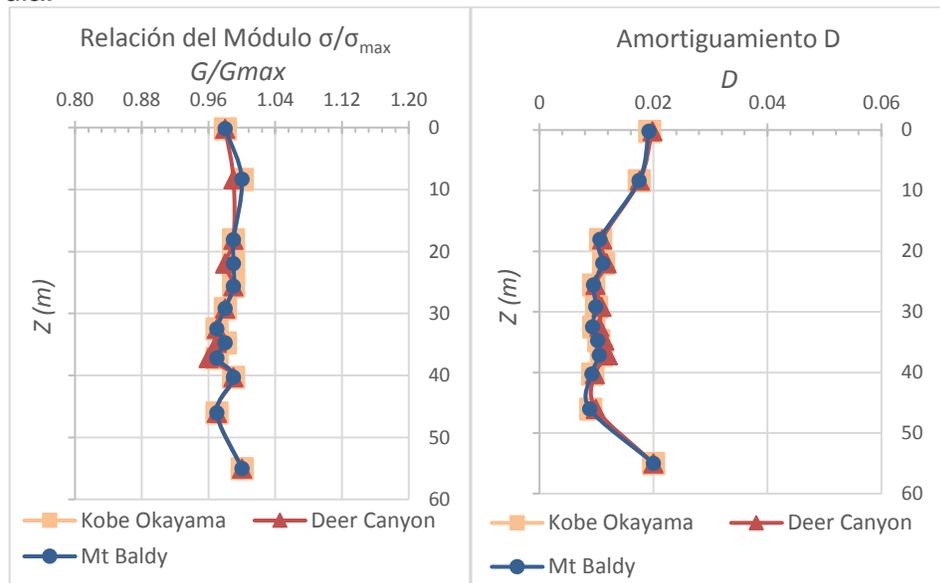
Los parámetros de módulo de corte G y amortiguamiento D, caracterizan el comportamiento del suelo ante cargas dinámicas, en general se evidencia el mismo comportamiento de los sismos para cada fuente, nótese una disminución del módulo de corte G desde los 30.00m en adelante al igual que el amortiguamiento D.

**Figura 81.** Relación del Módulo ( $G/G_{Max}$ ) y Amortiguamiento (D) para Fuente Cercana.



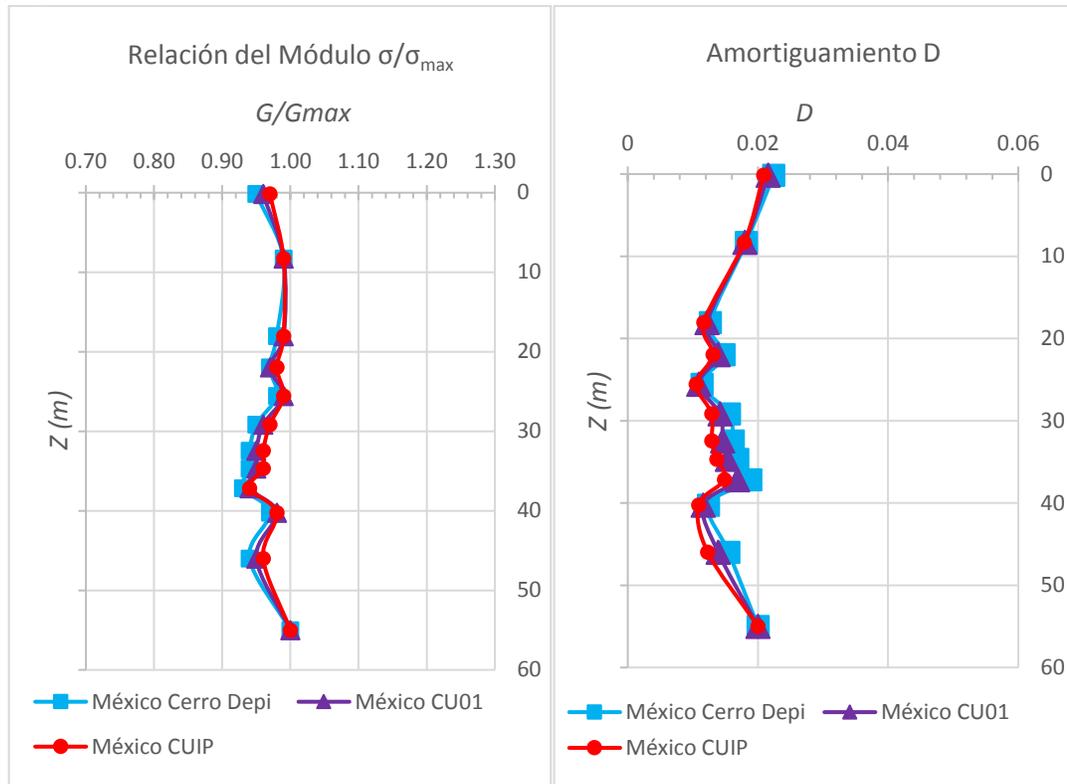
Fuente. El Autor

**Figura 82.** Relación del Módulo ( $G/G_{Max}$ ) y Amortiguamiento (D) para Fuente Intermedia.



Fuente. El Autor

**Figura 83.** Relación del Módulo ( $G/G_{Max}$ ) y Amortiguamiento (D) para Fuente Lejana.



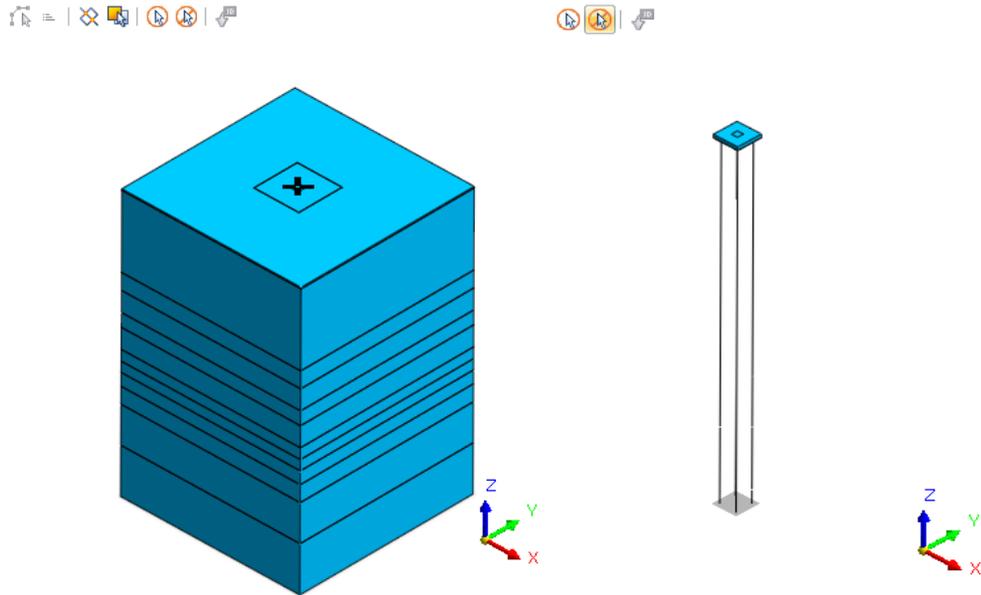
Fuente. El Autor

## 6.8 MODELACIÓN EN MIDAS GTS-NX 3D

El software utilizado para el análisis en elementos finitos en 3D es el MIDAS GTS-NX [34], a continuación, se presenta una breve descripción acerca de la modelación.

En primer lugar, se dibujó el perfil del suelo y la placa de los pilotes como elementos tipo sólidos en 3D, mientras que los pilotes se dibujaron como líneas unidimensionales en 1D, la extensión total del modelo en X y Y es de 40.00 m y en Z de 60.00 m dado que es la profundidad total del perfil estratigráfico, como se muestra en la Figura 84.

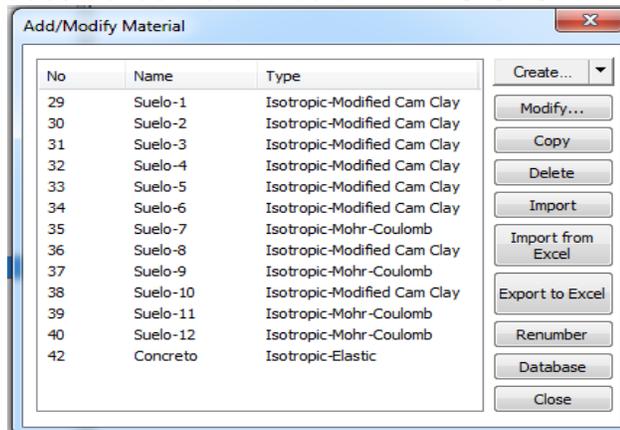
**Figura 84.** Geometría del modelo en MIDAS GTS-NX.



Fuente. El Autor

En segundo lugar, se definen los parámetros de los materiales, mediante el modelo constitutivo de Cam Clay Modificado en arcillas como: cohesión ( $C$ ), ángulo de fricción ( $\Phi$ ), módulo de elasticidad ( $E$ ), peso unitario ( $\gamma$ ), módulo de corte ( $\sigma$ ), amortiguamiento ( $D$ ), relación de poisson ( $\mu$ ), permeabilidad ( $k$ ), coeficiente de presión de tierras ( $k_0$ ), relación de vacíos ( $e_0$ ), línea de pendiente de estado crítico ( $M_c$ ), relación de sobre consolidación ( $OCR$ ), Lamda ( $\lambda$ ), kappa ( $\kappa$ ) y Mohr Coulomb para arenas con los siguiente parámetros: cohesión ( $C$ ), ángulo de fricción ( $\Phi$ ), módulo de elasticidad ( $E$ ), peso unitario ( $\gamma$ ), módulo de corte ( $\sigma$ ), amortiguamiento ( $D$ ), relación de poisson ( $\mu$ ), permeabilidad ( $k$ ), coeficiente de presión de tierras ( $k_0$ ), relación de vacíos ( $e_0$ ), como se muestra en la Figura 85.

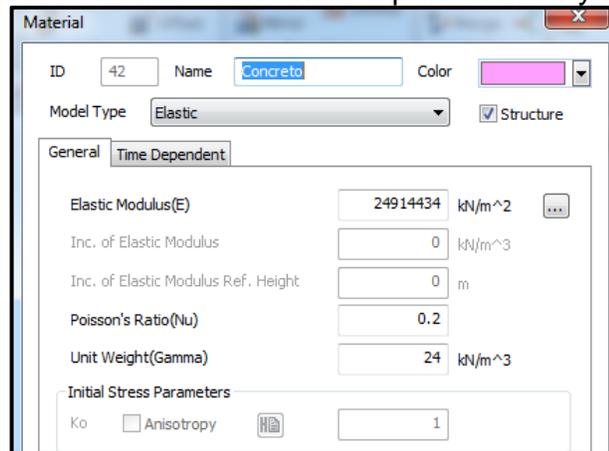
**Figura 85.** Propiedades de los materiales en MIDAS GTS-NX.



Fuente. El Autor

Finalmente, para la placa de los pilotes se definen las propiedades elásticas del concreto, y para los pilotes se define el elemento tipo viga embebida con las propiedades del concreto, como se muestra en la Figura 86.

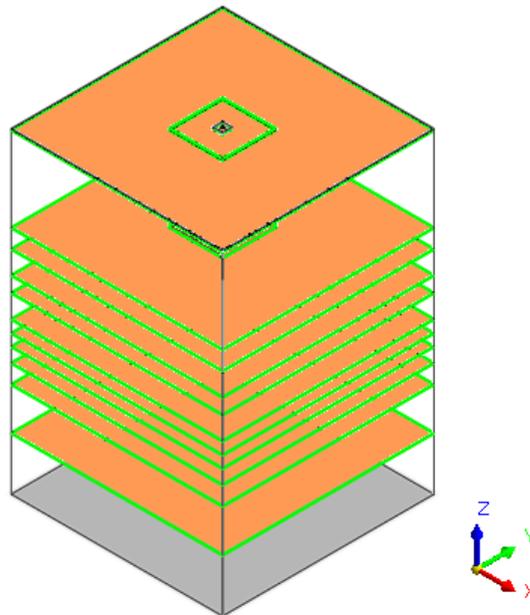
**Figura 86.** Propiedades elásticas del concreto para el dado y los pilotes.



Fuente. El Autor

A continuación, se crean las propiedades de los materiales y se realiza la verificación de la unión entre las capas mediante check duplicate, esto con el fin de comprobar que los elementos están conectados antes de realizar el mallado, como se muestra en la Figura 87.

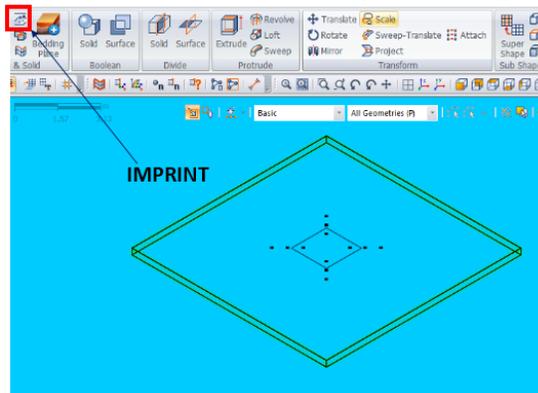
**Figura 87.** Verificación de la unión de las capas, mediante check duplicate.



Fuente. El Autor

Seguidamente, se crean los nodos en los pilotes mediante la Propiedad Imprint, con el fin de garantizar la conexión de la malla entre los pilotes y el suelo, como se muestra en la Figura 88.

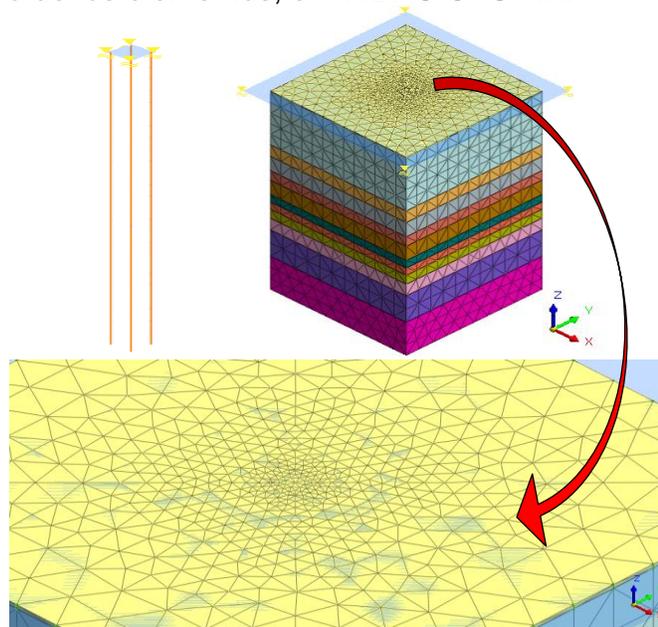
**Figura 88.** Nodo en los pilotes, mediante la Propiedad Imprint



Fuente. El Autor

Posteriormente, se realiza el mallado en 3D para los elementos tipo sólido y 1D en los elementos unidimensionales como los pilotes, mientras que, para la discretización de los elementos, el tamaño de la malla es más fina en la zona de interacción entre el suelo y el pilote, dado que se desea tener mayor información, tal como se muestra en la Figura 89.

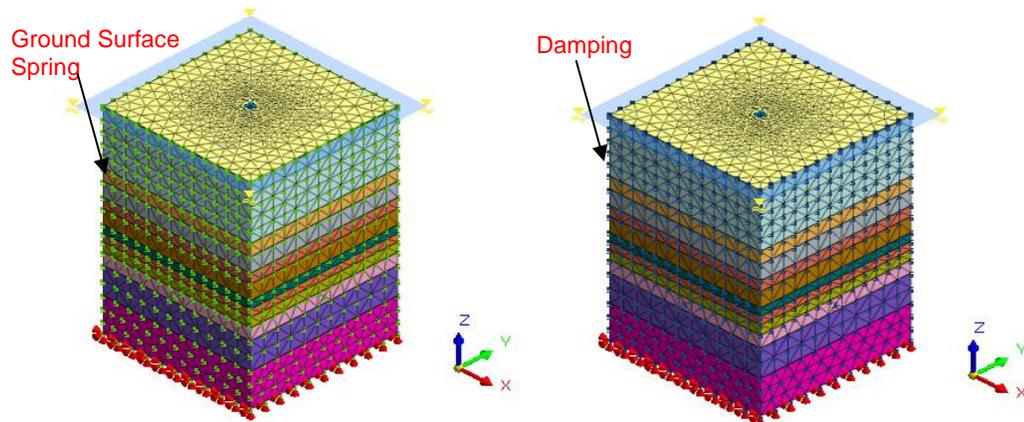
**Figura 89.** Mallado de los elementos, en MIDAS GTS-NX.



Fuente. El Autor

En el mallado se define las fronteras del modelo, para lo cual vamos a definir el Ground Surface Spring en el análisis de Eigenvalue y el Damping para el análisis No lineal Tiempo historia. Este tipo de fronteras absorben la onda y no permiten que el sismo se refleje, sino que viaje libremente, como se muestra en la Figura 90.

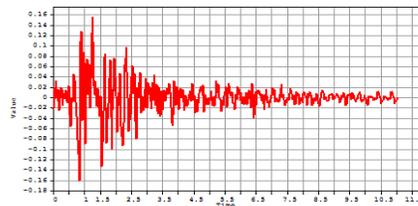
**Figura 90.** Condiciones de fronteras de Ground Surface Spring y Damping.



Fuente. El Autor

A continuación, se realiza la inclusión del acelerograma del sismo en el eje X, como se muestra en la Figura 91.

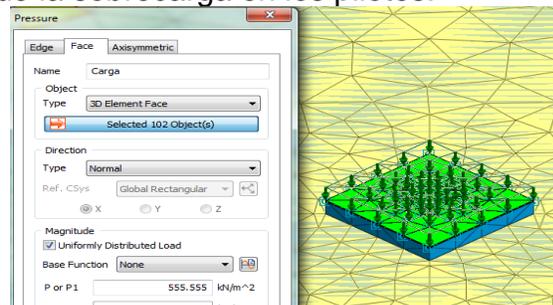
**Figura 91.** Inclusión de la señal sísmica.



Fuente. El Autor

Luego se realiza, la inclusión de la sobrecarga estática a soportar por el grupo de pilotes, como se muestra en la Figura 92.

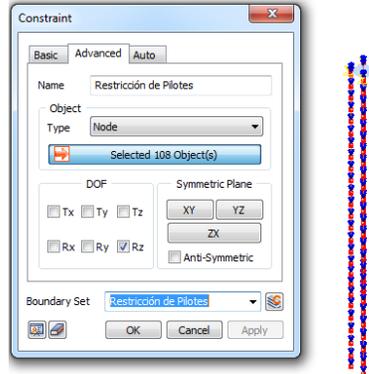
**Figura 92.** Inclusión de la sobrecarga en los pilotes.



Fuente. El Autor

Finalmente, se realiza la restricción en los pilotes para que no haya rotación en el eje Z, como se muestra en la Figura 93.

**Figura 93.** Restricción en los pilotes.



Fuente. El Autor

En la modelación se definen dos análisis de casos: el primero es el de Eigenvalue, y el segundo es el análisis no lineal tiempo historia, los cuales se resumen en la Tabla 25.

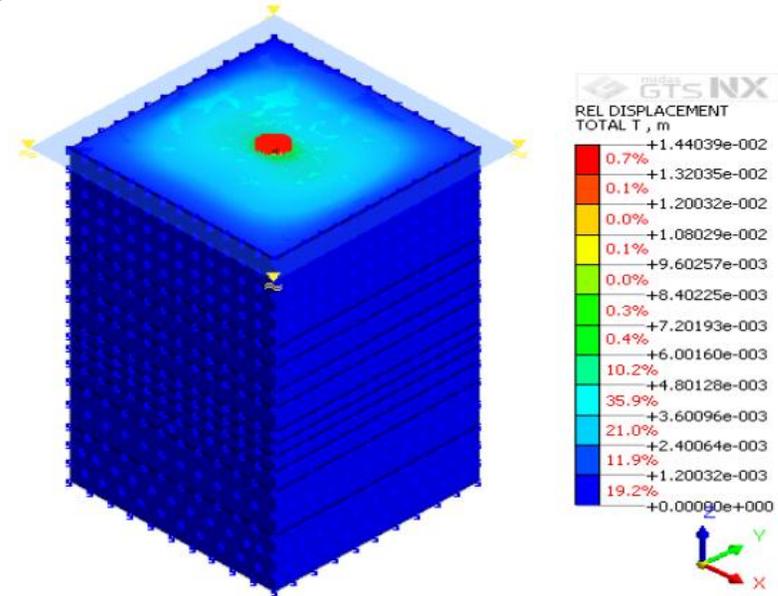
**Tabla 25.** Resumen de análisis en la modelación en 3D.

COMPONENTES MODELACIÓN	CASOS DE ANÁLISIS				
	EIGENVALUE		ANÁLISIS NO LINEAL TIEMPO HISTORIA		
	Elementos Empleados	Resultados	Elementos Empleados	Resultados	
Capas de Suelo	Capas de Suelo		Capas de Suelo		
Pilotes	Fixed Bottom Condition		Pilotes		
Placa de los Pilotes	Restricción de Pilotes		Placa de Pilotes		
Sismo	Ground Surface Spring		Sismo	Deflexiones.	
<b>Restricciones</b>	Fixed Bottom Condition	Se determina los modos de vibración del grupo de pilotes antes de correr el sismo, donde se encuentran los valores del periodo fundamental, los cuales se tienen en cuenta para el análisis no lineal tiempo historia.	Fixed Bottom Condition	Momento Flector.	
	Restricción de Pilotes		Restricción de Pilotes	Fuerza Cortante.	
<b>Condiciones de Frontera</b>	Ground Surface Spring			Damping	
	Damping			Periodos de Análisis de Eigen Value	

Fuente. El Autor

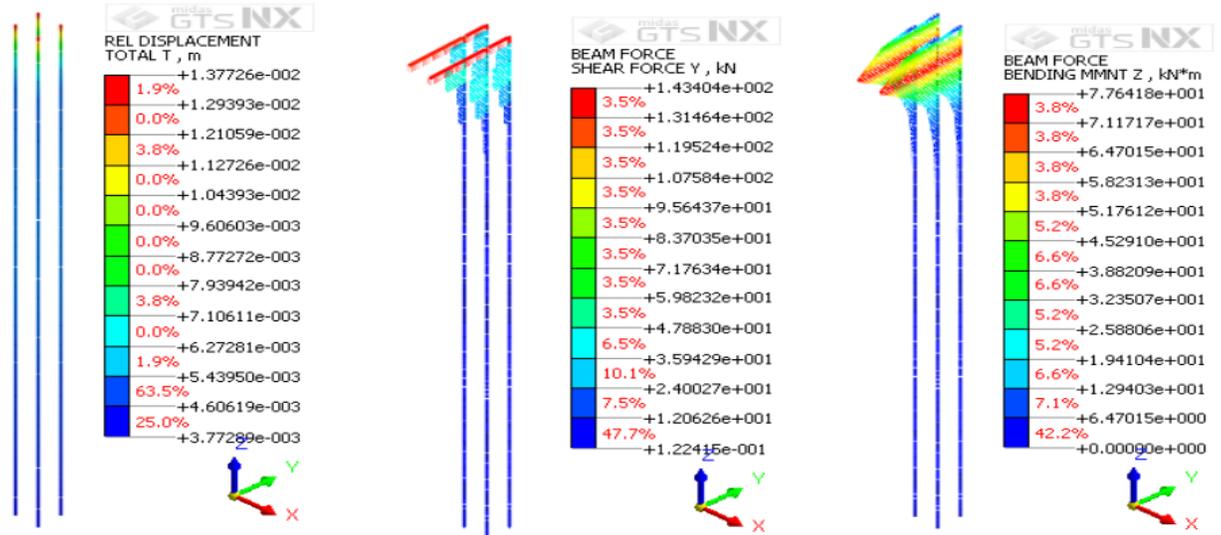
Finalmente, se muestra los resultados de desplazamiento en MIDAS GTS-NX, para el modelo de 2x2 separado 3D del Sismo F.L. Cerro Depi en la Figura 94, y los resultados en los pilotes en la Figura 95.

**Figura 94.** Ejemplo de resultados de desplazamiento en MIDAS GTS-NX (3D).



Fuente. El Autor

**Figura 95.** Ejemplo de resultados de deflexiones, cortantes y momentos flectores en los pilotes en MIDAS GTS-NX (3D).



Fuente. El Autor.

## 7 RESULTADOS

A continuación, se presentan los resultados obtenidos en la modelación para cada uno de los modelos antes los diferentes sismos de fuente cercana, fuente intermedia y fuente lejana. En primer lugar, se tienen los resultados de las deformaciones de forma normalizada, teniendo en el eje X la deformación dividida por el diámetro ( $u/D$ ) y en el eje Y la profundidad dividida en el diámetro ( $Z/D$ ). En segundo lugar se presentan los resultados del Momento Flector normalizado, teniendo en el eje X el valor del momento dividido entre el módulo de elasticidad del suelo por el diámetro del pilote al cubo ( $M/(E_s * D^3)$ ) y para el eje Y la profundidad dividido en el diámetro del pilote ( $Z/D$ ), en tercer lugar se tiene los resultados de fuerza cortante normalizada, teniendo en el eje X el valor del cortante dividido entre el módulo de elasticidad del suelo por el diámetro del pilote al cuadrado ( $V/(E_s * D^2)$ ) y para el eje Y la profundidad dividido en el diámetro del pilote ( $Z/D$ ). Finalmente se presenta la comparación de los resultados obtenidos en MIDAS GTS-NX con el software FB-MULTIPIER.

### 7.1 DEFLEXIONES

A continuación, se presentan los resultados de los diagramas de las deflexiones normalizadas, obtenidas dentro de la modelación para cada uno de los 9 grupos de pilotes, donde se consideraron tres configuraciones de grupos como 2x2, 4x2 y 3x3 con tres separaciones diferentes (3D-5D-7D), antes los diferentes sismos de fuente cercana, intermedia y lejana.

En las Figuras 96-104, se presentan los resultados de las deflexiones para cada grupo de pilotes, donde los sismos se mencionan de la siguiente forma, para fuente cercana se tiene los sismos de Coyote Lake "F.C.1", Umbria "F.C.2" y Coalinga "F.C.3", para fuente intermedia los sismos de Deer Canyon "F.I.1", Kobe Okayama "F.I.2" y Mt Baldy "F.I.3" y para fuente lejana los sismos de México Cerro Depi "F.L.1", México CU01 "F.L.2" y México CUIP "F.L.3"

Se observa, que las deflexiones máximas se presentan en la cabeza de los pilotes tal como se indica en la teoría, de igual manera al comparar los resultados de las deflexiones para un mismo grupo de pilotes, como en el caso del grupo de 2x2 separado 3 veces el diámetro ante los nueve sismos, se evidencia que los sismos de fuente intermedia son los que mayores deflexiones ocasionan en los pilotes de un grupo, siendo el sismo de Kobe Okayama el que mayores afectaciones produce, luego siguen los sismos de fuente cercana y finalmente se tienen los de fuente lejana.

En general se puede decir que los sismos de fuente lejana son los que generan menores valores de deflexiones en los pilotes, pero de igual manera no se pueden despreciar porque producen cierto impacto en las estructuras, finalmente cabe resaltar que los sismos de fuente cercana tienen un mayor poder destructivo, pero los resultados aquí presentados muestran que los sismos de fuente intermedia pueden producir mayor impacto en las estructuras, y por tal razón se concluye que las afectaciones en los pilotes de un grupo están dadas por las características del sismo y no por el tipo de fuente sísmica.

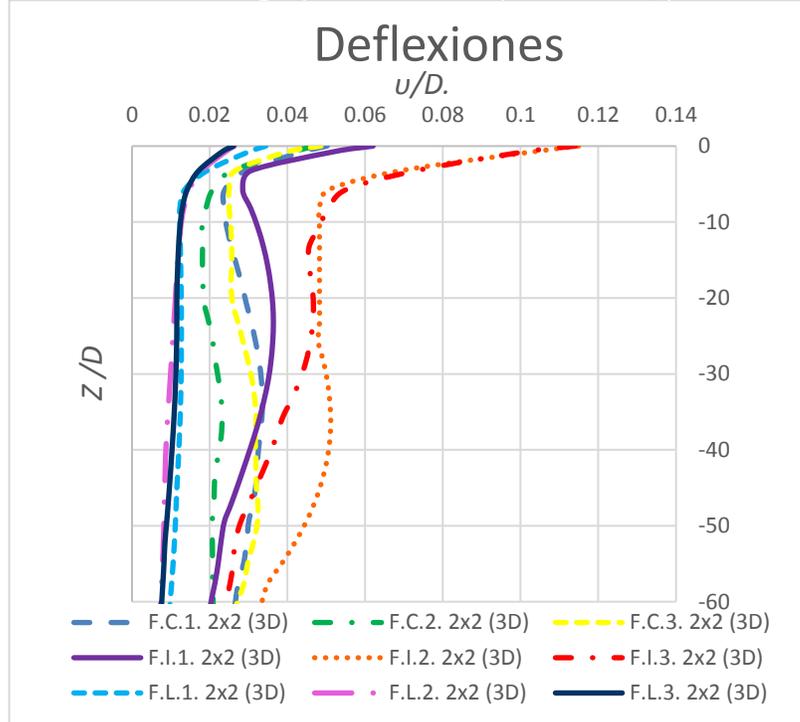
Al comparar cada una de las configuraciones de grupo de pilotes, tal como 2x2, 4x2 y 3x3 separados (3D-5D y 7D) se identifica, que las deflexiones disminuyen al aumentar la separación entre los pilotes de un mismo grupo, esto ocurre porque los pilotes de un mismo grupo con menor separación forman un grupo de menor dimensión y, por consiguiente, el esfuerzo para sostener el grupo ante el mismo sismo es mayor, por tal razón se presentan mayores deflexiones en la cabeza de los pilotes de un mismo grupo con menor separación.

Al analizar los resultados de las deflexiones para un mismo grupo de pilotes, se tiene que las deflexiones disminuyen muy poco para las separaciones de 3D y 5D, mientras que para el grupo de 7D se presenta una disminución considerable, es como si los pilotes en este punto de separación se comportaran como pilotes individuales, además se observa, que en los grupos de pilotes de 2x2 se presentan las mayores deflexiones, mientras que para los grupos de 4x2 y 3x3 varían muy poco, siendo la diferencia de un solo pilote entre los dos grupos, por tal razón se concluye que la distribución geométrica tendría cierta influencia en las deflexiones.

Cabe resaltar, que la deflexión disminuye considerablemente hasta la profundidad normalizada  $L/D$  de 20.00 para los sismos de fuente intermedia mientras que para los sismos de fuente cercana se rigidiza a la profundidad  $L/D$  de 16.00 y finalmente para fuente lejana se tiene la profundidad  $L/D$  de 10.00, evidenciando que la profundidad a la que se rigidizan las deflexiones, depende de las características del sismo.

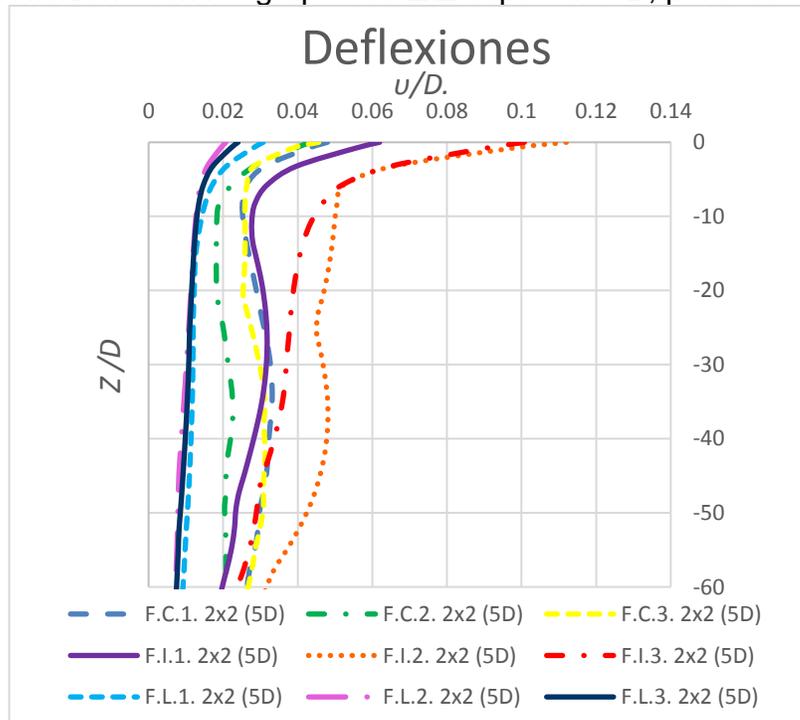
Finalmente se encuentra que las deflexiones en los grupos de pilotes se ven considerablemente afectada por la amplitud y el periodo del sismo, siendo los sismos con mayor amplitud y menor periodo los que más daños producen en los pilotes de un grupo.

**Figura 96.** Deflexiones en los grupos de 2x2 separado 3D, para todos los sismos.



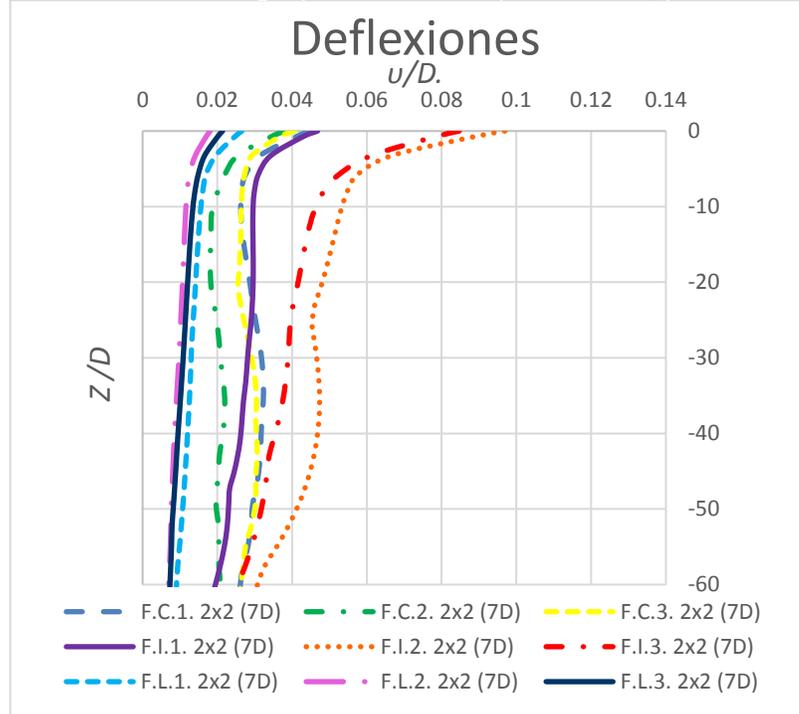
Fuente. El Autor

**Figura 97.** Deflexiones en los grupos de 2x2 separado 5D, para todos los sismos.



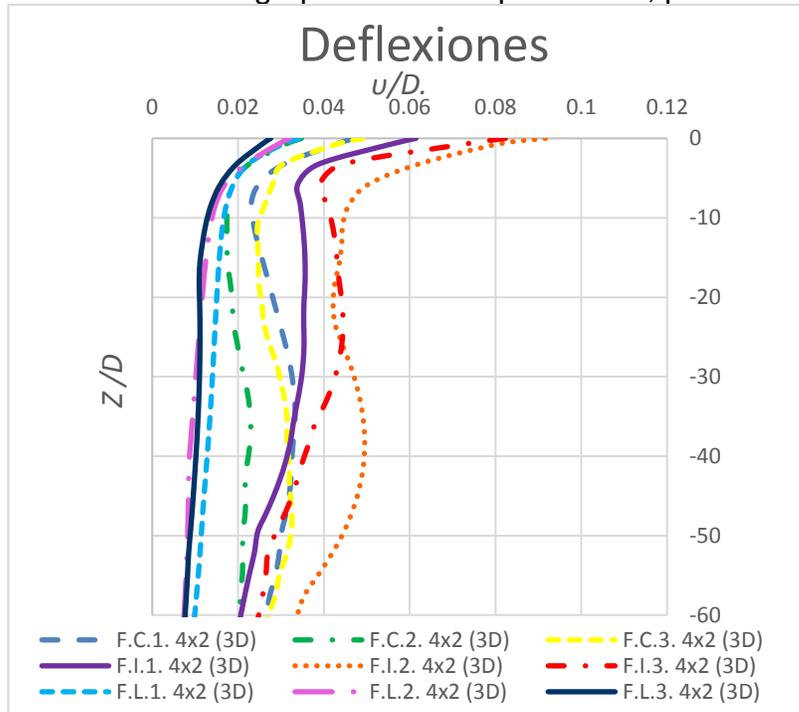
Fuente. El Autor

**Figura 98.** Deflexiones en los grupos de 2x2 separado 7D, para todos los sismos.



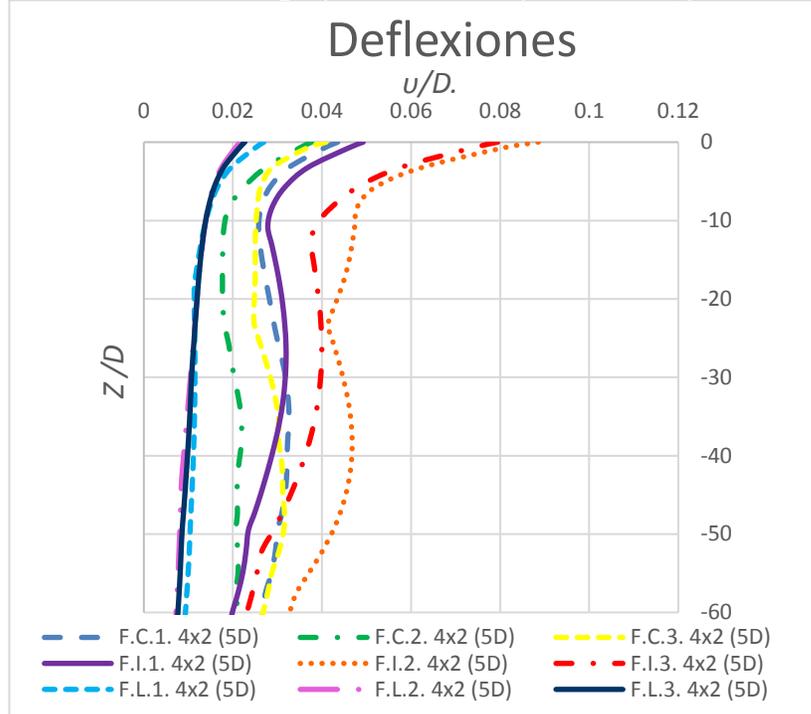
Fuente. El Autor

**Figura 99.** Deflexiones en los grupos de 4x2 separado 3D, para todos los sismos.



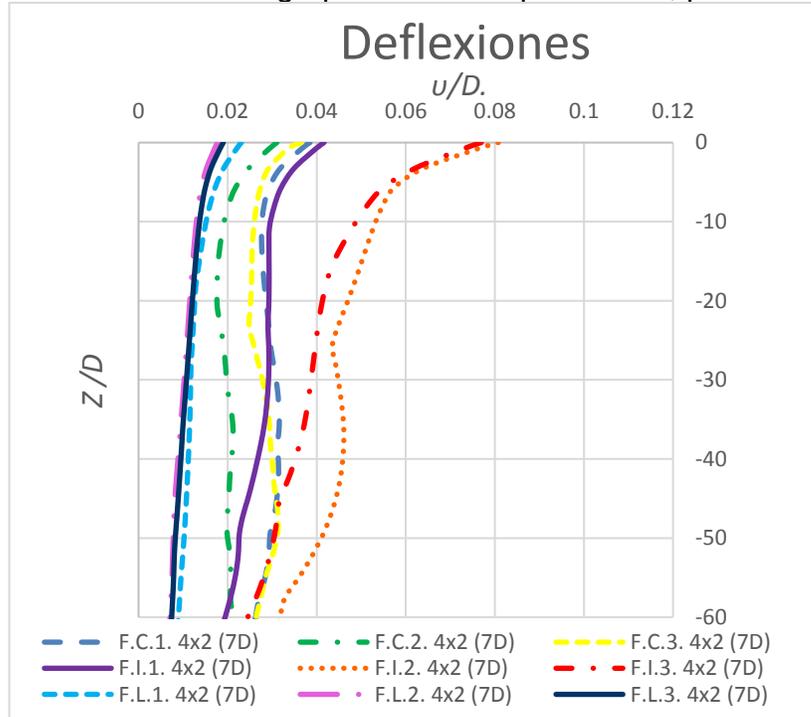
Fuente. El Autor

**Figura 100.** Deflexiones en los grupos de 4x2 separado 5D, para todos los sismos.



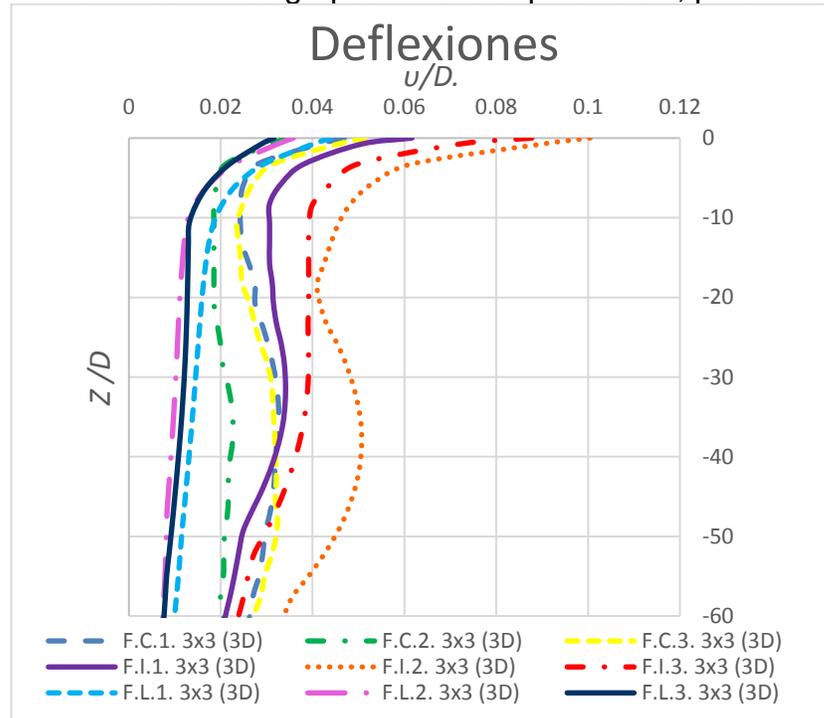
Fuente. El Autor

**Figura 101.** Deflexiones en los grupos de 4x2 separado 7D, para todos los sismos.



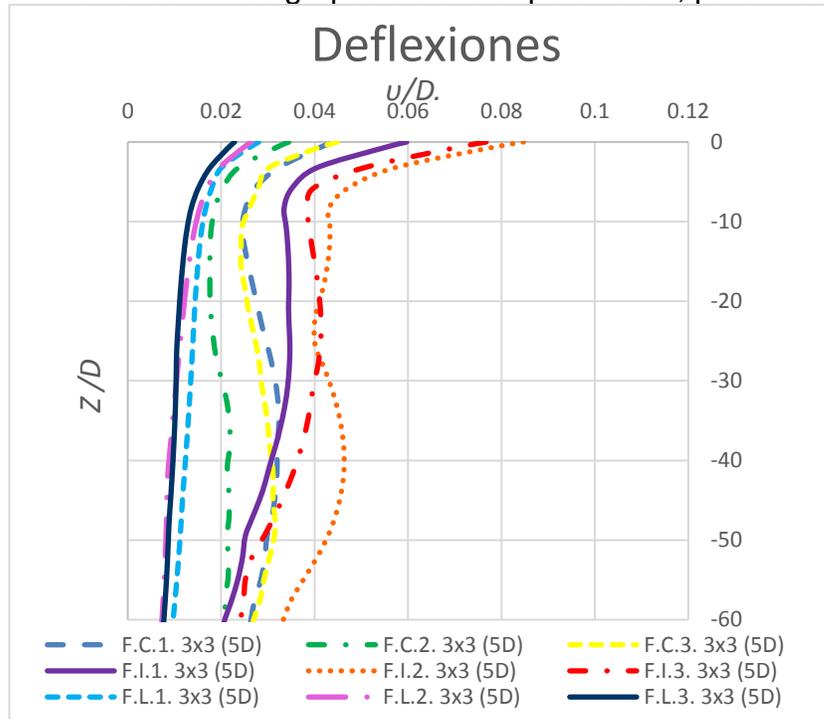
Fuente. El Autor

**Figura 102.** Deflexiones en los grupos de 3x3 separado 3D, para todos los sismos.



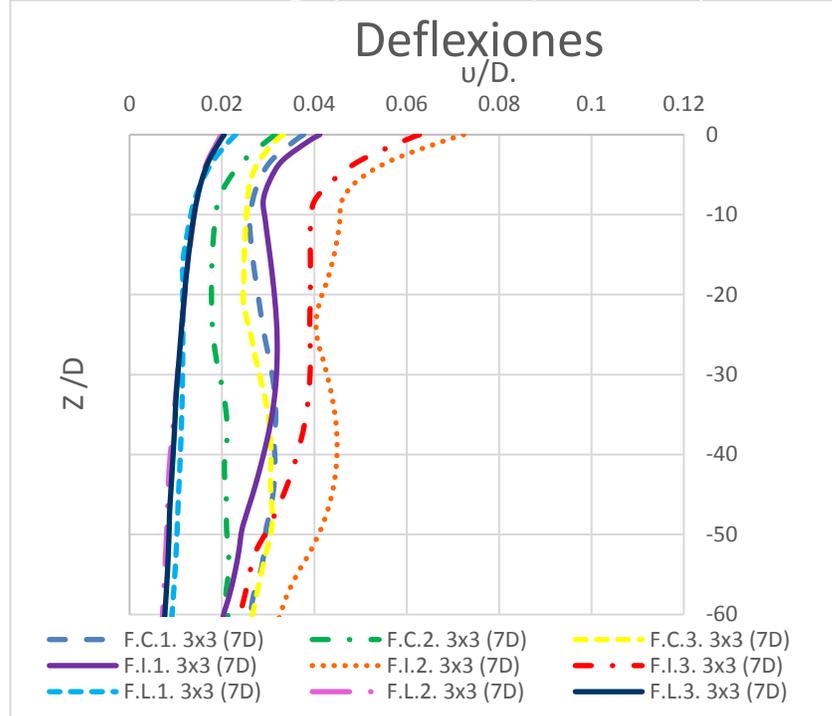
Fuente. El Autor

**Figura 103.** Deflexiones en los grupos de 3x3 separado 5D, para todos los sismos.



Fuente. El Autor

**Figura 104.** Deflexiones en los grupos de 3x3 separado 7D, para todos los sismos.



Fuente. El Autor

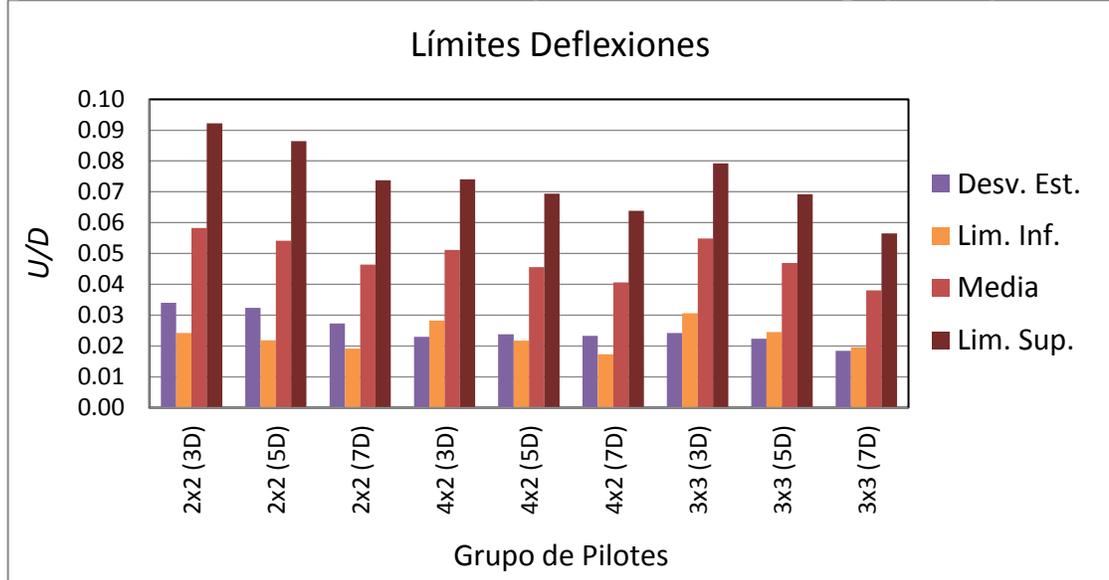
### 7.1.1 Límites de las Deflexiones

En la Figura 105, se presentan los límites superior e inferior de las deflexiones, para cada uno de los grupos de pilotes ante los diferentes sismos, con el fin de determinar el rango de las deflexiones para un mismo grupo, para lo cual se determinó la media ( $\bar{X}$ ), la desviación estándar ( $\sigma$ ) y el límite superior e inferior.

De los resultados obtenidos en la Figura se observa que, para cada uno de los grupos de pilotes los rangos de deflexiones son mayores para los grupos con separaciones de 3D, mientras que para los grupos con separaciones entre 7D las deflexiones disminuyen aproximadamente del 20 al 30%

De igual manera se evidencia que para el grupo de 2x2 se presentan los mayores valores de deflexiones, mientras que para los grupos de 4x2 y 3x3 sus resultados difieren en menor proporción, donde se evidencia la influencia de la distribución geométrica para estos dos grupos de pilotes.

**Figura 105.** Límites de las Deflexiones para cada uno de los grupos de pilotes.

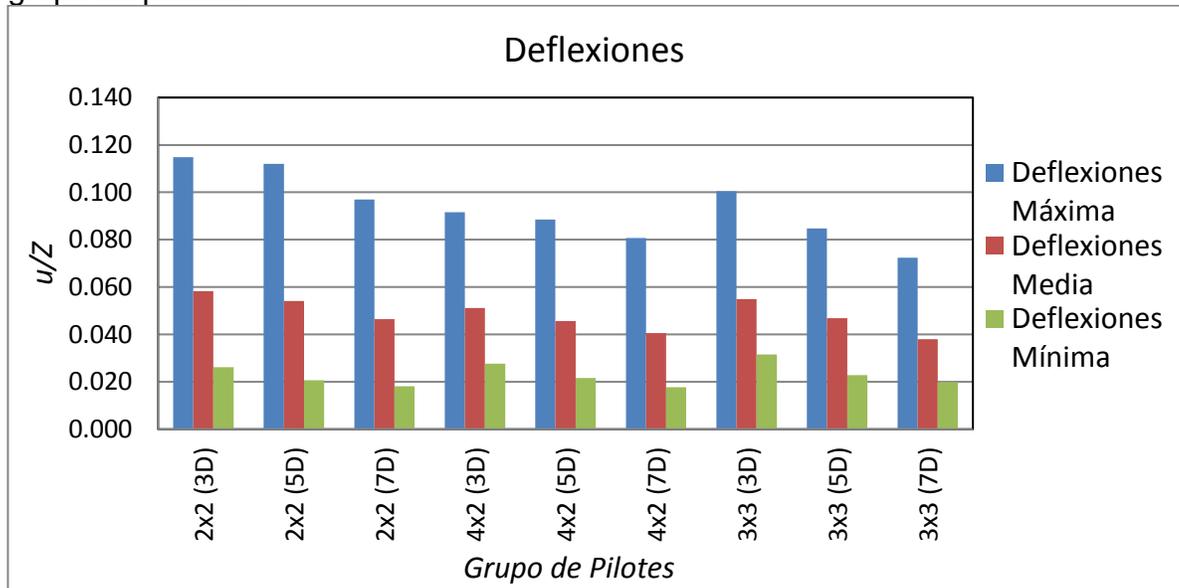


Fuente. El Autor.

### 7.1.2 Análisis Estadístico para las Deflexiones

En la Figura 106, se presentan los valores máximos, mínimos y medios de las deflexiones para cada grupo de pilotes, teniendo en cuenta todos los sismos correspondientes a la fuente cercana, intermedia y lejana.

**Figura 106.** Valores máximos, mínimos y medios de las deflexiones para cada grupo de pilotes.



Fuente. El Autor.

En general se presenta que, las mayores deflexiones ocurren en los grupos de menor número de pilotes, como se había mencionado anteriormente debido a las dimensiones del dado que se forma con 4 pilotes, por tal razón se presenta mayores deflexiones para sostener la carga de la estructura a la llegada del sismo, de igual manera se observa la tendencia marcada donde las deflexiones disminuyen cuando los pilotes se encuentran más espaciados.

## **7.2 MOMENTOS FLECTORES**

A continuación, se presentan los resultados de los diagramas de momentos flectores normalizados, obtenidos dentro de la modelación en MIDAS GTS-NX para cada uno de los 9 grupos de pilotes, donde se consideraron tres configuraciones de grupos como 2x2, 4x2 y 3x3 con tres separaciones diferentes (3D-5D-7D), antes los diferentes sismos de fuente cercana, intermedia y lejana.

En las Figuras 107 - 115, se presentan los resultados de los diagramas de momentos normalizados de cada uno de los grupos de pilotes, donde los sismos considerados se mencionan de la siguiente forma, para fuente cercana se tiene el de Coyote Lake "F.C.1", Umbria "F.C.2" y Coalinga "F.C.3", para fuente intermedia los sismos de Deer Canyon "F.I.1", Kobe Okayama "F.I.2" y Mt Baldy "F.I.3" y para fuente lejana los sismos de México Cerro Depi "F.L.1", México CU01 "F.L.2" y México CUIP "F.L.3"

Al comparar los resultados de los momentos flectores para un mismo grupo de pilotes, como se observa para el grupo de 4x2 separado 3 veces el diámetro ante los diferentes sismos, se evidencia que los mayores valores de momento se presentan para el sismo de fuente intermedia Kobe Okayama, luego para los sismos de Mt Baldy, Coalinga y Deer Canyon, y de ahí en adelante con los demás sismos de fuente cercana y por último con los sismos de fuente lejana. Evidenciando que los momentos flectores para cada grupo de pilotes, se ve afectado más por las características propias del sismo tales como la amplitud y el periodo, que por el tipo de fuente sísmica.

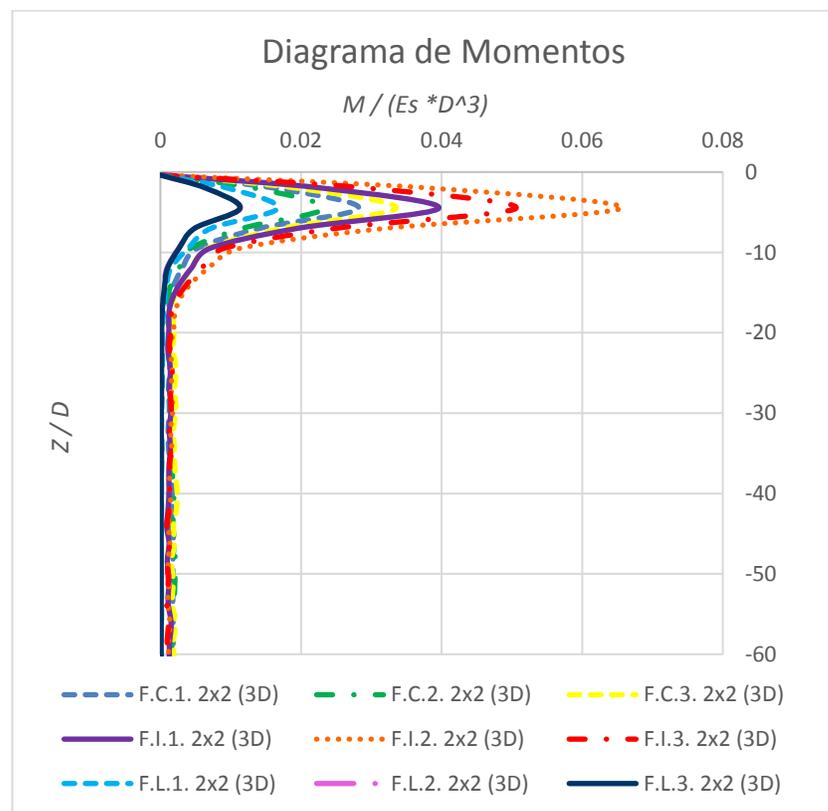
Se evidencia que para cada grupo de pilotes de 2x2, 4x2 y 3x3, los momentos disminuyen al tener mayor separación entre los pilotes de un mismo grupo, donde se obtiene una diferencia para las separaciones de 3D y 7D aproximadamente del 50%, concluyendo que los pilotes al estar tan separados funcionan como pilotes aislados.

Al comparar los grupos de 2x2, 4x2 y 3x3 independientemente de la separación entre los pilotes, se observa que los mayores valores de momentos se presentan en el grupo de 2x2, dado que ante la llegada de un sismo el cabezal que conforma el grupo de 2x2 es de menor dimensión y por tal razón necesita de un mayor momento para garantizar la estabilidad del grupo.

De los resultados obtenidos, al comparar los valores de momentos flectores entre los diferentes tipos de fuentes sísmicas, se evidencia que los sismos de fuente intermedia producen mayores valores de momento con respecto a los sismos de fuente cercana, encontrando que las mayores afectaciones en este sistema de fundaciones, dependen mas de las características del sismo que del tipo de fuente sísmica. Además se observa que los sismos de fuente lejana, producen menores valores de momento flector con respecto a los otros tipos de fuentes, pero se debe tener en cuenta que se produce cierto cambios en los pilotes los cuales no se pueden despreciar a la hora del diseño.

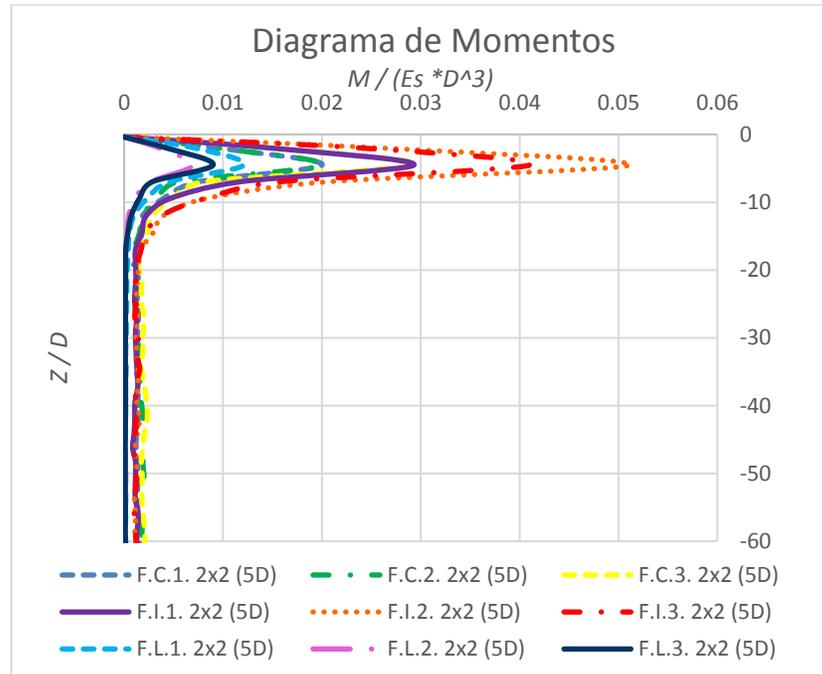
Es importante resaltar que el valor del momento se estabiliza hasta una profundidad normalizada  $L/D$  de 20.00, sin importar la configuración del grupo ni el tipo de sismo, y de ahí en adelante disminuye considerablemente el valor del momento haciéndose prácticamente cero.

**Figura 107.** Momentos Flectores en los grupos de 2x2 separado 3D, para todos los sismos.



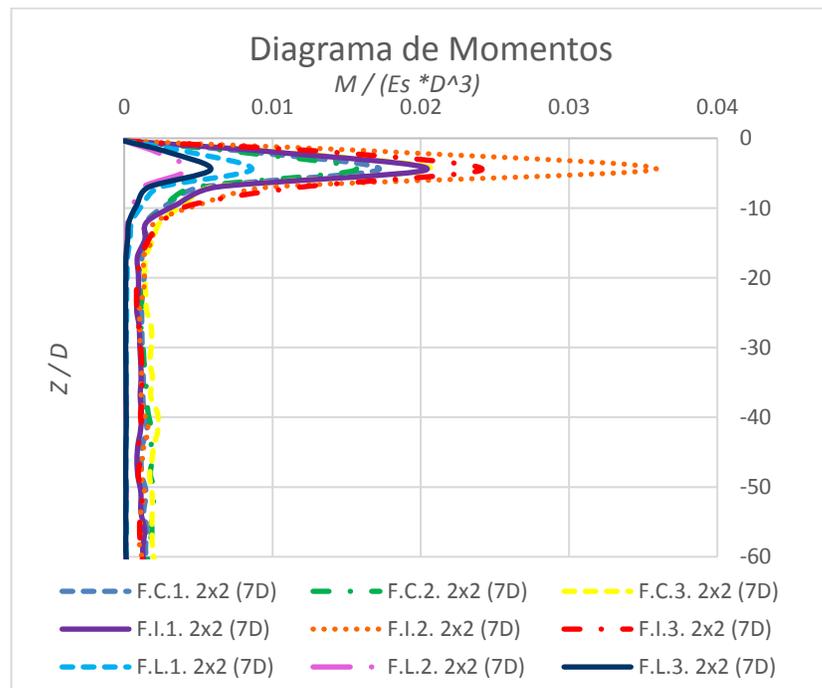
Fuente. El Autor

**Figura 108.** Momentos Flectores en los grupos de 2x2 separado 5D, para todos los sismos.



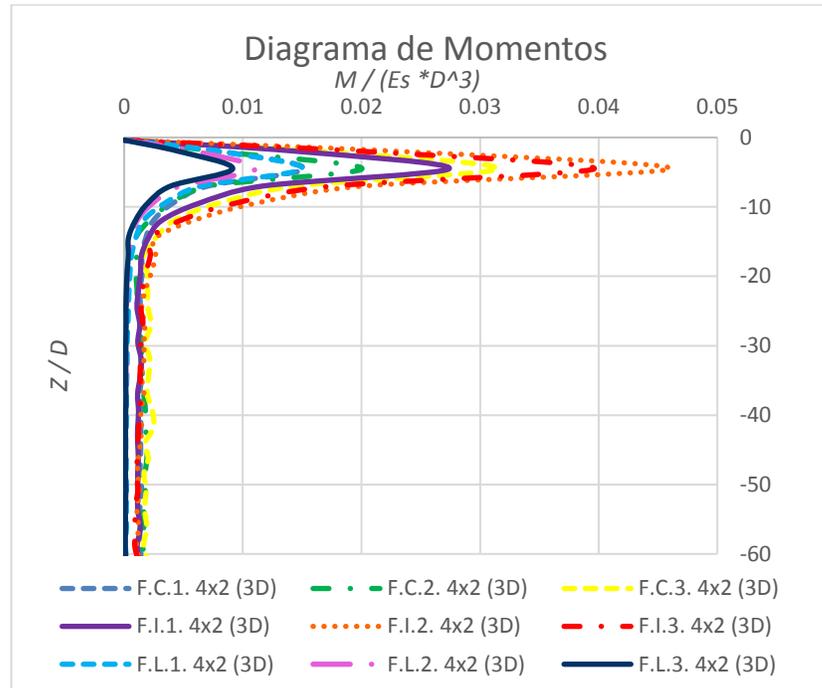
Fuente. El Autor

**Figura 109.** Momentos Flectores en los grupos de 2x2 separado 7D, para todos los sismos.



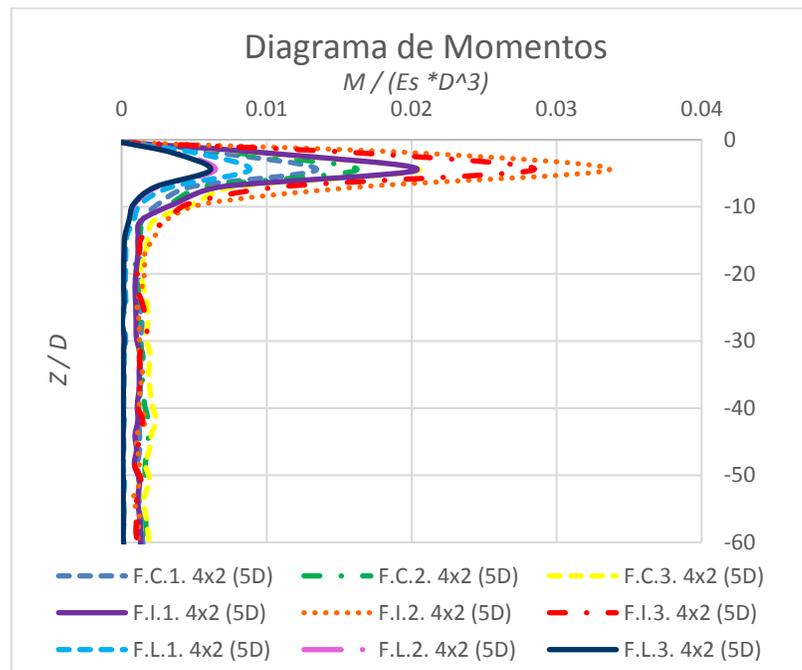
Fuente. El Autor

**Figura 110.** Momentos Flectores en los grupos de 4x2 separado 3D, para todos los sismos.



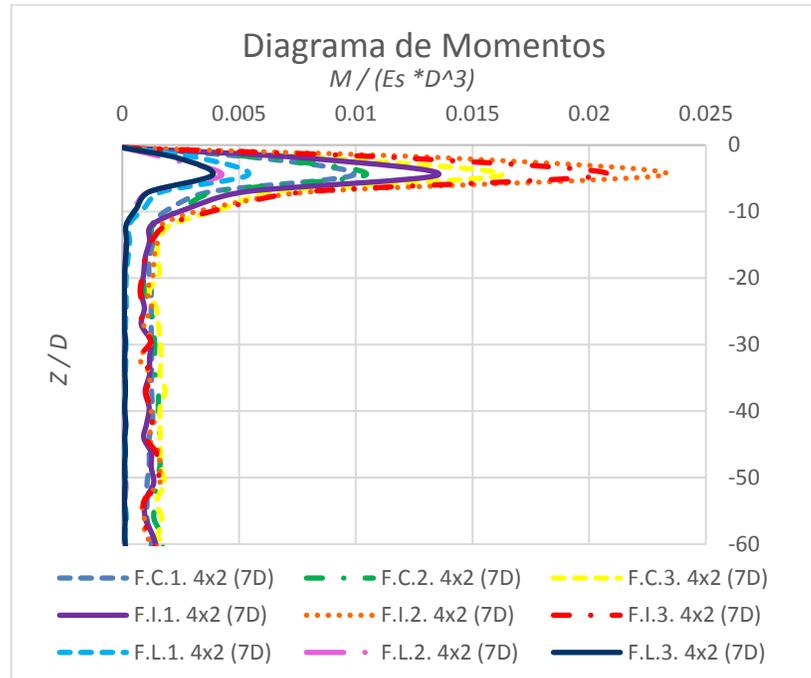
Fuente. El Autor

**Figura 111.** Momentos Flectores en los grupos de 4x2 separado 5D, para todos los sismos.



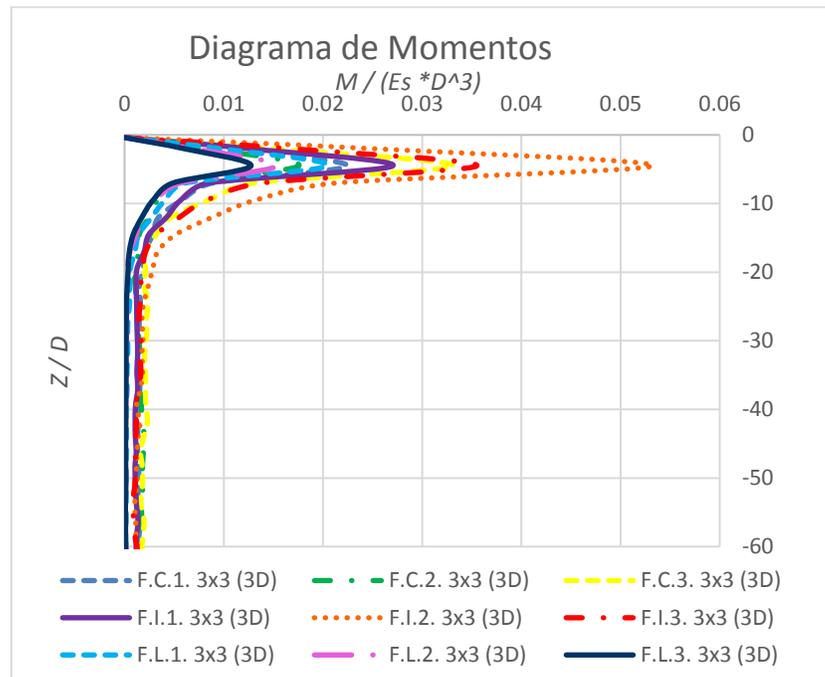
Fuente. El Autor

**Figura 112.** Momentos Flectores en los grupos de 4x2 separado 7D, para todos los sismos.



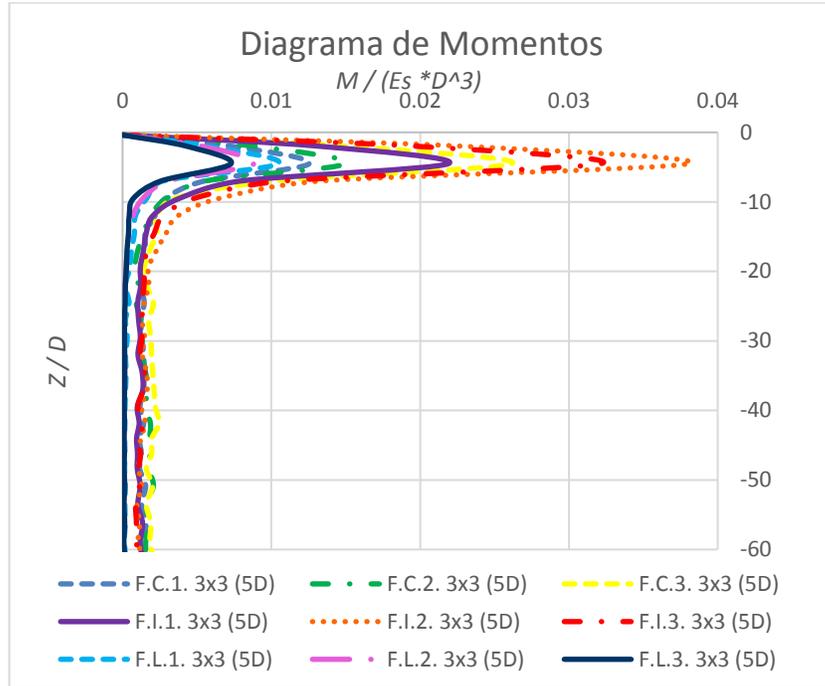
Fuente. El Autor

**Figura 113.** Momentos Flectores en los grupos de 3x3 separado 3D, para todos los sismos.



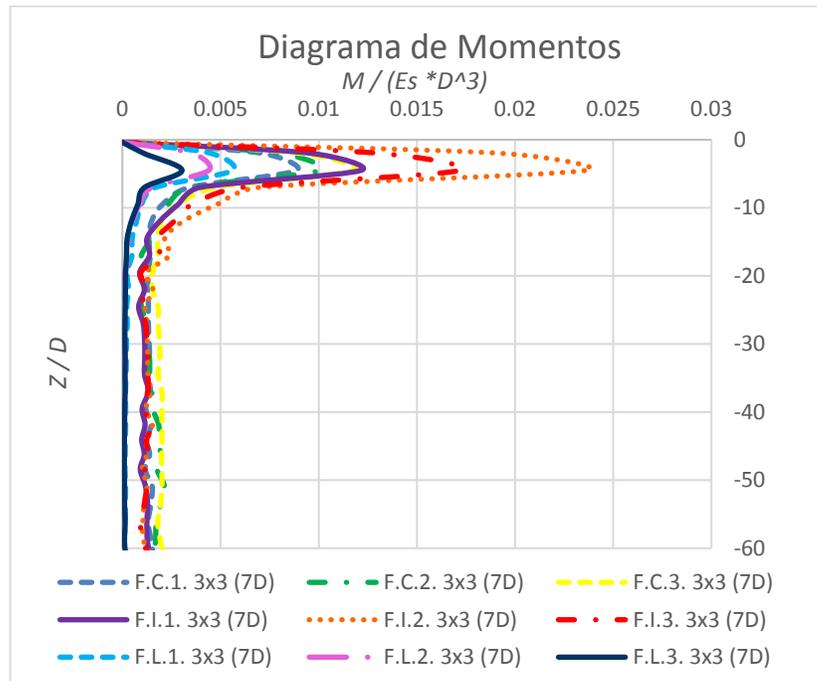
Fuente. El Autor

**Figura 114.** Momentos Flectores en los grupos de 3x3 separado 5D, para todos los sismos.



Fuente. El Autor

**Figura 115.** Momentos Flectores en los grupos de 3x3 separado 7D, para todos los sismos.



Fuente. El Autor

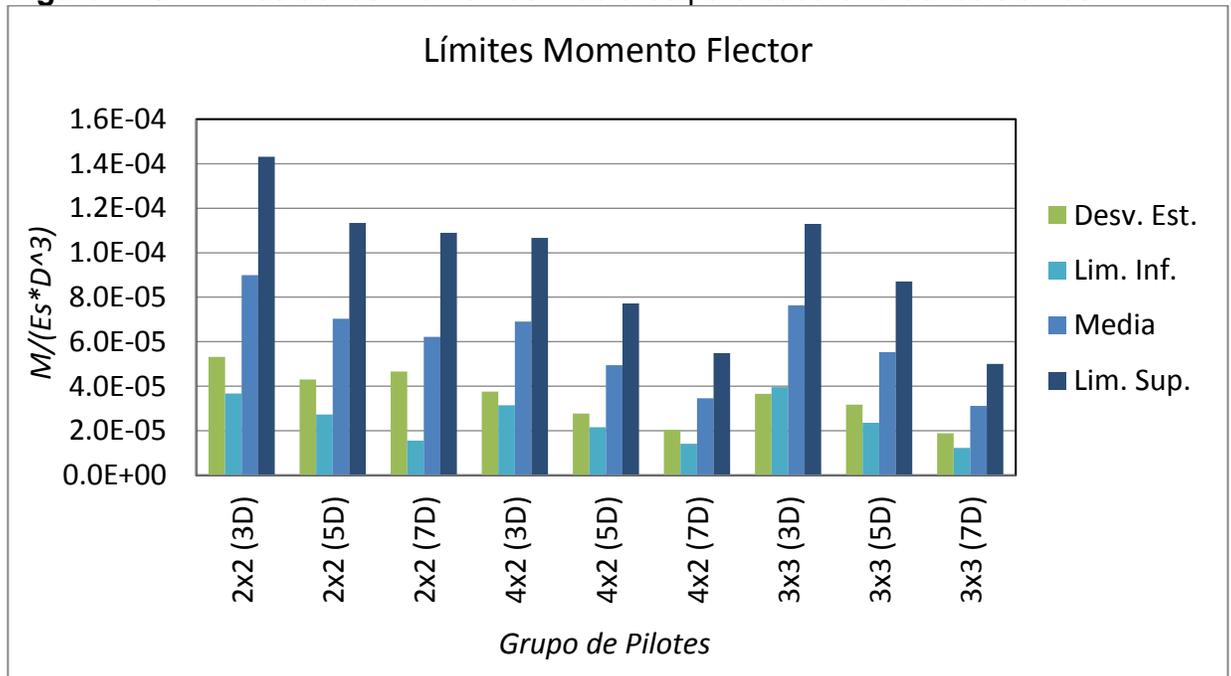
### 7.2.1 Límites de las Momentos Flectores

En la Figura 116, se presentan los límites superior e inferior de los momentos flectores, para cada uno de los grupos de pilotes ante los diferentes sismos, con el fin de determinar el rango de los momentos para un mismo grupo, para lo cual se determinó la media ( $\bar{X}$ ), la desviación estándar ( $\sigma$ ) y el límite superior e inferior.

De los resultados obtenidos en la figura se observa que, los rangos de momentos para pilotes en grupo con menor separación son mayores, obteniendo una diferencia aproximadamente para los grupos de 3D y 7D del 50%.

De igual manera se evidencia que para el grupo de 2x2, se presentan los mayores valores de momentos flectores mientras que para los grupos de 4x2 y 3x3 sus resultados difieren en menor proporción, pero se resalta que lo que más influye es la distribución geométrica para estos dos grupos de pilotes.

**Figura 116.** Límites de los Momentos Flectores para cada uno de los sismos.

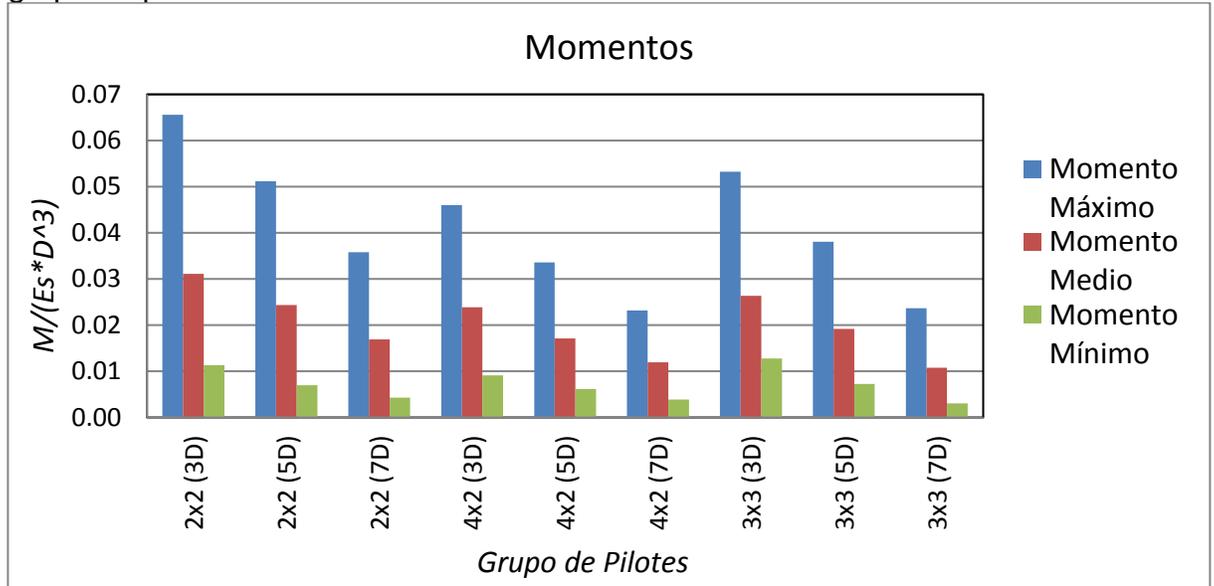


Fuente. El Autor.

### 7.2.2 Análisis Estadístico para los Momentos Flectores

En la Figura 117, se presentan los valores máximos, mínimos y medios de los momentos flectores para cada grupo de pilotes, teniendo en cuenta todos los sismos correspondientes para fuente cercana, intermedia y lejana.

**Figura 117.** Valores máximos, mínimos y medios de las deflexiones para cada grupo de pilotes.



Fuente. El Autor.

Al comparar los valores de momento en los grupos de pilotes, se evidencia la misma tendencia de comportamiento en el que el momento de un mismo grupo disminuye con su separación, también se muestra que los mayores valores de momento se presenta en el grupo de 2x2, mientras que para el grupo de 4x2 y 3x3, no se presenta el comportamiento de forma definida ya que se alternan, dada su diferencia de un solo pilote.

### 7.3 FUERZA CORTANTE

A continuación, se presentan los resultados de los diagramas de fuerza cortante normalizada, obtenidos dentro de la modelación en MIDAS GTS-NX para cada uno de los 9 grupos de pilotes, donde se consideraron tres configuraciones de grupos como 2x2, 4x2 y 3x3 con tres separaciones diferentes (3D-5D-7D), antes los diferentes sismos de fuente cercana, intermedia y lejana.

En las Figuras 118 - 126, se presentan los resultados de las fuerzas cortantes normalizadas de cada uno de los grupos de pilotes, donde los sismos considerados se mencionan de la siguiente forma, para fuente cercana se tiene el de Coyote Lake "F.C.1", Umbria "F.C.2" y Coalinga "F.C.3", para fuente intermedia los sismos de Deer Canyon "F.I.1", Kobe Okayama "F.I.2" y Mt Baldy "F.I.3" y para fuente lejana los sismos de México Cerro Depi "F.L.1", México CU01 "F.L.2" y México CUIP "F.L.3"

Al comparar los resultados de las fuerzas cortantes para un mismo grupo de pilotes, como se observa para el grupo de 3x3 separado 3 veces el diámetro ante los diferentes sismos, se observa, que los valores de la fuerza cortante son mayores para los sismos de fuente intermedia, disminuyen con los de sismos de fuente cercana, pero finalmente los menores valores se obtienen con los sismos de fuente lejana.

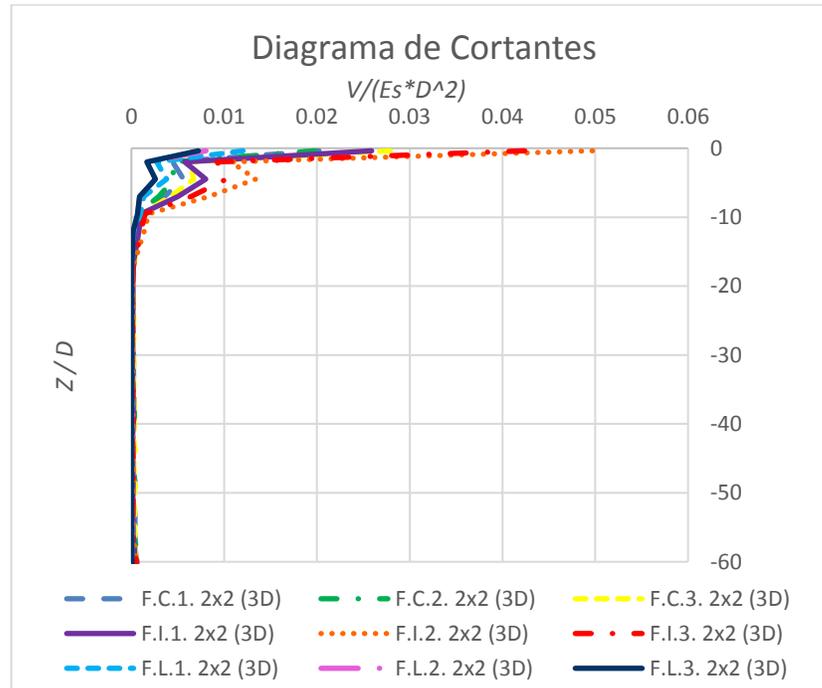
En general se observa, que el valor del cortante disminuye con la separación entre los pilotes de un mismo grupo, con una reducción casi del 40% entre las separaciones de 3D y 7D, de igual manera el cortante disminuye radicalmente hasta la profundidad normalizada L/D de 20.00 para cada grupo de pilotes independientemente de su configuración geométrica y separación. Al comparar los resultados de fuente lejana con los de fuente cercana e intermedia, se presenta que, los sismos de fuente lejana son los que generan menores valores de cortante en la cabeza de los pilotes, pero no significa que sean valores a despreciar, por lo cual se recomienda realizar en los análisis geotécnicos, el diseño sísmico de los sistemas de fundación, dado que ante la llegada de un sismo se presenta cambios en los pilotes de un grupo, que en caso de no ser considerados pueden ocasionar fallas en la cimentación.

Al comparar los resultados de fuente intermedia con los de fuente cercana, se presenta, que los sismos de fuente intermedia producen mayores afectaciones en los pilotes de un grupo, demostrando que las afectaciones en este sistema de fundaciones dependen más de las características propias del sismo, como la amplitud y el periodo, siendo una combinación entre mayor amplitud a menor periodo, lo cual se evidencia para el sismo de Kobe Okayama, el cual tiene la mayor amplitud de los sismos en un periodo corto con respecto a los demás sismos.

Al analizar los diferentes grupos de pilotes, respecto a su configuración geométrica, se observa, que los mayores valores de cortante se presentan en los grupos de 2x2, seguidamente se presenta en el grupo de 3x3 y finalmente en el grupo de 4x2, evidenciándose que los valores de cortante se ven afectados por el número y la distribución geométrica de los pilotes de un grupo.

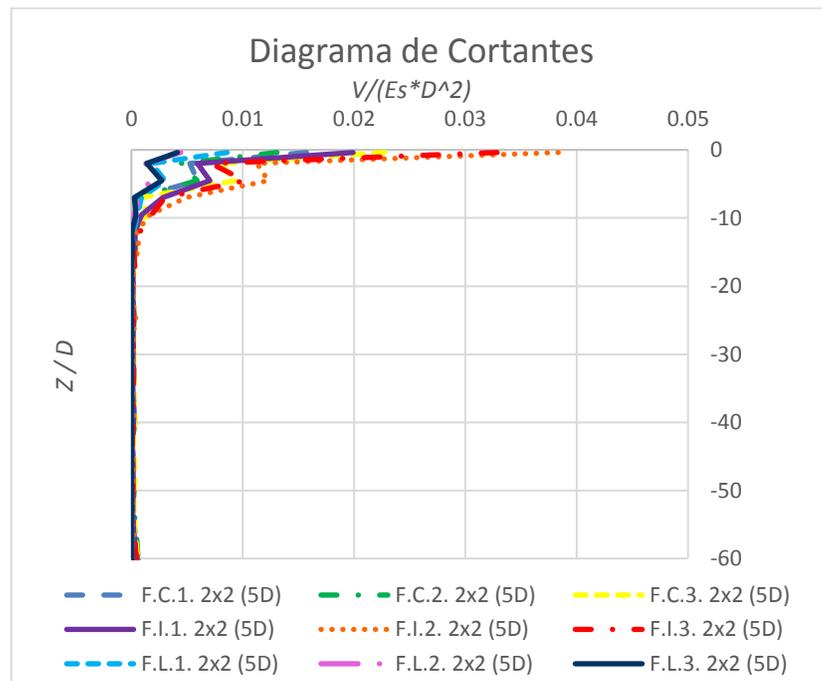
Finalmente, es importante resaltar que los valores de fuerza cortante en los pilotes, se necesitan para realizar el respectivo diseño estructural para el cálculo del refuerzo de los pilotes, por tal razón es importante tener en cuenta estas variables, con el fin de mejorar el rendimiento de este sistema de fundaciones ante la llegada de un sismo.

**Figura 118.** Fuerza Cortante en los grupos de 2x2 separado 3D, para todos los sismos.



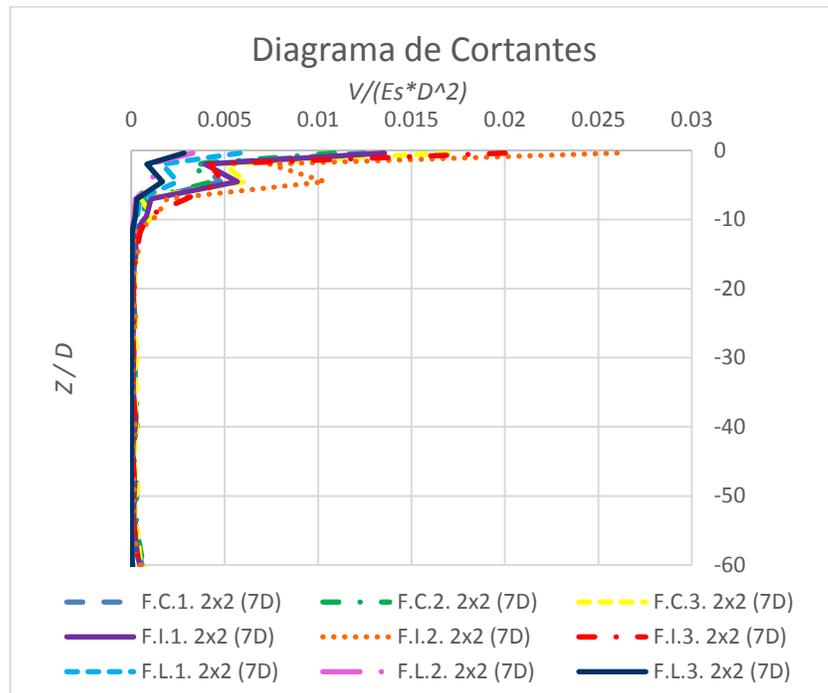
Fuente. El Autor

**Figura 119.** Fuerza Cortante en los grupos de 2x2 separado 5D, para todos los sismos.



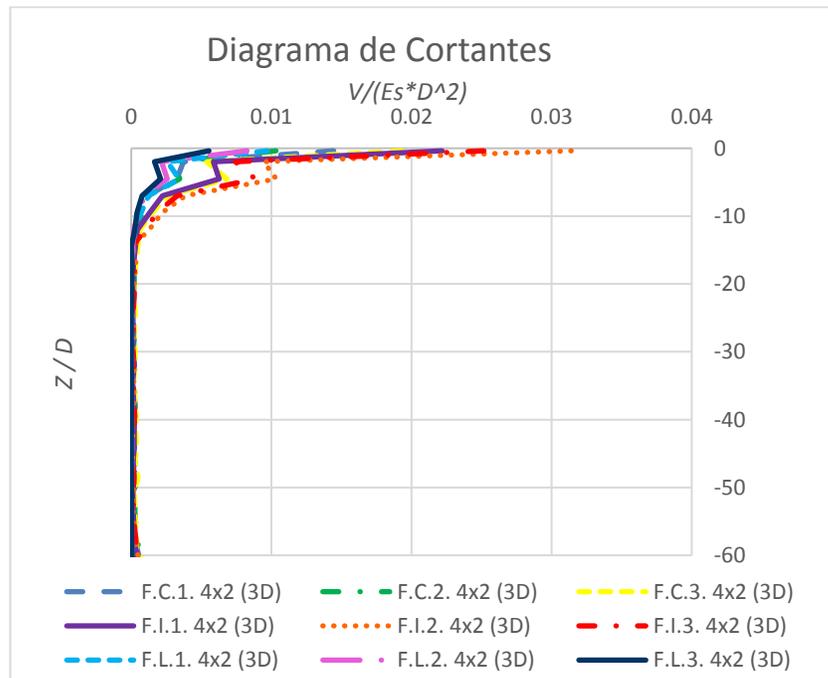
Fuente. El Autor

**Figura 120.** Fuerza Cortante en los grupos de 2x2 separado 7D, para todos los sismos.



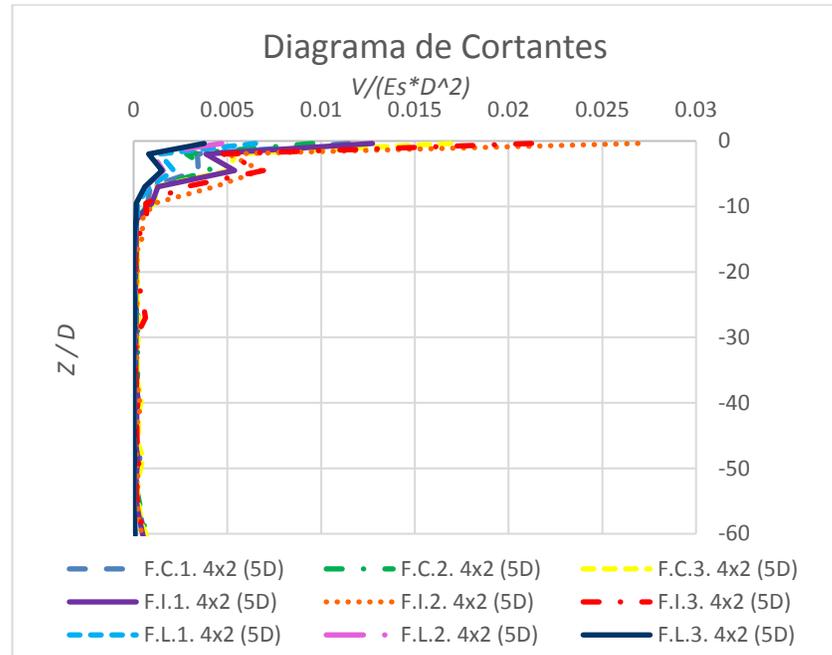
Fuente. El Autor

**Figura 121.** Fuerza Cortante en los grupos de 4x2 separado 3D, para todos los sismos.



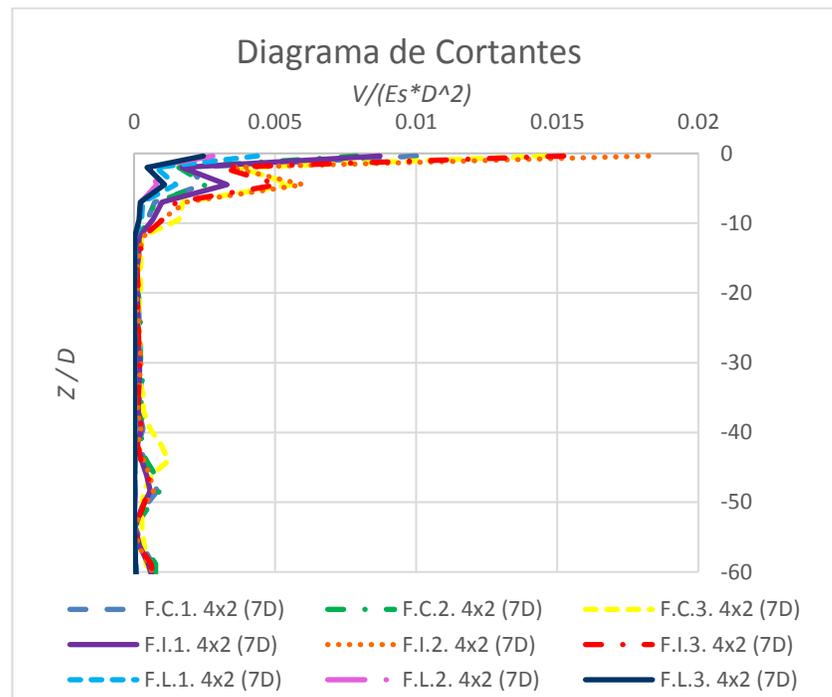
Fuente. El Autor

**Figura 122.** Fuerza Cortante en los grupos de 4x2 separado 5D, para todos los sismos.



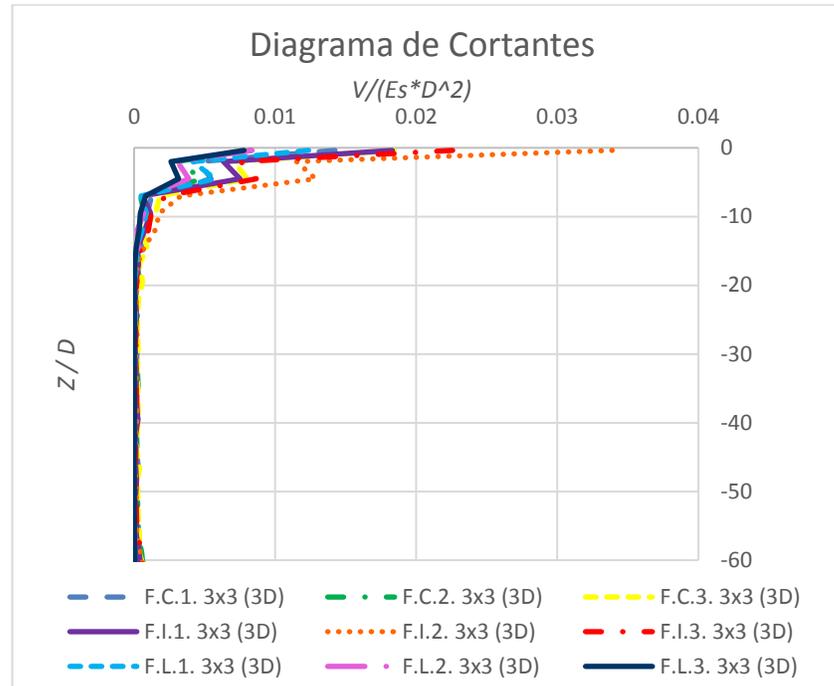
Fuente. El Autor

**Figura 123.** Fuerza Cortante en los grupos de 4x2 separado 7D, para todos los sismos.



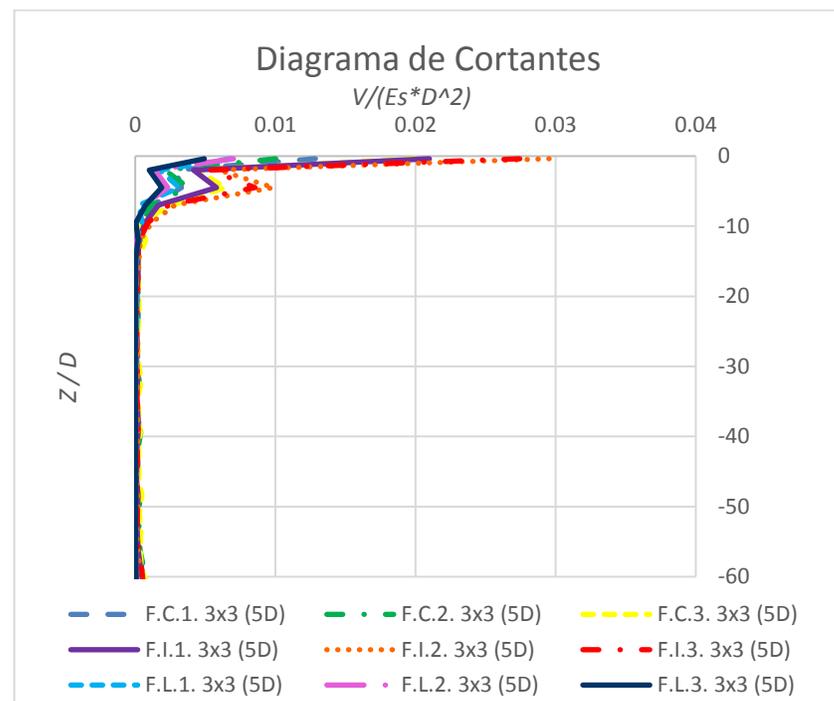
Fuente. El Autor

**Figura 124.** Fuerza Cortante en los grupos de 3x3 separado 3D, para todos los sismos.



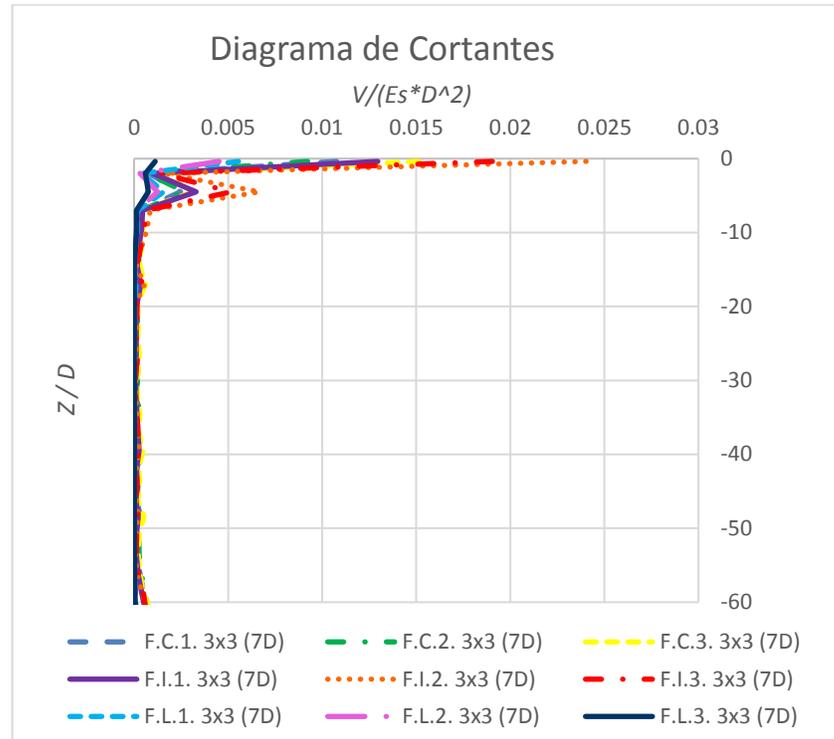
Fuente. El Autor

**Figura 125.** Fuerza Cortante en los grupos de 3x3 separado 5D, para todos los sismos.



Fuente. El Autor

**Figura 126.** Fuerza Cortante en los grupos de 3x3 separado 7D, para todos los sismos.



Fuente. El Autor

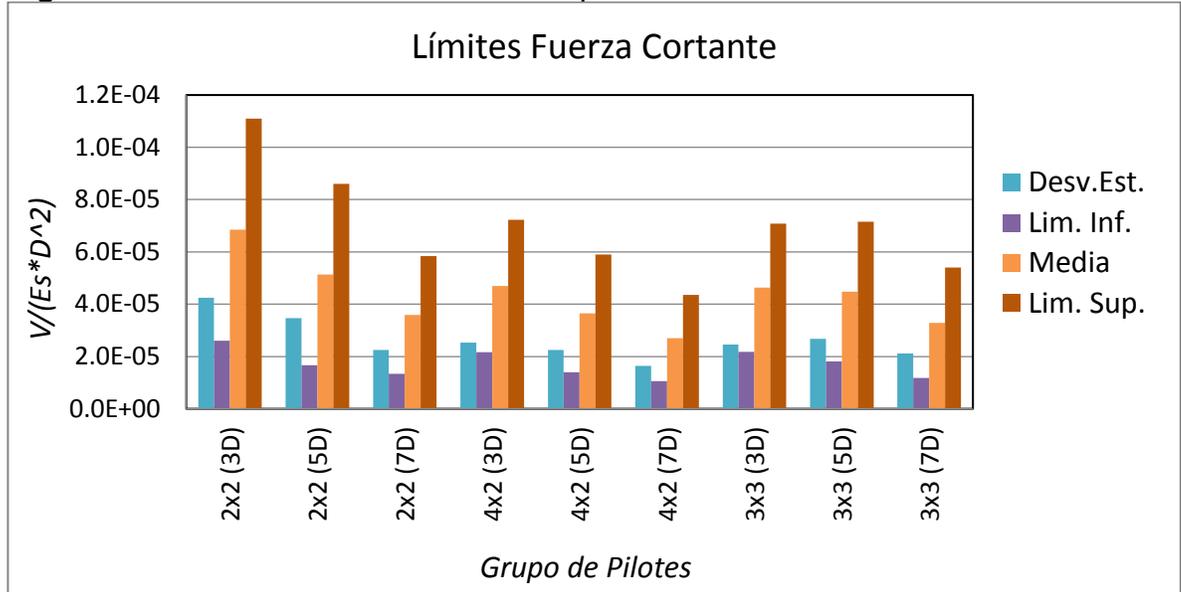
### 7.3.1 Límites de la Fuerza Cortante

En la Figura 127, se presentan los límites superior e inferior de las fuerzas cortantes, para cada uno de los grupos de pilotes ante los diferentes sismos, con el fin de determinar el rango de los momentos para un mismo grupo, para lo cual se determinó la media ( $\bar{X}$ ), la desviación estándar ( $\sigma$ ) y el límite superior e inferior.

De los resultados obtenidos se observa que, el valor del cortante disminuye con la separación, y la reducción entre 3D y 7D es de aproximadamente entre el 30 y 40%.

De igual manera se evidencia que para el grupo de 2x2, se presentan los mayores valores de fuerza cortante, mientras que para los grupos de 4x2 y 3x3 sus resultados difieren en menor proporción, concluyendo que la distribución geométrica y el número de pilotes influyen en la respuesta de los pilotes de un grupo.

**Figura 127.** Límites de Fuerza Cortante para cada uno de los sismos.

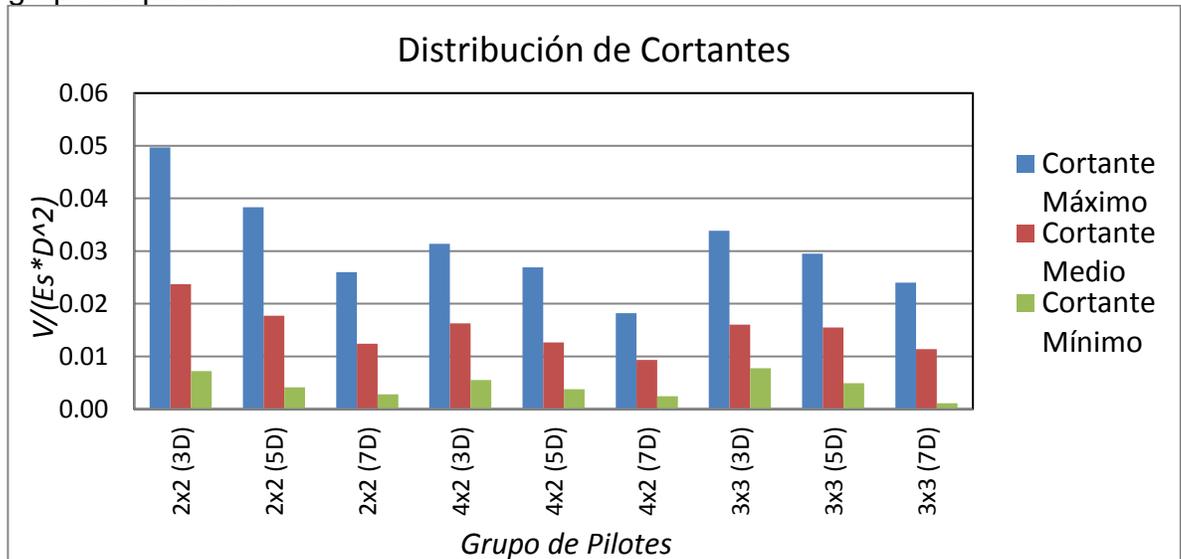


Fuente. El Autor.

### 7.3.2 Análisis Estadístico para la Fuerza Cortante

En la Figura 128, se presentan los valores máximos, mínimos y medios de la fuerza cortante para cada grupo de pilotes, teniendo en cuenta todos los sismos correspondientes a la fuente cercana, intermedia y lejana.

**Figura 128.** Valores máximos, mínimos y medios de la fuerza cortante para cada grupo de pilotes.



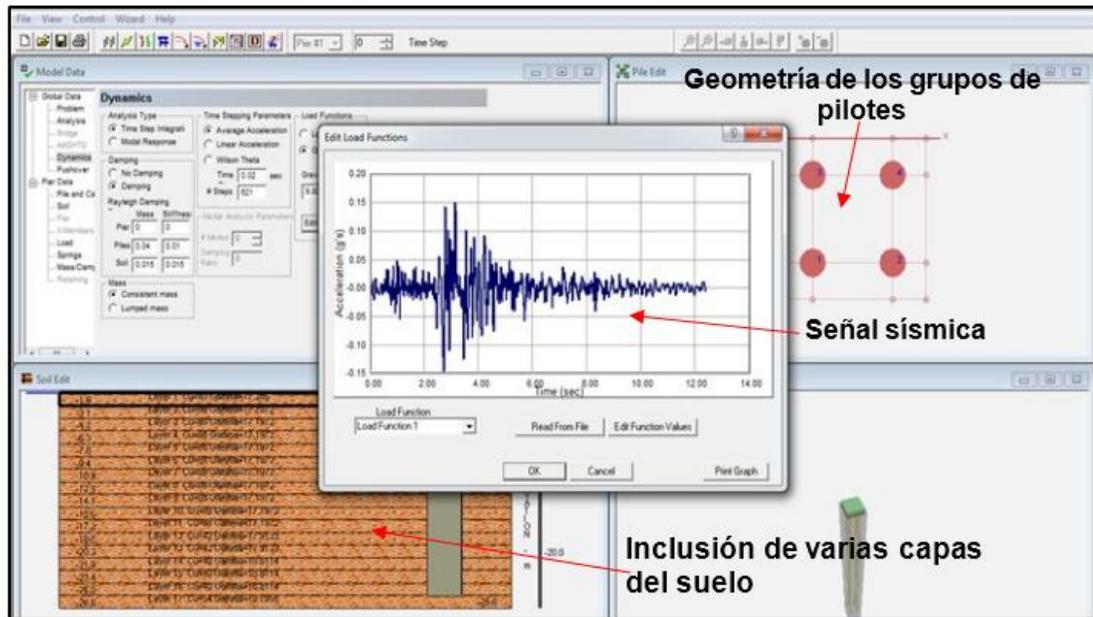
Fuente. El Autor.

Al comparar los grupos de pilotes, se evidencia que los mayores cortantes se presentan en el grupo de 2x2, mientras que el siguiente grupo es el de 3x3 y finalmente el de 4x2, esto puede ser por la dirección de la placa en el eje X, ya que el sismo se aplico en esta dirección, de igual manera los valores de cortante disminuyen con la separación para cada grupo de pilotes.

## 7.4 COMPARACIÓN CON EL SOFTWARE FB-MULTIPIER.

El software utilizado para la comparación de los resultados con MIDAS GTS-NX es el FB-Multiplier como se muestra en la Figura 129, este software permite la inclusión de varias capas del suelo mediante las curvas P-y dinámicas y las curvas F-w, además permite la incorporación del acelerograma de la señal sísmica y la sobrecarga en el cabezal de los pilotes. Los parámetros del suelo empleados para encontrar las diferentes curvas son los mismos usados en la modelación en MIDAS GTS-NX.

**Figura 129.** Modelo 2x2 con separación de 3D en FB-Multiplier.



Fuente. El Autor.

El comportamiento del suelo ante cargas laterales, se representa mediante las curvas P-y dinámicas para cada una de las capas del suelo, para lo cual se definen las curvas P-y estáticas mediante el método de Matlock (1970) [35], como se muestra a continuación, en las Ecuaciones 91-95.

$$\frac{P}{Pu} = 0.5 * \left(\frac{u}{u_c}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (91)$$

Donde,  $P_u$  es el menor valor entre la resistencia generada por la falla en la cuña cerca de la superficie del suelo, como se muestra en las ecuaciones 92 y 93:

$$P_u = \left( 3 + \frac{\gamma' z}{s_u} + \frac{J}{b} z \right) s_u b \quad (92)$$

$$P_u = 9 * s_u * b \quad (93)$$

$U_c$  es el desplazamiento lateral, como se muestra en la ecuación 94.

$$U_c = 2.5 * \epsilon_{50} * b \quad (94)$$

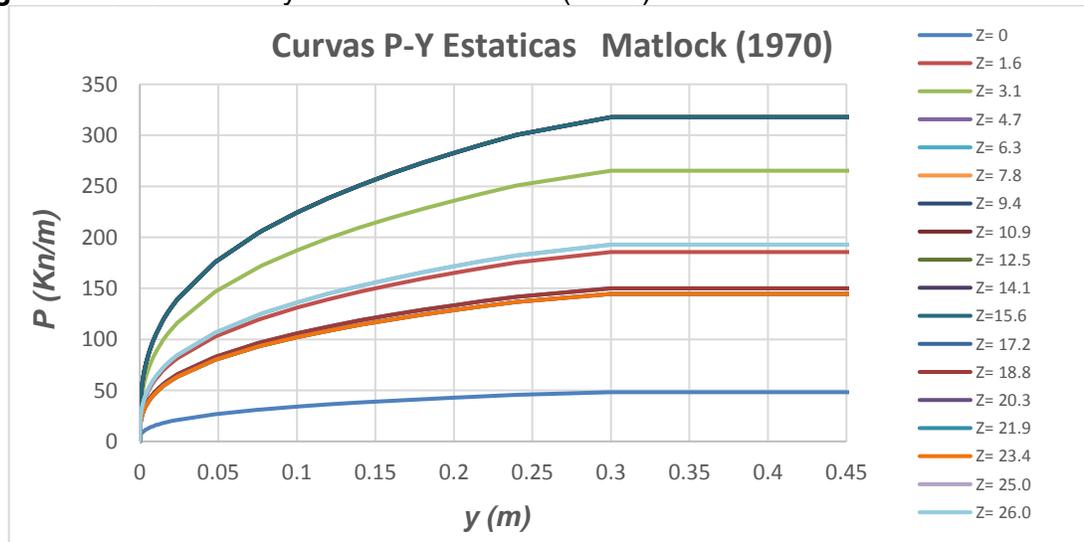
$Z$  es la profundidad, como se muestra en la ecuación 95.

$$Z = 2 \frac{6 * C_u * D}{(\gamma' * D) + (J * C_u)} \quad (95)$$

Donde,  $C_u$  es la resistencia al corte no drenado,  $b$  el diámetro del pilote,  $J$  igual a 0.5 para arcillas y  $\epsilon_{50}$  la deformación correspondiente al 50%.

Finalmente, los resultados obtenidos se presentan en la Figura 130, de los cuales se observa que el comportamiento de las curvas para las diferentes capas, dependen de las propiedades del suelo, dado que se evidencia la variación a lo largo del perfil.

**Figura 130.** Curvas P-y estáticas Matlock (1970).



Fuente. El Autor

A continuación, se definen las curvas P-y dinámicas para cada sismo mediante el método de Brown, O'Neill (2001), como se muestra a continuación:

$$P_d = P_s \left[ \alpha + \beta a_0^2 + k a_0 \left( \frac{\omega y}{D} \right)^n \right] \quad (96)$$

Donde,  $P_s$  es la curva  $P$ - $y$  estática,  $a_0$  la frecuencia adimensional,  $\omega$  la Frecuencia de carga del sismo considerado y  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\kappa$  y  $n$  son constantes de ajuste de las curvas las cuales dependen de la velocidad de onda de corte  $V_s$  del suelo. Los parámetros de cada sismo empleados para las curvas  $P$ - $y$  dinámicas se presentan en la Tabla 26.

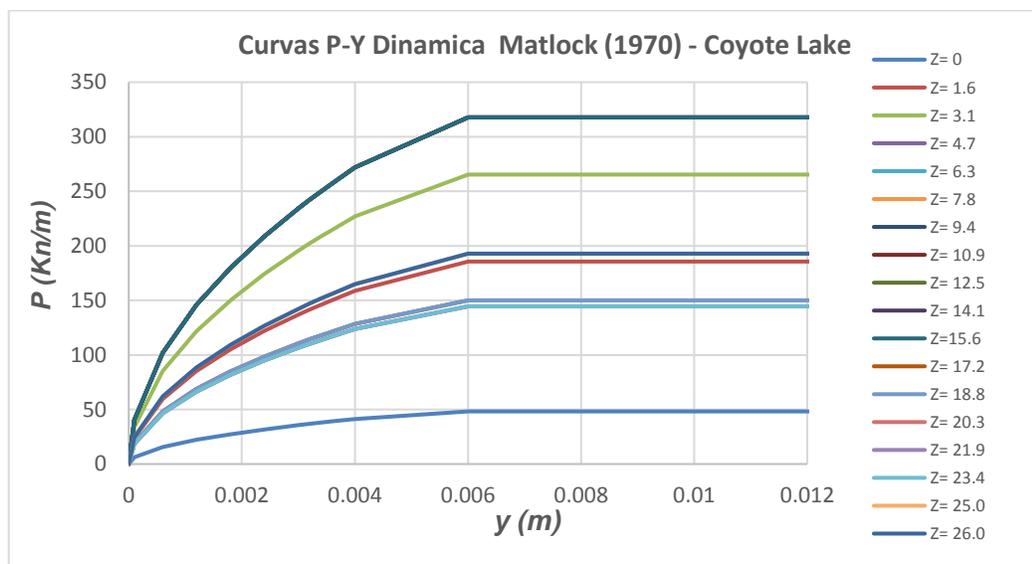
**Tabla 26.** Parámetros de cada sismo para las Curvas  $P$ - $y$  dinámicas.

FUENTES	SISMOS	$f_0 < 10\text{Hz}$ (Hz)	$T_0 =$ $1/f_0$	$\omega=2\pi f$	$0,015 <$ $a_0 <$ $0,2255$	$\beta$	D (m)	R (m)	$V_s$ (m/s)	$\alpha$	$\kappa$	$\eta$
Local	Coyote Lake	5.62	0.18	35.28	0.05	-360.00	0.4	0.2	141.40	1	84	0.19
Regional	Deer Canyon	2.69	0.37	16.87	0.02	-120.00	0.4	0.2	141.40	1	84	0.19
Subducción	Mexico Cerro Depi	1.10	0.91	6.90	0.01	-120.00	0.4	0.2	141.40	1	84	0.19

Fuente. El Autor

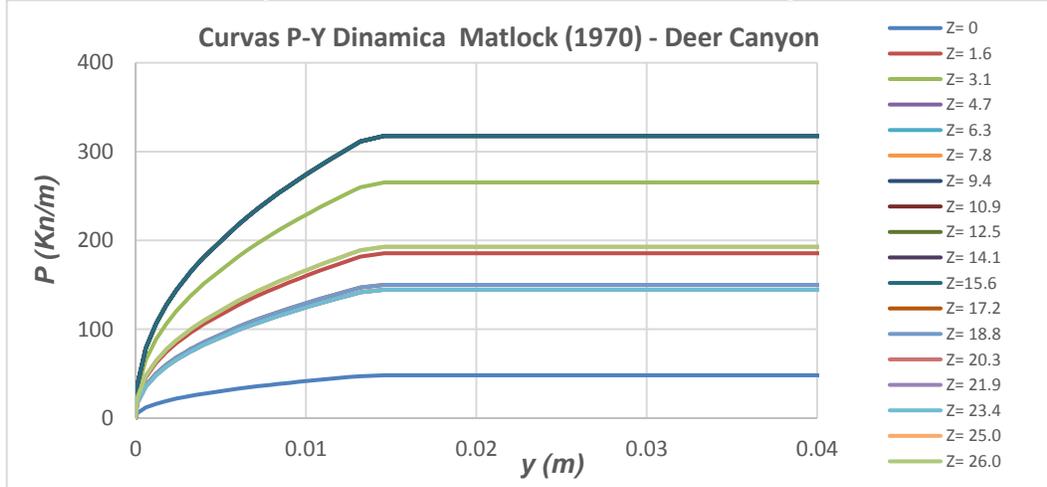
Finalmente, para cada sismo se tienen diferentes curvas  $P$ - $y$  dinámicas, como se muestra en las Figuras 131-133, donde se evidencia que para cada sismo se tienen diferentes valores del desplazamiento lateral  $y$ , en los cuales los valores de  $P$  se hacen constantes, encontrando para el sismo de fuente cercana Coyote Lake el valor de  $y$  igual a 0.006, para el sismo de fuente intermedia Deer Canyon y igual a 0.0146 y para el sismo de fuente lejana Cerro Depi el valor de  $y$  igual a 0.075, dado que el valor de  $P$  es el mismo para todas las curvas.

**Figura 131.** Curvas  $P$ - $y$  Dinámicas – Sismo F.C – Coyote Lake.



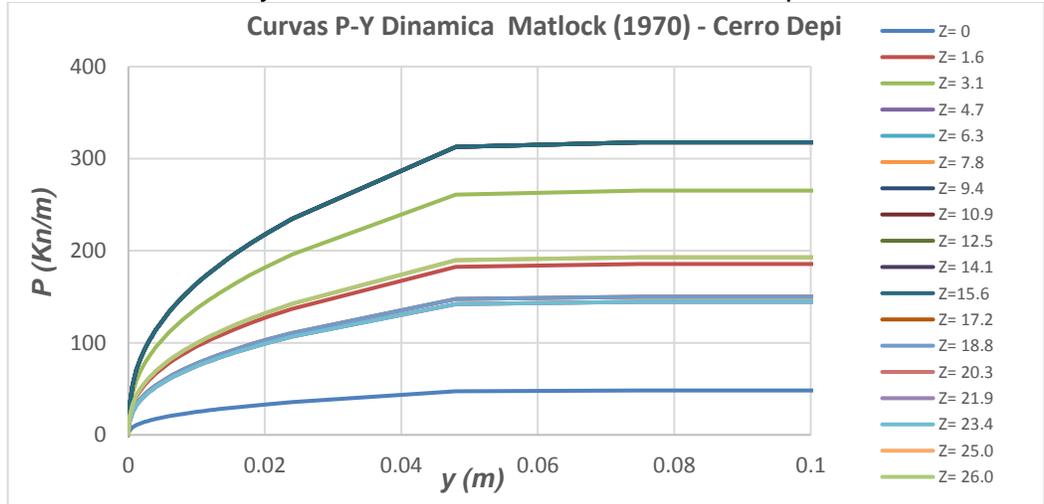
Fuente. El Autor

**Figura 132.** Curvas P-y Dinámicas – Sismo F.I. – Deer Canyon.



Fuente. El Autor

**Figura 133.** Curvas P-y Dinámicas – Sismo F.L. – Cerro Depi.



Fuente. El Autor

A continuación, se definen las curvas F-w, este tipo de curvas representan el comportamiento axial alrededor de los pilotes de tal manera que se representa su comportamiento a fricción, mediante resortes para cada una de las capas, el método usado es el de Heydinger y O'Neill (1986), como se muestra en la Ecuación 97.

$$\frac{f}{f_{max}} = \frac{\frac{E_f w}{f_{max} 2R}}{\left[1 + \left(\frac{E_f w}{f_{max} 2R}\right)^m\right]^{1/m}} \quad (97)$$

Donde:

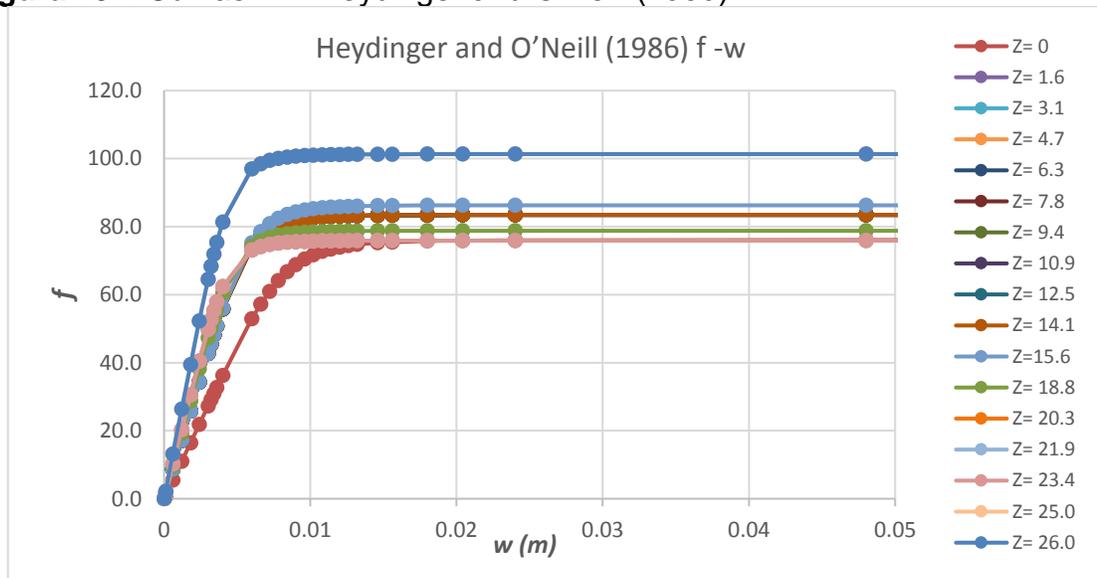
$$E_f = \frac{E}{\exp\left(0.36 + 0.38 \ln \frac{L}{2R}\right)} \quad (98)$$

$$m = \exp\left(0.12 + 0.54 \ln \frac{E_{avg}}{P_a} - 0.42 \ln \frac{L}{2R}\right) \quad (99)$$

Donde, E es el módulo de elasticidad de la profundidad, Eavg el módulo de elasticidad inicial no drenado en toda la longitud de la pila y Pa la Presión atmosférica.

Los resultados obtenidos se muestran en la Figura 134, donde se observa la variación de las curvas a lo largo del perfil, y en consecuencia se evidencia la influencia del módulo de elasticidad y la cohesión del suelo.

**Figura 134.** Curvas F-w Heydinger and O'Neill (1986).



Fuente. El Autor.

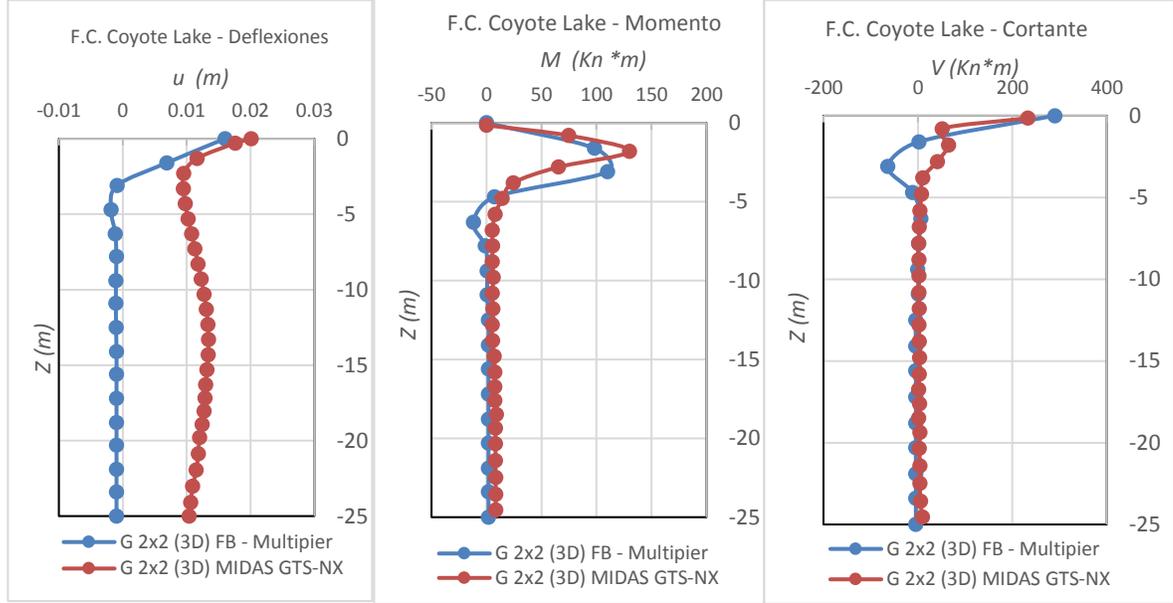
Una vez obtenidas todas las curvas F-w y P-y dinámicas, se incluye la señal sísmica escalada, los P multiplicadores, la sobrecarga de los pilotes, y finalmente se pone a correr el programa.

Para la verificación de los resultados se tomó el 10% del total de los modelos, a continuación, se presenta la comparación de los resultados entre FB-Multipier y MIDAS GTS-NX.

### 7.4.1 Fuente Cercana – Coyote Lake

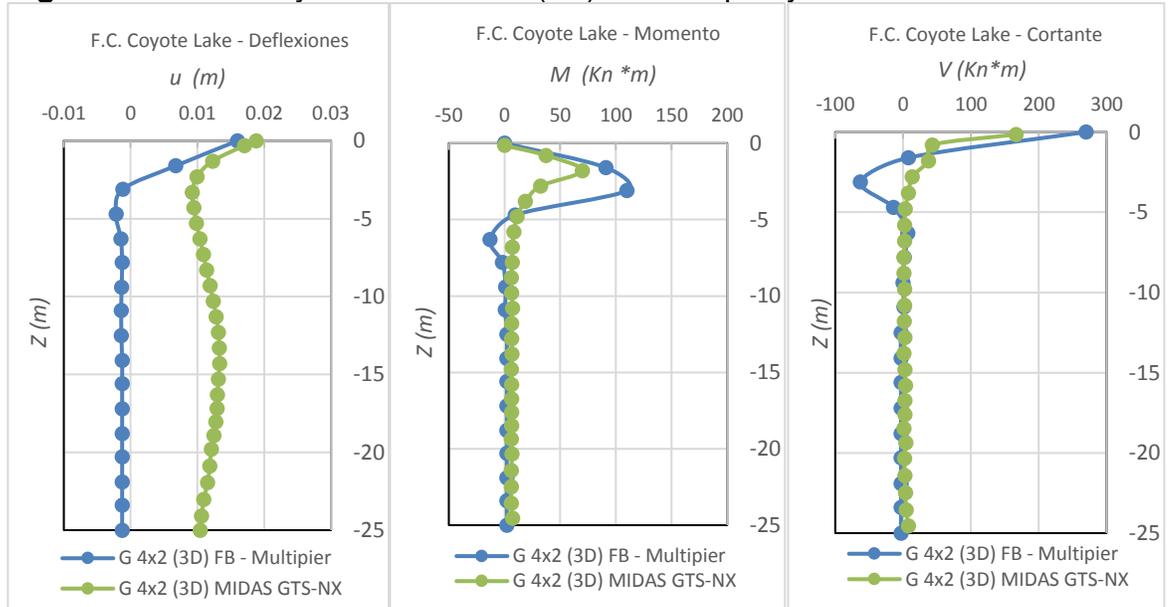
A continuación, se presenta se presenta la comparación para el sismo de Coyote Lake de los modelos de 2x2 (3D), 4x2 (3D), 3x3 (3D), en las Figuras 135 -137.

**Figura 135.** F.C. Coyote Lake G.2x2 (3D) FB-Multiplier y MIDAS GTS-NX.



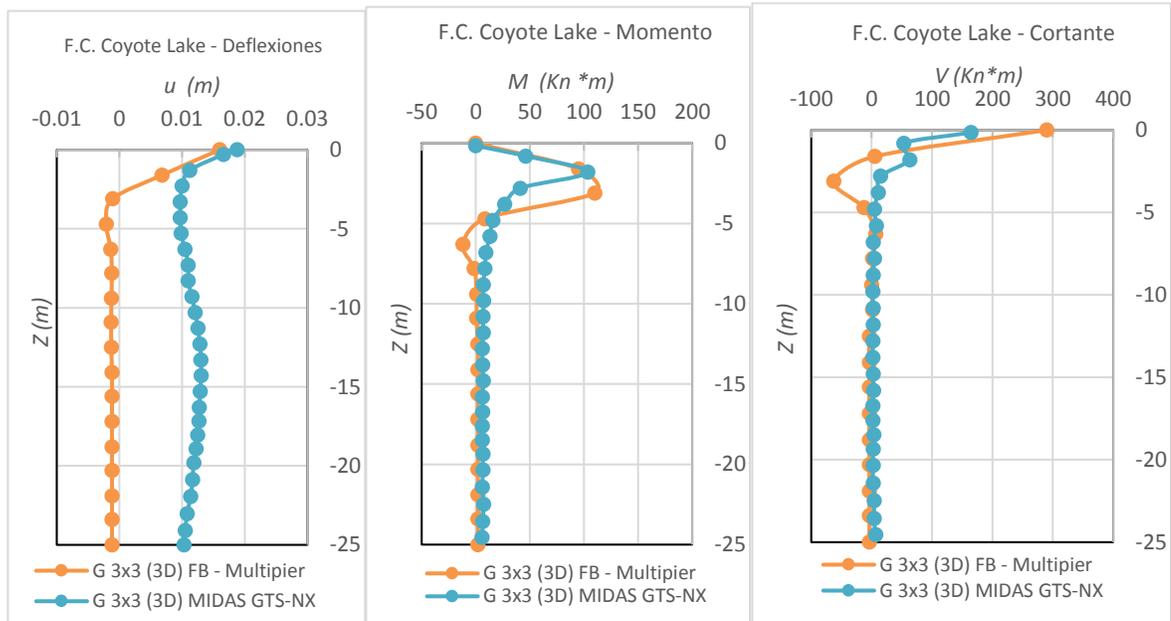
Fuente. El Autor

**Figura 136.** F.C. Coyote Lake G.4x2 (3D) FB-Multiplier y MIDAS GTS-NX.



Fuente. El Autor

**Figura 137.** F.C. Coyote Lake G.3x3 (3D) FB-Multipier y MIDAS GTS-NX.

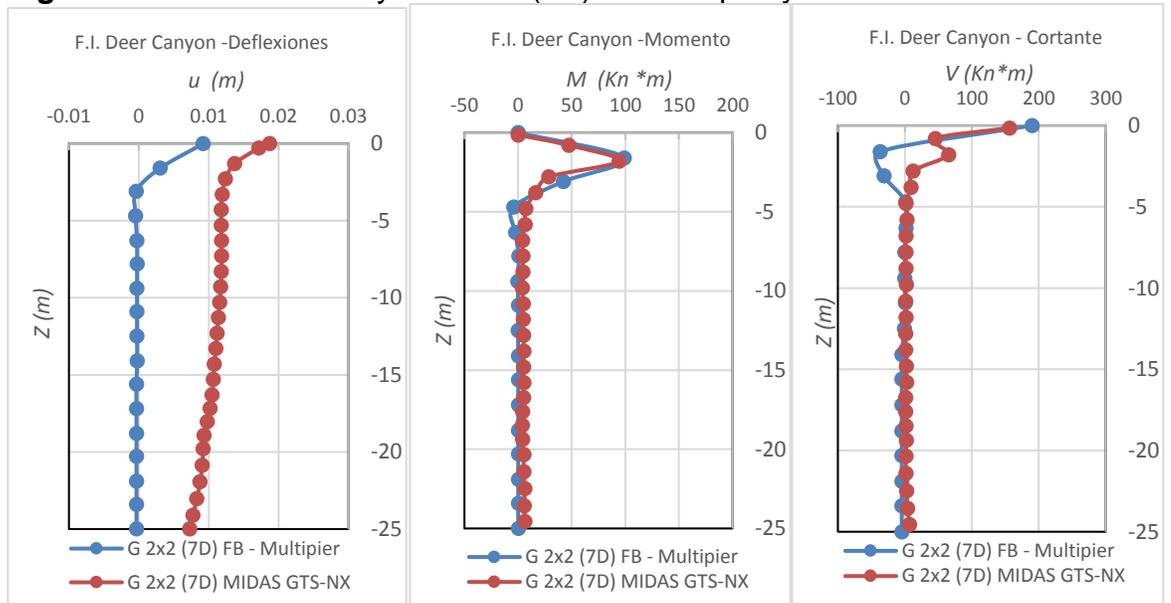


Fuente. El Autor

#### 7.4.2 Fuente Intermedia – Deer Canyon

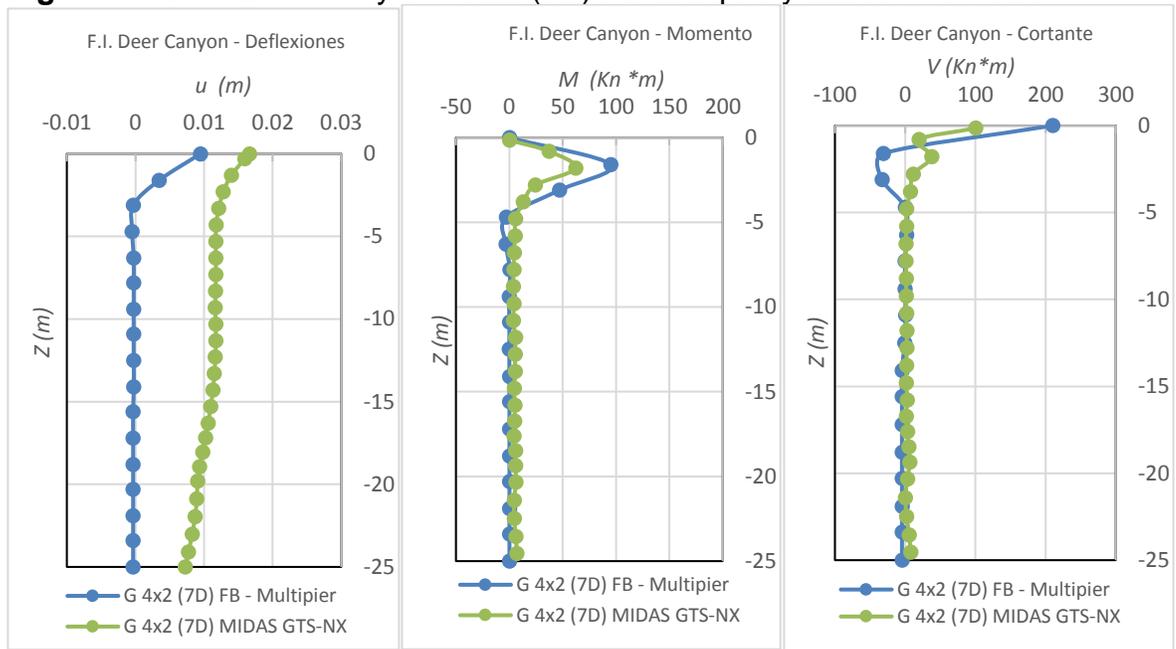
A continuación, se presenta se presenta la comparación para el sismo de Deer Canyon de los modelos de 2x2 (7D), 4x2 (7D), 3x3 (7D), en las Figuras 138-140.

**Figura 138.** F.I. Deer Canyon G.2x2 (7D) FB-Multipier y MIDAS GTS-NX.



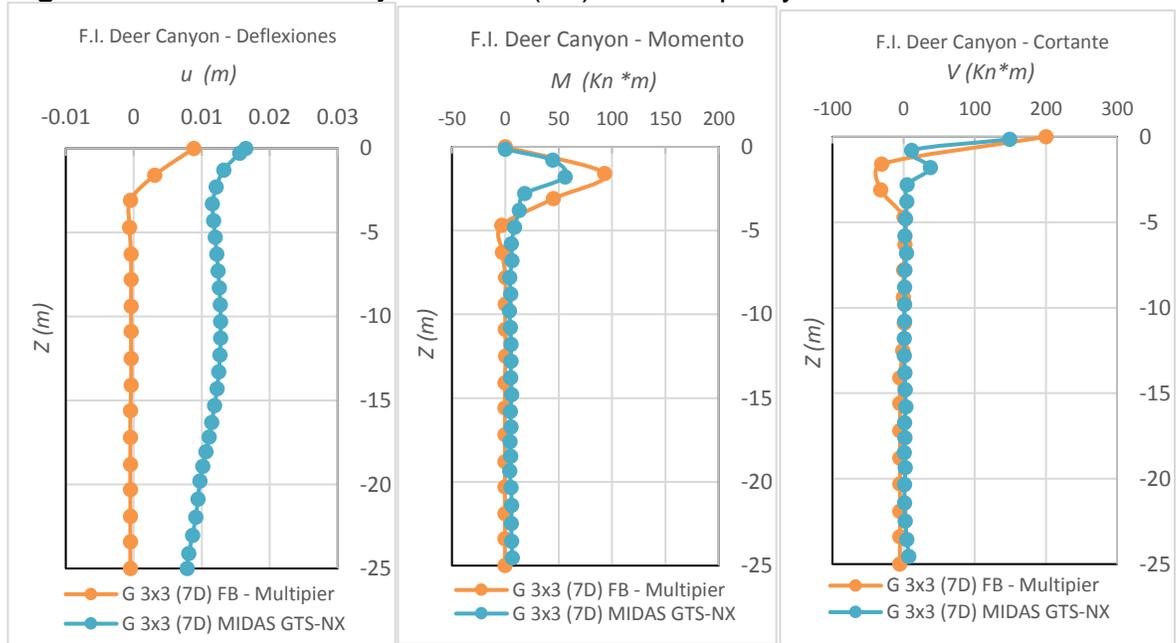
Fuente. El Autor

**Figura 139.** F.I. Deer Canyon G.4x2 (7D) FB-Multipier y MIDAS GTS-NX.



Fuente. El Autor

**Figura 140.** F.I. Deer Canyon G.3x3 (7D) FB-Multipier y MIDAS GTS-NX.

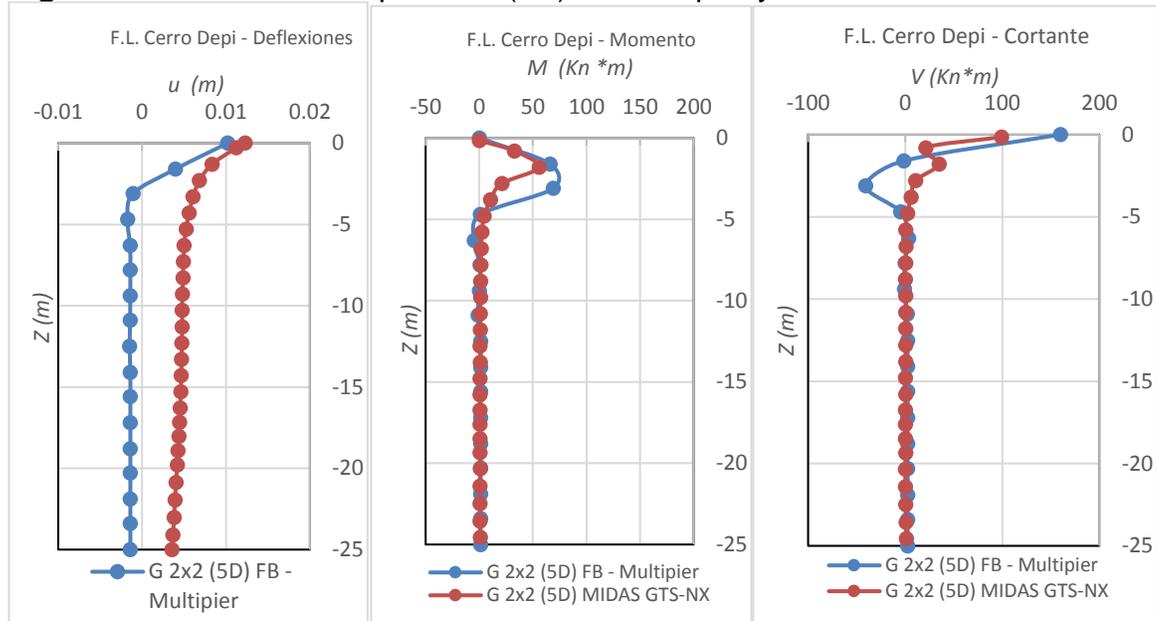


Fuente. El Autor

### 7.4.3 Fuente Lejana – Cerro Depi

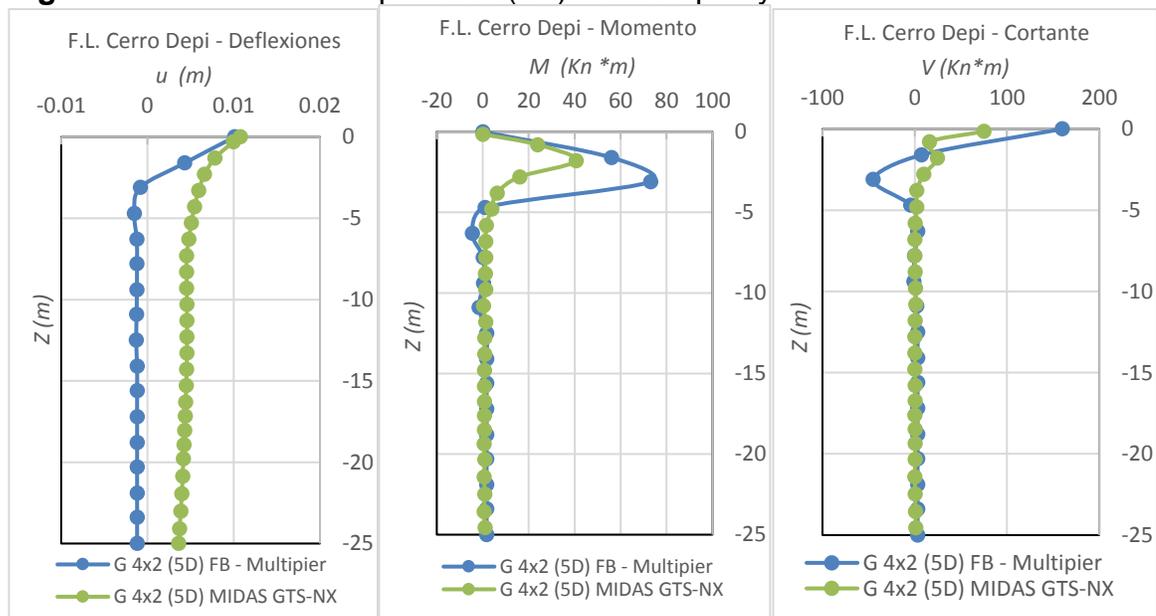
A continuación, se presenta se presenta la comparación para el sismo de Cerro Depi de los modelos de 2x2 (5D), 4x2 (5D), 3x3 (5D), en las Figuras 141-143.

**Figura 141.** F.L. Cerro Depi G.2x2 (5D) FB-Multiplier y MIDAS GTS-NX.



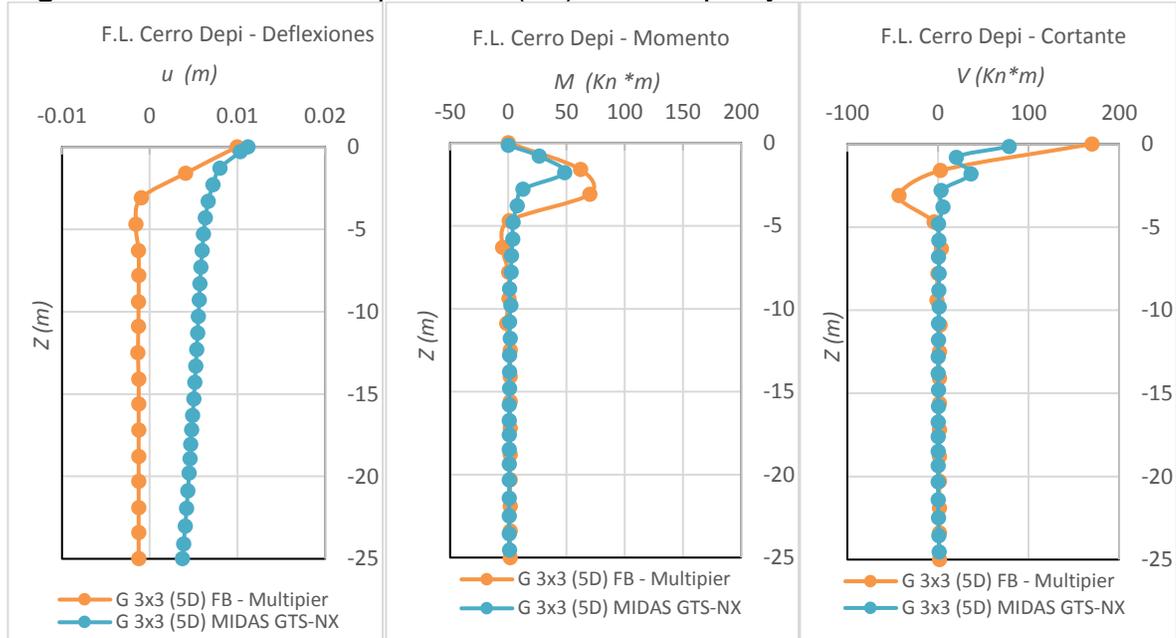
Fuente. El Autor

**Figura 142.** F.L. Cerro Depi G.4x2 (5D) FB-Multiplier y MIDAS GTS-NX.



Fuente. El Autor

**Figura 143.** F.L. Cerro Depi G. 3x3 (5D) FB-Multiplier y MIDAS GTS-NX.



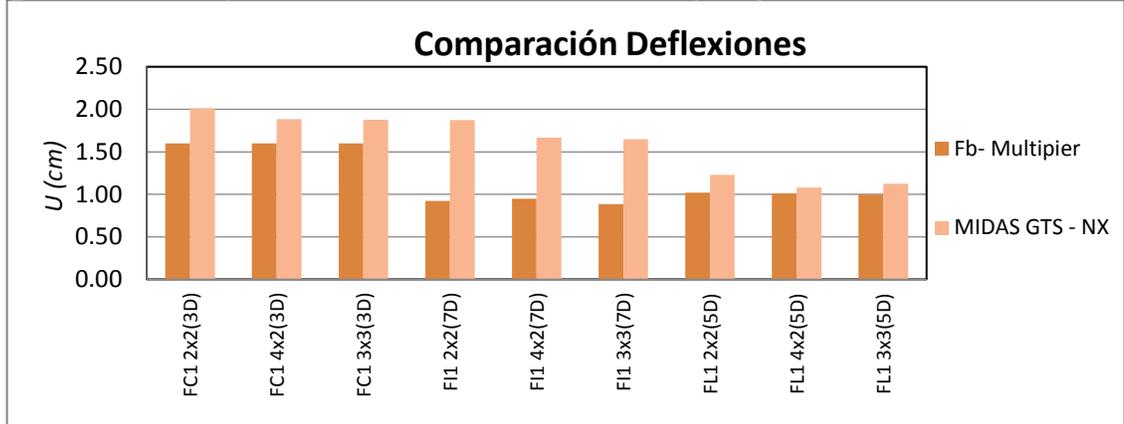
Fuente. El Autor

Los resultados de la comparación entre el software FB-Multiplier y MIDAS GTS-NX, se encuentran en las Figuras 144 – 146.

Al comparar los resultados de la metodología de las curvas P-y con inclusión dinámica en el software FB-Multiplier, con el método de elementos finitos en 3D en MIDAS GTS-NX, se encontró que, la forma de los diagramas en los pilotes de las variables analizadas como: deflexiones, fuerzas cortantes y momentos flectores, presentan las mismas líneas de tendencia, y por tal razón los resultados presentan gran similitud y concordancia entre ambas metodologías, pero es importante resaltar que mediante el método de los elementos finitos en 3D, se tiene en cuenta más condiciones del problema específico a estudiar, y por lo tanto los resultados se aproximan más a las condiciones específicas del problema a analizar, dado que mediante el método de elementos finitos se puede tener en cuenta, la definición de cada una de las capas que conforman el perfil del suelo, el comportamiento de los materiales mediante modelos constitutivos, el comportamiento del pilote mediante las propiedades elásticas del concreto y los más importantes es que se tiene en cuenta la interacción entre el suelo y el pilote.

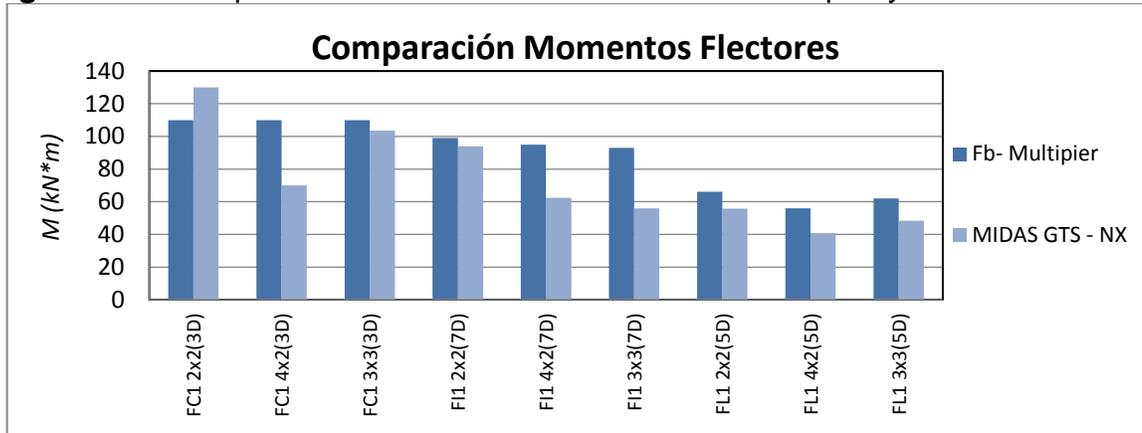
Finalmente se puede concluir que, el método de las curvas P-y con inclusión dinámica es una buena aproximación al método de elementos finitos en 3D, ya que los resultados no subestiman los valores encontrados mediante el análisis en elementos finitos.

**Figura 144.** Comparación de Deflexiones FB-Multiplier y MIDAS GTS-NX.



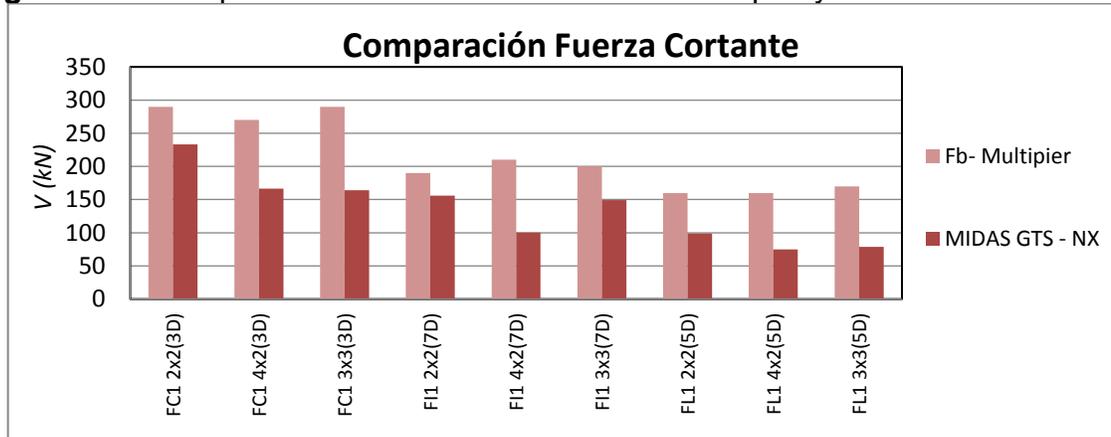
Fuente. El Autor

**Figura 145.** Comparación de Momentos Flectores FB-Multiplier y MIDAS GTS-NX.



Fuente. El Autor

**Figura 146.** Comparación de Fuerza Cortante FB-Multiplier y MIDAS GTS-NX.



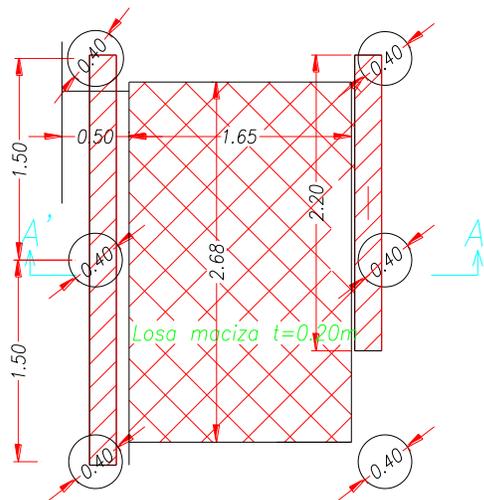
Fuente. El Autor

## 7.5 COMPARACIÓN DISEÑO DE CIMENTACIÓN

A continuación, se presenta un análisis comparativo del sistema de fundación existente, para un edificio ubicado dentro del depósito lacustre de la ciudad de Bogotá en la calle 114, con los resultados obtenidos en esta investigación.

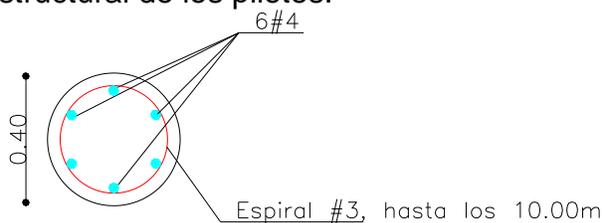
Para el edificio se encontró el siguiente sistema de fundación, como se muestra en las Figuras 147 y 148 para la losa y dos muros, conformado por un grupo de 6 pilotes de 40.00 cm de diámetro a una profundidad de 25.00 m.

**Figura 147.** Grupo de 6 pilotes en planta.



Fuente. El Autor

**Figura 148.** Diseño Estructural de los pilotes.



PILOTE  $\varnothing 0.40$  A  $25.00\text{m}$

Fuente. El Autor

En general el sistema de fundación se conforma por un grupo de seis pilotes de un diámetro de  $40.00\text{cm}$  a una profundidad de  $25.00\text{m}$ , separados aproximadamente 4 veces el diámetro, a continuación, vamos a hacer una comparación de la

profundidad hasta donde iría la cuantía de hierro, con los resultados obtenidos en esta investigación.

Teniendo en cuenta que, el valor del momento flector, fuerza cortante y deflexión se rigidiza hasta la profundidad de  $L/D$  igual a 20.00 m en esta investigación, para este grupo de pilotes se tendría una longitud de refuerzo de 8.00 m, pero según la normatividad colombiana en el título C de la NSR 10, en la Tabla C.15.11-1 “Cuantías mínimas longitudinales y transversales en pilotes y cajones de cimentación vaciados en sitio”, la longitud mínima del refuerzo para este grupo de pilotes correspondería a 8.50 m.

Al comparar estos resultados con el diseño establecido para el edificio ubicado en la calle 114, se tendría una reducción en el diseño de la cuantía, lo que evidentemente reduciría los costos en la construcción del sistema de fundación, donde se observa que se cumple con los parámetros mínimos establecidos según la normatividad colombiana, pero cabe resaltar que este ejercicio obtenido en esta investigación no reemplaza el diseño específico para las condiciones de cada sitio, por lo cual esto sólo representa una guía para mejorar los diseños en el caso de que no se cuente con un análisis sísmico del sistema de fundación, donde se busque optimizar los diseños de los pilotes en grupo.

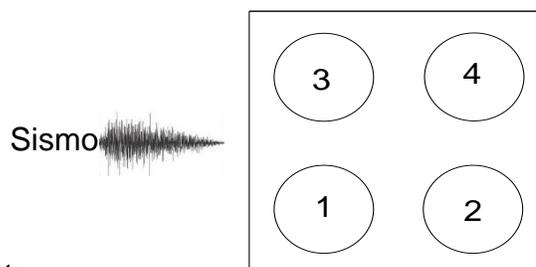
## 7.6 COMPARACIÓN DE DEFLEXIONES, MOMENTO FLECTOR Y FUERZA CORTANTE PARA PILOTES DE UN MISMO GRUPO.

A continuación, se presenta un análisis comparativo de la variación de las deflexiones, el momento flector y la fuerza cortante para un mismo grupo de pilotes, con el fin de ver cómo cambian las variables en los pilotes dentro de un mismo grupo, para este análisis se toma el sismo más crítico obtenido en esta investigación, el cual corresponde al sismo de Kobe Okayama.

### 7.6.1 Comparación de pilotes para el grupo de 2x2.

A continuación, se presenta la numeración de cada pila dentro del grupo de 2x2 y los resultados para cada grupo con sus diferentes separaciones como se observa en las Figuras 149- 152.

**Figura 149.** Numeración de los pilotes para el grupo de 2x2.



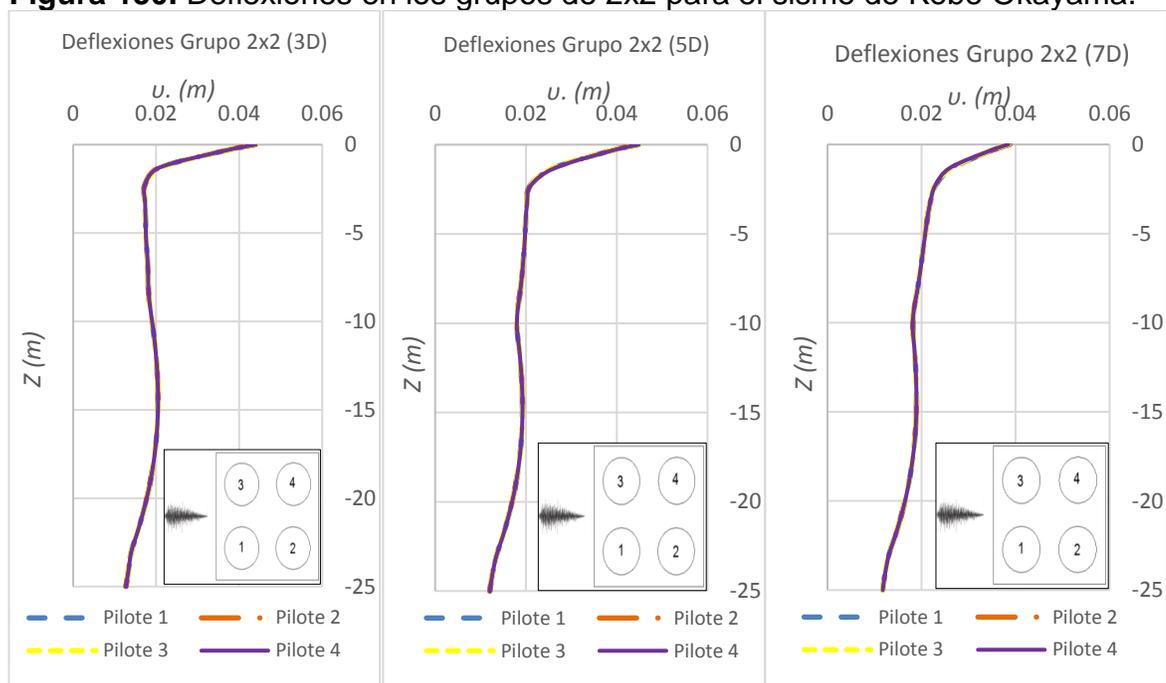
Fuente. El Autor

Al comparar los valores de las deflexiones para el grupo de 2x2, separado (3D-5D y 7D) en la Figura 150, se observa el mismo comportamiento de los pilotes para cada grupo, donde se obtiene que la deflexión máxima en la cabeza de los pilotes y el diagrama de deflexiones normalizadas son el mismo, de tal manera que la ubicación ni la llegada del sismo primero a los pilotes 1 y 3 afectarían los resultados, dado que son pilotes de esquina y la ubicación es simétrica dentro del grupo.

En la Figura 151, se presentan los resultados de los momentos flectores para el grupo de 2x2, donde se evidencia que para el grupo separado 3D se obtiene los mismos valores de momentos flectores, pero para el grupo separado 5D el pilote 3 es el que mayor afectación sufre ante la llegada del sismo, finalmente para el grupo separado 7D se obtiene que los pilotes 2 y 4 presentan mayores valores de momentos con respecto a los pilotes 1 y 3, como si la fuente sísmica afectara a los últimos pilotes a los que llega el sismo.

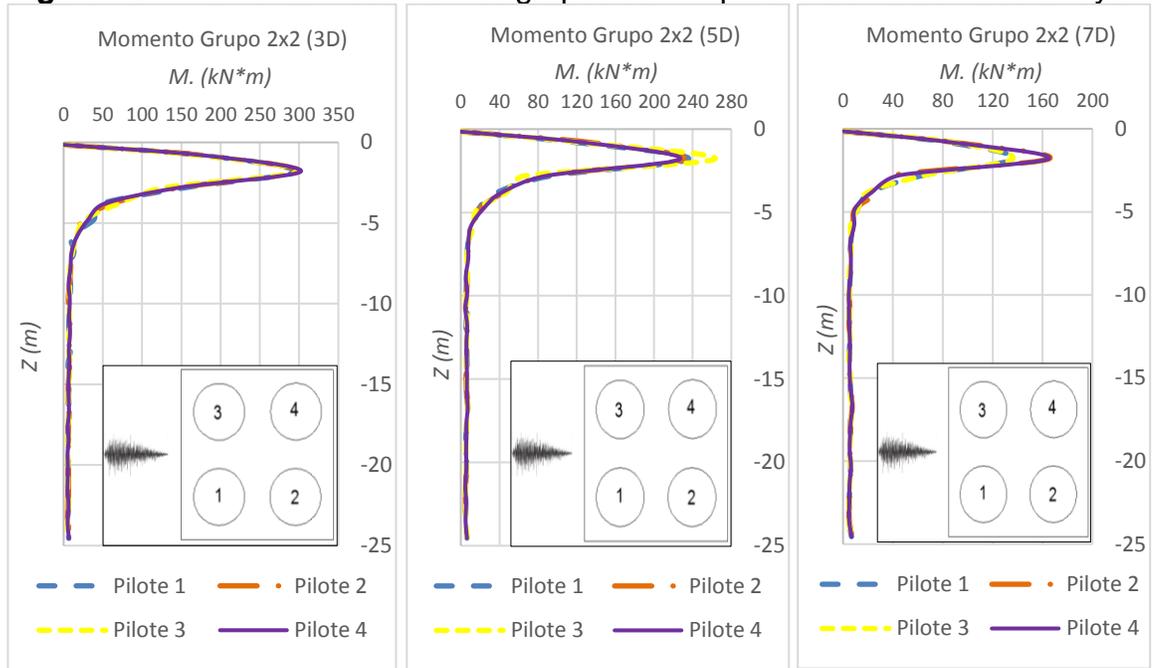
Se observa en la Figura 152, los resultados de las fuerzas cortantes para el grupo de 2x2 separado (3D - 5D y 7D), en general se presenta el mismo valor de la fuerza cortante para cada pilote dentro de un mismo grupo, concluyendo que la ubicación de los pilotes, ni la llegada del sismo afectan los resultados.

**Figura 150.** Deflexiones en los grupos de 2x2 para el sismo de Kobe Okayama.



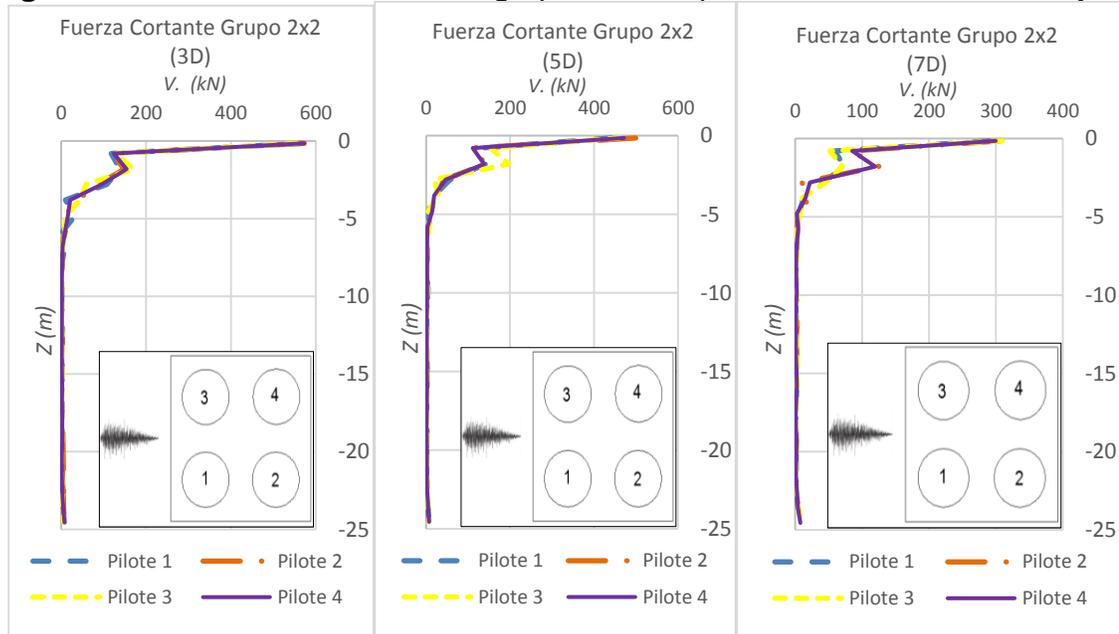
Fuente. El Autor

**Figura 151. Momento Flector en los grupos de 2x2 para el sismo de Kobe Okayama.**



Fuente. El Autor

**Figura 152. Fuerza Cortante en los grupos de 2x2 para el sismo de Kobe Okayama.**

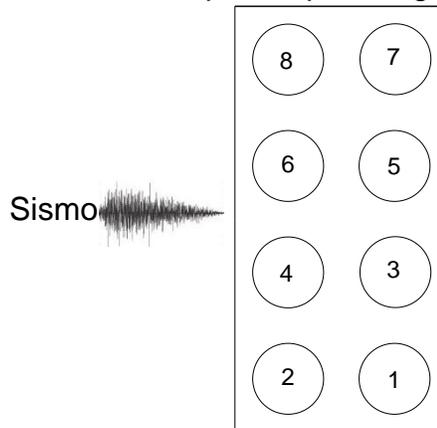


Fuente. El Autor

## 7.6.2 Comparación de pilotes para el grupo de 4x2.

A continuación, se presenta la numeración de cada pila dentro del grupo de 4x2 y los resultados para cada grupo con sus diferentes separaciones como se observa en las Figuras 153- 156.

**Figura 153.** Numeración de los pilotes para el grupo de 4x2.



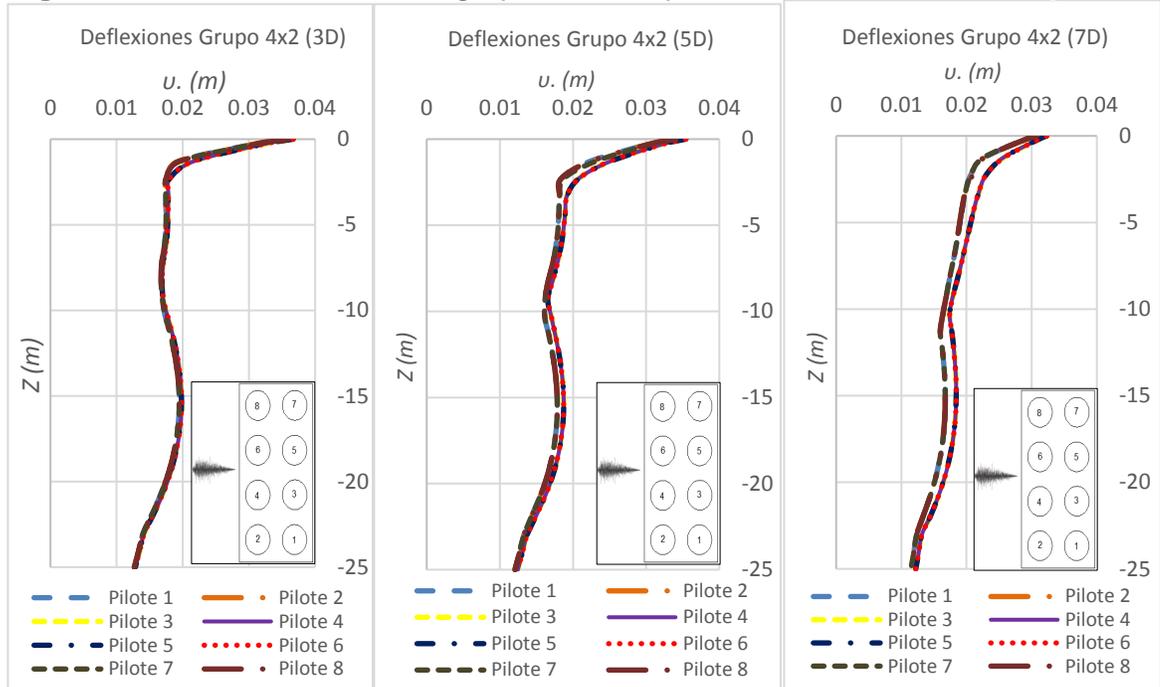
Fuente. El Autor

Al comparar los valores de las deflexiones para el grupo de 4x2, separado (3D-5D y 7D) en la Figura 154, se observa que para los pilotes de esquina 1,7,2 y 8 se presentan los menores valores de deflexiones, mientras que para los pilotes del centro 3,5,4 y 6 se presentan mayores deflexiones, concluyendo que para pilotes del centro se obtiene mayores valores de deflexiones debidas a la ubicación dentro del grupo de pilotes y a la ineficiencia que se produce debidas a los bulbos de esfuerzos que se presentan entre pilotes.

En la Figura 155, se presentan los resultados de los momentos flectores para el grupo de 4x2, donde se evidencia que para los pilotes de esquina 1,7,2 y 8, se presentan los mayores valores de momento flector, mientras que para los pilotes de centro se presentan menores valores de momento, como si el valor del momento se amplificara para pilotes de borde.

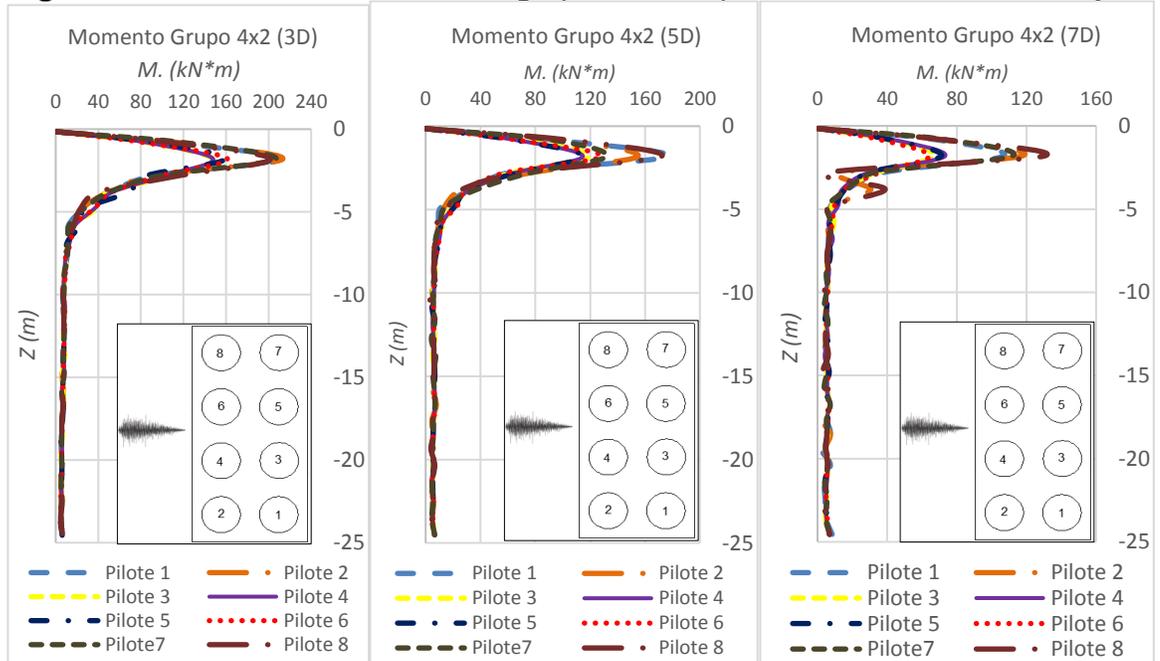
Se observa en la Figura 156, los resultados de las fuerzas cortantes para el grupo de 4x2 separado (3D - 5D y 7D), en general se evidencia que los mayores valores de fuerza cortante lo sufren los pilotes de borde 1,7,2 y 8 mientras que para pilotes de centro 3,5,4 y 6 se presentan menores valores, evidenciando que, sin importar la llegada del sismo para los pilotes de esquina, las condiciones de borde afectan más los resultados.

**Figura 154.** Deflexiones en los grupos de 4x2 para el sismo de Kobe Okayama.



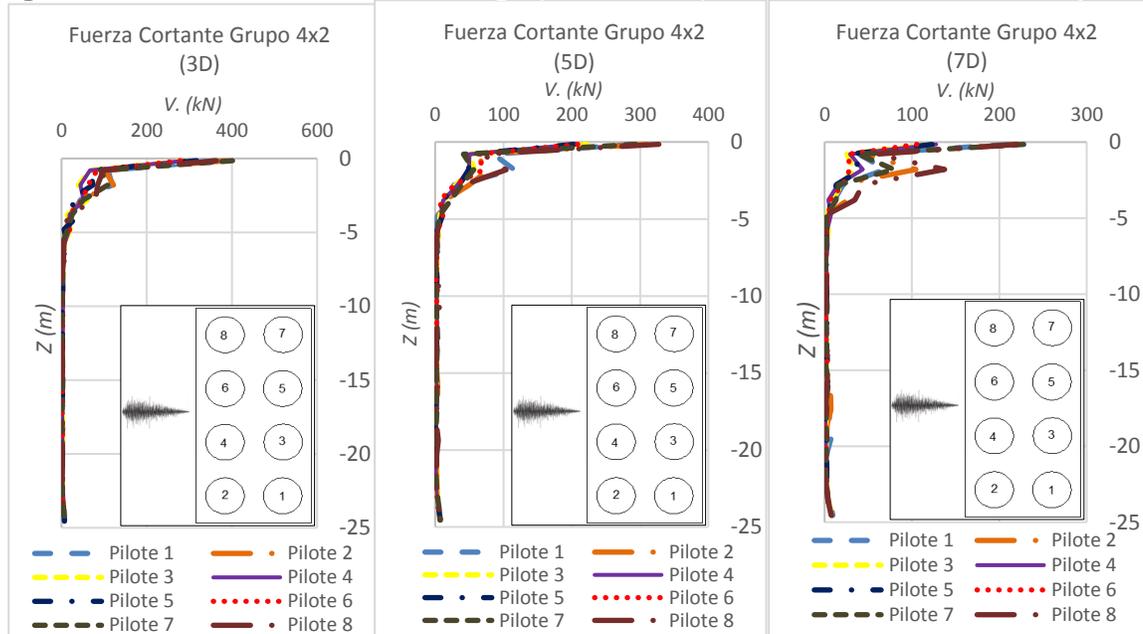
Fuente. El Autor

**Figura 155.** Momento Flector en los grupos de 4x2 para el sismo de Kobe Okayama.



Fuente. El Autor

**Figura 156.** Fuerza Cortante en los grupos de 4x2 para el sismo de Kobe Okayama.

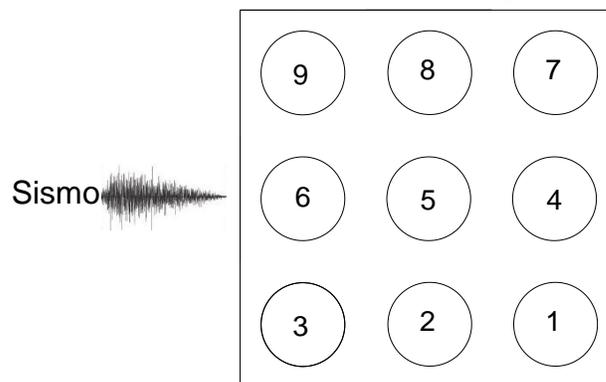


Fuente. El Autor

### 7.6.3 Comparación de pilotes para el grupo de 3x3.

A continuación, se presenta la numeración de cada pila dentro del grupo de 3x3 y los resultados para cada grupo con sus diferentes separaciones como se observa en las Figuras 157- 160.

**Figura 157.** Numeración de los pilotes para el grupo de 3x3.



Fuente. El Autor

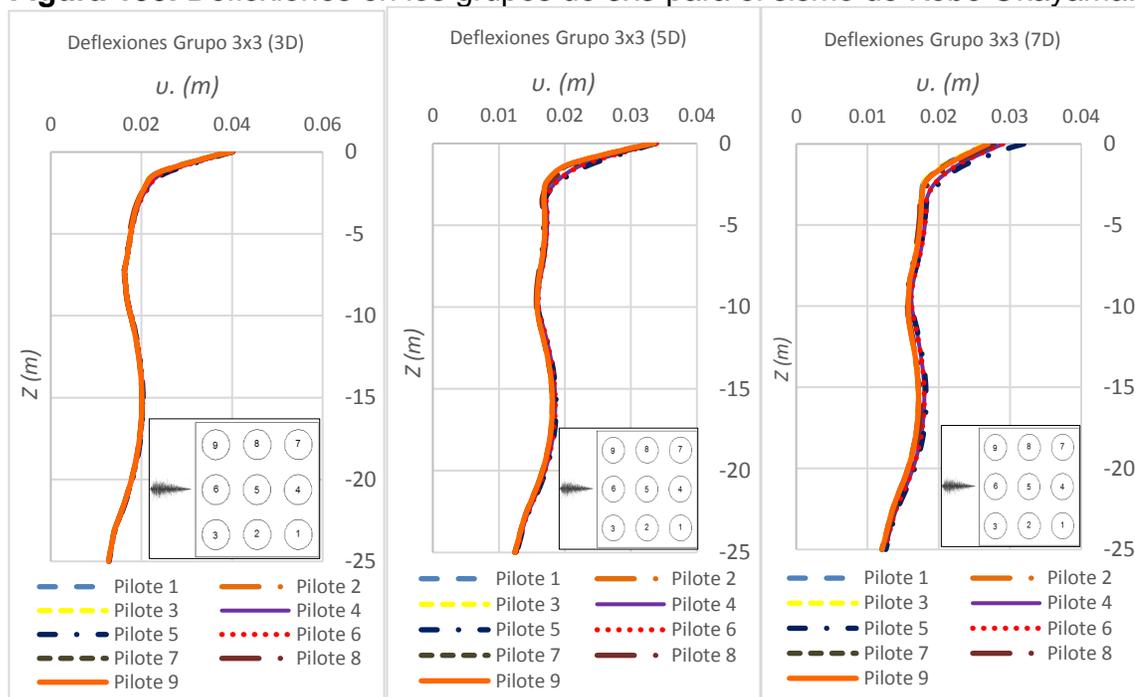
Al comparar los valores de las deflexiones para el grupo de 3x3, separado (3D-5D y 7D) en la Figura 158, se observa que para los pilotes de borde 1,7,3 y 9 se

presentan los menores valores de deflexiones, mientras que para los pilotes del medio 2,4, 6 y 8 aumentan, pero para el pilote del centro el número 5 se presentan las máximas deflexiones en el grupo, dada la ubicación del pilote dentro del grupo por lo cual se presentaría la mayor inestabilidad de la inercia ante la llegada del sismo.

En la Figura 159, se presentan los resultados de los momentos flectores para el grupo de 3x3, donde se presenta que para los pilotes de borde 1,7,3 y 9 se obtiene los mayores valores de momento flector, mientras que para los pilotes intermedios 2,4,6 y 8 el valor disminuye, y finalmente para el pilote del centro el número 5 se obtienen los menores valores de momento ante la llegada del sismo, evidenciando que los pilotes de borde son los que mayores afectaciones tienen ante la llegada del sismo ya que se ven más afectados por las condiciones de frontera.

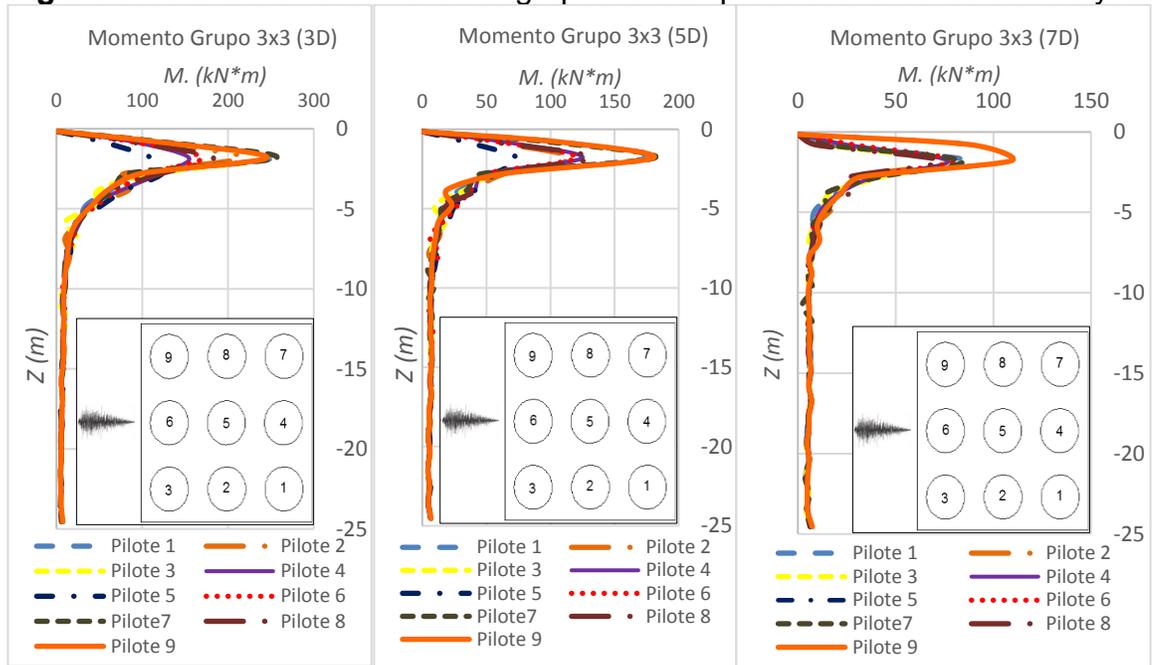
Se observa en la Figura 160, los resultados de las fuerzas cortantes para el grupo de 3x3 separado (3D - 5D y 7D), donde se obtiene que para pilotes de borde 1,7,3 y 9 se presentan los mayores valores de cortante mientras que para los pilotes de borde disminuye, siendo el pilote central el que menor valor de cortante obtiene.

**Figura 158.** Deflexiones en los grupos de 3x3 para el sismo de Kobe Okayama.



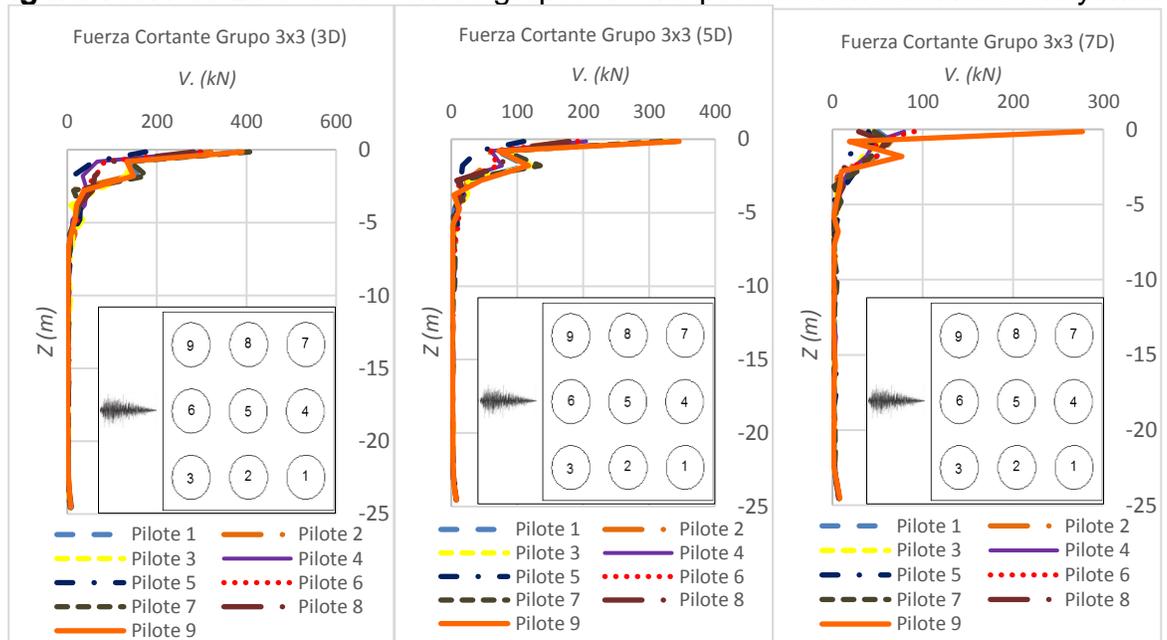
Fuente. El Autor

**Figura 159. Momento Flector en los grupos de 3x3 para el sismo de Kobe Okayama.**



Fuente. El Autor

**Figura 160. Fuerza Cortante en los grupos de 3x3 para el sismo de Kobe Okayama.**



Fuente. El Autor.

## 7.7 INFLUENCIA DE LA SEPARACIÓN ENTRE PILOTES

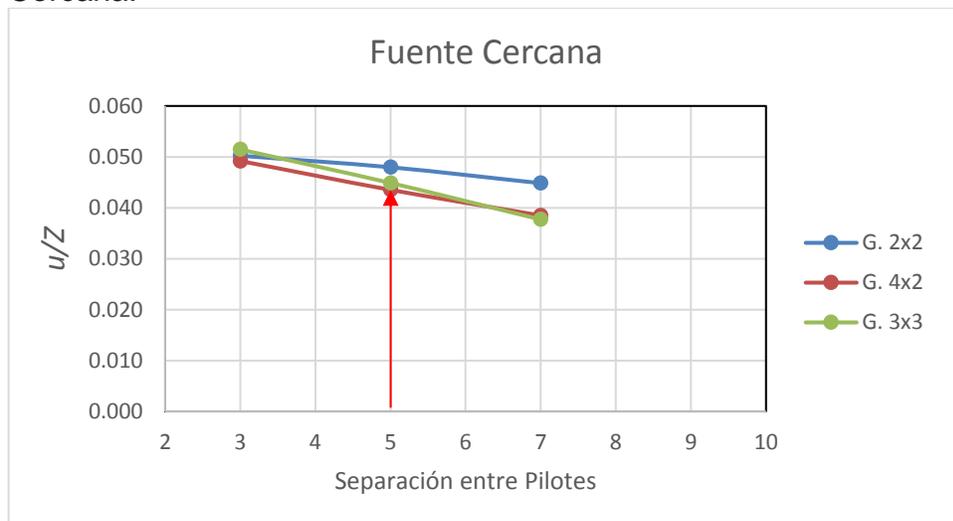
A continuación, se presenta un análisis comparativo, para los diferentes grupos de pilotes en cuanto a la variación de las deflexiones, fuerzas cortantes y momentos flectores, en lo que refiere a la influencia de la separación entre pilotes, para los diferentes tipos de fuente: cercana, intermedia y lejana.

En las Figuras 161 -163, se presenta la variación de las deflexiones para los diferentes grupos de pilotes, ante los sismos de fuente cercana, intermedia y lejana. Se observa que independiente del tipo de fuente, al que se someta las diferentes configuraciones de grupos de pilotes, se evidencia que los valores más críticos se presentan para grupos de pilotes con separaciones de 3 veces el diámetro.

El valor de las deflexiones deja de ser tan crítico, para grupos de pilotes con separaciones iguales ó superiores a 5 veces el diámetro, de igual manera se evidencia que los mayores valores de deflexiones se presentan para grupos ante fuentes intermedia.

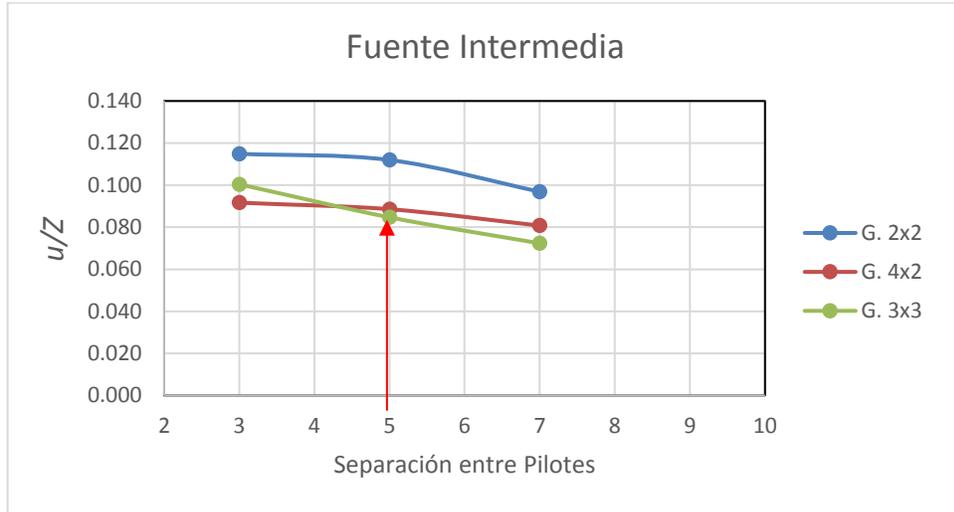
Finalmente, los grupos de pilotes, que mas se afectan por las deflexiones son el grupo de 2x2, independientemente de su separación.

**Figura 161.** Variación de las deflexiones, para los diferentes grupos de pilotes, para Fuente Cercana.



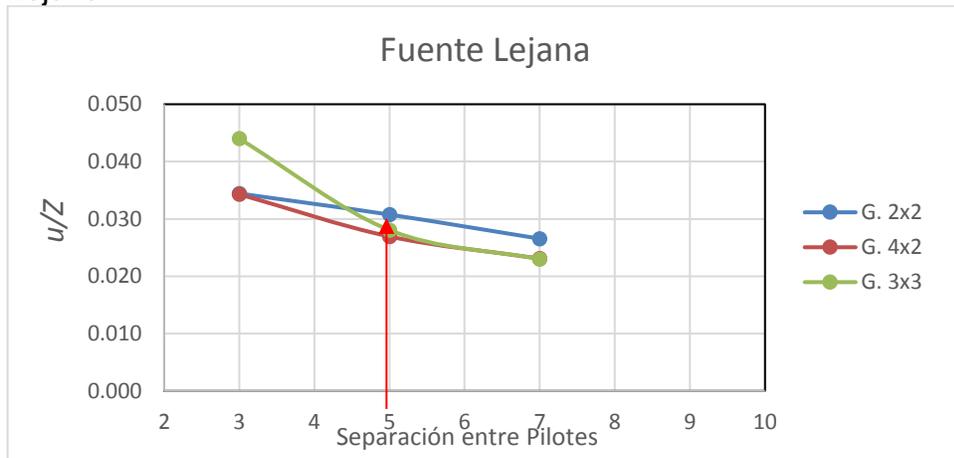
Fuente. El Autor.

**Figura 162.** Variación de las deflexiones, para los diferentes grupos de pilotes, para Fuente Intermedia.



Fuente. El Autor.

**Figura 163.** Variación de las deflexiones, para los diferentes grupos de pilotes, para Fuente Lejana.



Fuente. El Autor.

En las Figuras 164 -166, se presenta la variación de los momentos flectores normalizados para los diferentes grupos de pilotes, ante los sismos de fuente cercana, intermedia y lejana.

Se observa que, para pilotes de un mismo grupo con separaciones iguales o superiores a 5 veces el diámetro, el valor de momento se reduce sin importar la configuración geométrica ni el número de pilotes.

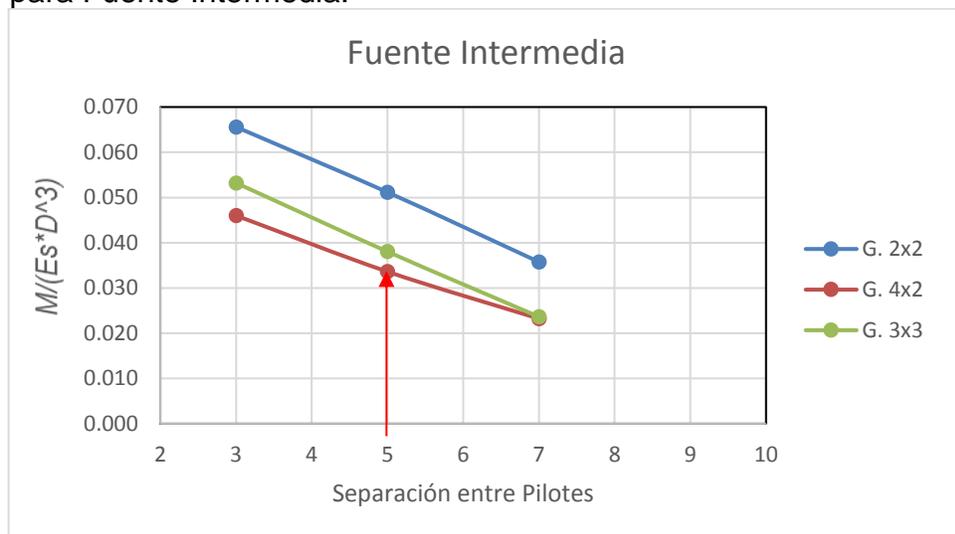
Los mayores valores de momentos flectores, se presentan para los sismos de fuente intermedia, de igual manera se evidencia que para el grupo de pilotes con configuración 2x2, es el mas susceptible al cambio de momentos con respecto de los grupos de 4x2 y 3x3.

**Figura 164.** Variación del momento normalizado, para los diferentes grupos de pilotes, para Fuente cercana.



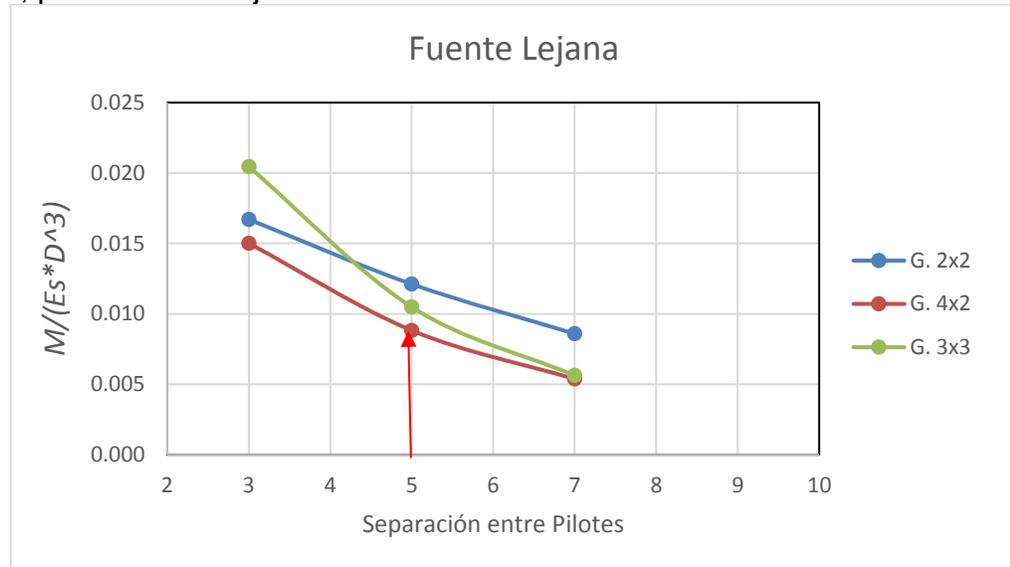
Fuente. El Autor.

**Figura 165.** Variación del momento normalizado, para los diferentes grupos de pilotes, para Fuente Intermedia.



Fuente. El Autor.

**Figura 166.** Variación del momento normalizado, para los diferentes grupos de pilotes, para Fuente Lejana.



Fuente. El Autor.

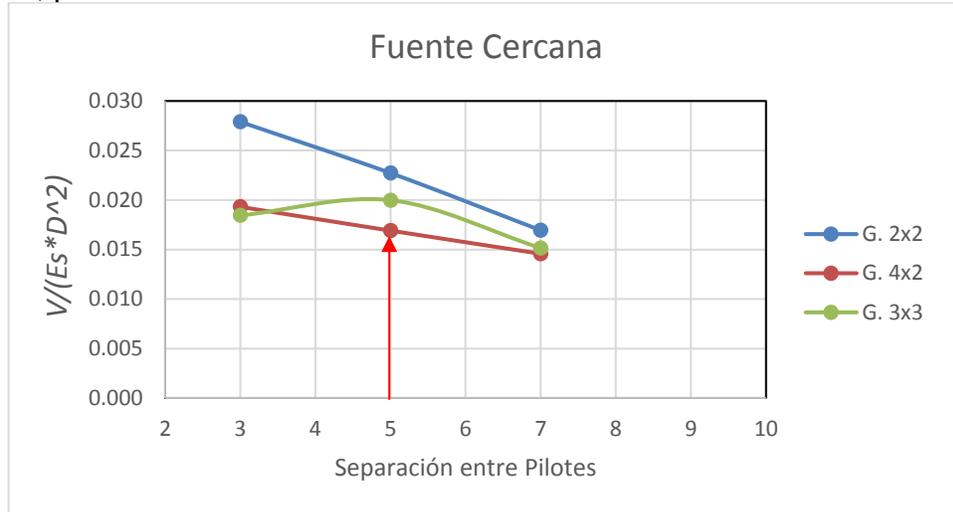
En las Figuras 167 -169, se presenta la variación de las fuerzas cortantes normalizadas para los diferentes grupos de pilotes, ante los sismos de fuente cercana, intermedia y lejana.

Se observa que, para el grupo de pilotes de 2x2 se presentan los mayores valores de cortante mientras que para los grupos de 4x4 y 3x3, la diferencia de valores entre los grupos es más pequeña.

El valor del cortante es más alto, para pilotes de un mismo grupo con separaciones de 3 veces el diámetro, en este caso no se evidencia que a la separación de 5 veces el diámetro sea la más óptima, pese a que el valor de cortante disminuye a esta separación.

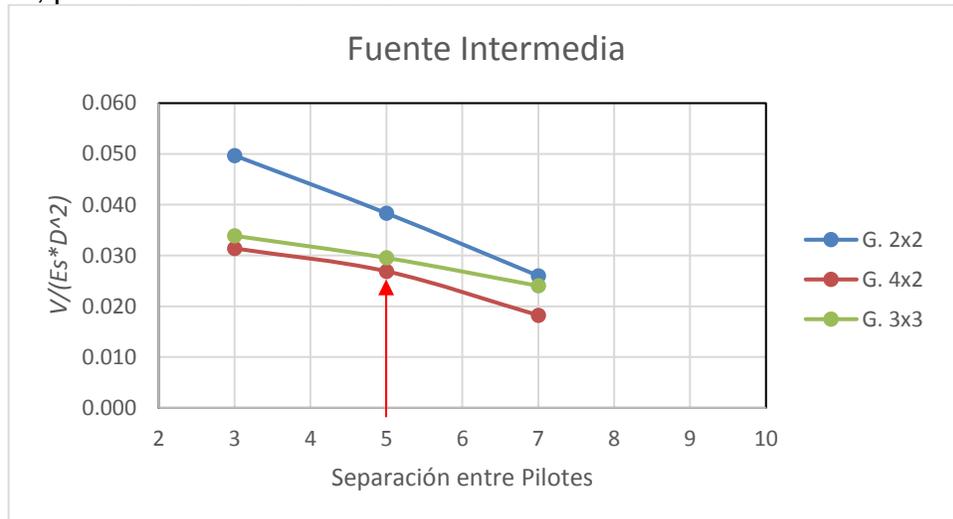
Finalmente, los mayores valores de cortante se presentan para sismos de fuente intermedia, aunque los valores de cortante para fuente cercana son menores, no significa que sean valores a despreciar, dado que se evidencia que produce afectaciones a los grupos de pilotes.

**Figura 167.** Variación de la Fuerza cortante normalizada, para los diferentes grupos de pilotes, para Fuente cercana.



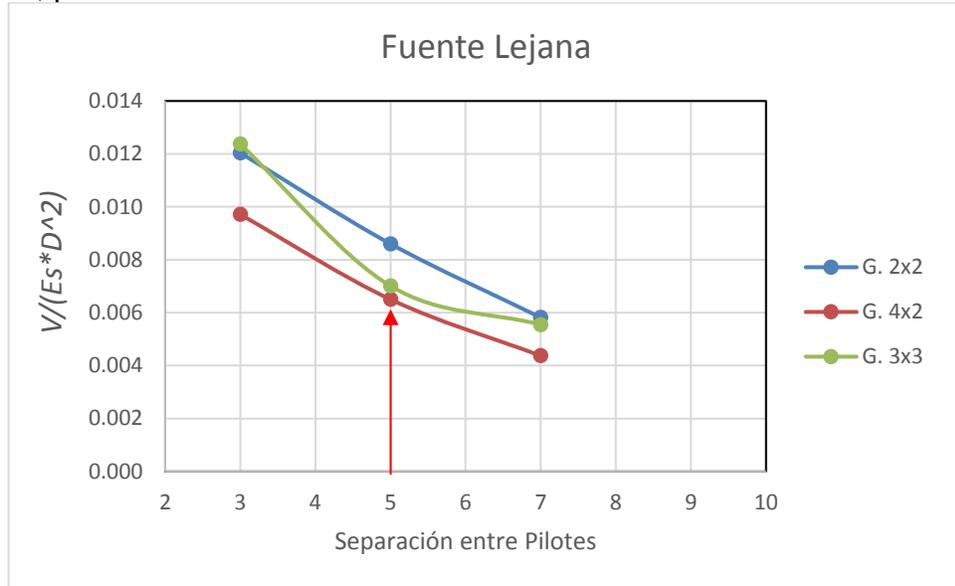
Fuente. El Autor.

**Figura 168.** Variación de la Fuerza cortante normalizada, para los diferentes grupos de pilotes, para Fuente Intermedia.



Fuente. El Autor.

**Figura 169.** Variación de la Fuerza cortante normalizada, para los diferentes grupos de pilotes, para Fuente Intermedia.



Fuente. El Autor.

## 8 CONCLUSIONES

Mediante la realización de este estudio, se modeló el comportamiento sísmico en fundaciones profundas como pilotes en grupo, para un sitio ubicado en el Depósito lacustre de la ciudad de Bogotá, por medio del método de elementos finitos en 3D en MIDAS GTS-NX, con el fin de obtener información que puede ser de utilidad para la comunidad geotécnica local.

El patrón de las gráficas de deflexión para cada uno de los grupos de pilotes, muestra que, la deflexión máxima se presenta en la cabeza de los pilotes tal como se indica en la literatura, pero es importante resaltar que la deflexión se rigidiza a la profundidad normalizada de  $L/D$  igual a 20.00 la cual corresponde a las condiciones más críticas obtenidas dentro de este estudio, con el fin de garantizar el mejor rendimiento de este sistema de fundaciones.

Pudo identificarse que, las deflexiones para un mismo grupo de pilotes sin importar el tipo de fuente sísmica, disminuyen cuando los pilotes se encuentran a mayor separación, dado que, el cabezal que forma un grupo separado 3D, es de menor dimensión respecto a uno con separación de 7D, donde el grupo de menor separación requiere de mayor esfuerzo para sostener la carga estructural ante la llegada de un sismo y por tal razón ocurren mayores deflexiones en los pilotes, encontrando una diferencia aproximadamente del 20 al 30% para un mismo grupo de pilotes separados 3D y 7D.

Dentro de los análisis de resultados de las deflexiones, cortantes y momentos flectores, fue posible determinar que el número de pilotes y la ubicación geométrica de los pilotes respecto al sentido en el que se produce el sismo, genera cierta influencia en los resultados, dado que el grupo de 4x2 presentó menores valores con respecto al grupo de 3x3, donde la ubicación de los pilotes para este grupo se realizó de la siguiente manera, para el eje X dos pilotes y en el eje Y cuatro pilotes, teniendo en cuenta que la inclusión del sismo se realizó en el eje X.

Dentro del análisis de fuerzas cortantes se encontró, que los cortantes máximos se presentan en la cabeza de los pilotes y que disminuyen con la separación entre los pilotes de un mismo grupo, aproximadamente con una diferencia del 30 al 40% para las separaciones de 3D y 7D correspondientemente.

Se encontró, que los momentos flectores para un mismo grupo de pilotes con separaciones de 3D y 7D disminuyen aproximadamente el 50%, dado que los pilotes al estar tan separados como siete veces el diámetro "7D" se comportan como pilotes individuales, de igual manera en el grupo de 2x2 se presentan los mayores valores de momento, dado que el cabezal que conforma este grupo es de menor dimensión

y cuando llega el sismo, el grupo necesita de un mayor momento para garantizar la estabilidad del grupo.

Al comparar los resultados de fuente intermedia con los de fuente cercana, se presenta, que los sismos de fuente intermedia producen mayores afectaciones en los pilotes de un grupo, demostrando que las afectaciones en este sistema de fundaciones dependen más de las características propias del sismo, que del tipo de fuente sísmica.

Mediante la modelación en elementos finitos en 3D, se determinó que los pilotes de un grupo se ven afectados por la amplitud y el periodo de la señal sísmica, dado que en este estudio el sismo de fuente intermedia Kobe Okayama produjo las mayores deflexiones, momentos y fuerzas cortantes en los pilotes, encontrando que el sismo de Kobe tiene la mayor amplitud en un periodo corto respecto a los demás sismos contemplados en este análisis, por tal razón se descarta que las afectaciones dependan del tipo de fuente sísmica.

En el diseño de pilotes en grupo, se recomienda definir separaciones superiores a 5 veces el diámetro “5D”, dado que los valores de deflexiones, fuerzas cortantes y momentos flectores, disminuyen con la separación entre pilotes, y teniendo en cuenta que el bulbo de esfuerzos que se generan alrededor de los pilotes disminuye con la separación, se produciría una mejora de la eficiencia del sistema de fundación.

Pudo identificarse mediante la modelación, que los valores de deflexión, fuerza cortante y momento flector para los pilotes de los diferentes grupos, se hacen prácticamente igual a 0.00 a la profundidad normalizada L/D de 20.00, por tal razón se recomienda tener en cuenta esta profundidad para el diseño estructural de los pilotes.

De los diagramas normalizados de deflexiones, fuerzas cortantes y momentos flectores, se espera que sirvan como base guía de pre diseño del análisis sísmico para este sistema de fundaciones, ubicadas dentro del depósito lacustre de la ciudad de Bogotá, y que estos resultados sean de gran aporte y utilidad para la comunidad geotécnica local.

Dadas las afectaciones sísmicas, que se pueden presentar en fundaciones profundas como pilotes en grupo ante la llegada de un sismo, se recomienda tener en cuenta en el diseño geotécnico análisis sísmicos de los sistemas de fundación, para que se tengan en cuenta en el diseño estructural de los elementos, ya que como se observó, sin importar el tipo de fuente que se presente, ante la llegada de un sismo a la estructura, se presentan cambios a nivel de fundación que deben tenerse en cuenta para el diseño a flexión y a cortante de los pilotes.

El uso de la metodología de las curvas P-y con inclusión dinámica, no subestima los resultados al compararlos con el método de los elementos finitos en 3D, por tal razón puede ser una buena opción en el caso de que no se disponga, con softwares tan sofisticados como el MIDAS GTS-NX.

De los resultados de los límites superior e inferior, obtenidos en este análisis para cada una de las variables contempladas como: deflexiones, fuerzas cortantes y momentos flectores, se pone en evidencia la influencia del número de pilotes y la distribución geométrica de cada grupo con respecto a la dirección del sismo, encontrando los mayores valores en el grupo de 2x2, seguido por el grupo de 3x3 y finalmente para el grupo de 4x2.

De la comparación del diseño de cimentación, se observa una reducción en la profundidad de la cuantía de hierro para el sistema de fundación de 3x2 de aproximadamente del 5.00%, donde se cumplen los lineamientos establecidos por la normatividad colombiana NSR-10, cabe resaltar que los resultados obtenidos en esta investigación, no remplazan el diseño específico para las condiciones de cada lugar, dado que este estudio solo representa una guía base para mejorar los diseños de estos sistemas de fundación, para los casos donde no se tenga un análisis sísmico con el fin de optimizar los diseños de los pilotes de un grupo.

Del análisis de variación de deflexiones, momentos y cortantes en pilotes de un mismo grupo para el sismo de Kobe Okayama, se encontró que, para el grupo de 2x2 todos los pilotes son de borde y por tal razón las deflexiones, momentos y cortantes son iguales en todos los elementos, mientras que para el grupo de 4x2 se evidencia que en los pilotes de borde se presentan menores deflexiones, pero mayores momentos y cortantes, entretanto para pilotes de centro se producen mayores deflexiones pero menores valores de momentos y cortantes, finalmente para el grupo de 3x3 ocurre lo mismo con los pilotes de borde y de centro, a excepción del pilote central el cual obtiene las mayores deflexiones y menores momentos y cortantes. Concluyendo que para pilotes centrales las deflexiones aumentan dada las condiciones de bulbos de esfuerzos y de la inercia del grupo, mientras que para pilotes de borde los valores de momento y cortante aumentan por estar en condiciones de frontera con el suelo.

En este estudio, solo se tuvo en cuenta la separación y la configuración geométrica de diferentes grupos de pilotes, pero también sería interesante evaluar la incidencia de la sobrecarga para un mismo grupo y poder evaluar su comportamiento.

En este análisis solo se tuvo en cuenta las configuraciones de 2x2, 4x2 y 3x3, donde no se evidencio la influencia del número de pilotes para 4x2 y 3x3, dado que la diferencia es de un pilote, por lo cual sería interesante hacer este análisis para otras configuraciones de pilotes. También sería bueno encontrar la separación óptima entre pilotes, donde las variables contempladas se vuelven constantes.

## 9 RECOMENDACIONES

Para los análisis de fundaciones profundas ante sismos, se recomienda utilizar el método de elementos finitos en 3D, dado que la simulación del comportamiento de este tipo de problemas geotécnicos en 2D, no representa de manera adecuada el comportamiento de las reacciones de los pilotes especialmente en lo que refiere a la variable de los momentos flectores.

Para condiciones de diseño de pilotes en grupo, se recomienda utilizar relaciones de separaciones entre pilotes (S/D) iguales o superiores a 5D, debido a que el valor del momento flector en este punto de separación disminuye y en lo que refiere al diseño estructural de los pilotes, se presentaría una reducción de costos en el diseño de la cuantía de hierro tanto a flexión como a cortante de los sistemas de fundación.

En el análisis de pilotes en grupo ante sismos para el depósito lacustre de la ciudad de Bogotá, se recomienda el uso de los elementos finitos, dado que representan el comportamiento del suelo mediante modelos constitutivos, que para el caso de los materiales encontrados en el sitio del depósito Lacustre, el cual estaba conformado por intercalaciones de arcillas y limos de alta plasticidad y baja resistencia, se usó el modelo constitutivo Cam Clay, el cual es ideal para simular el comportamiento de estos tipos de suelos, donde la principal ventaja es que los parámetros de este modelo constitutivo se pueden encontrar fácilmente con una buena exploración.

El método de las curvas P-y con inclusión dinámica, representan de forma adecuada el comportamiento de los pilotes en grupo al ser sometidos a un sismo, pero es importante resaltar que la mejor opción para representar este tipo de problemas es mediante el análisis de elementos finitos en 3D, donde se puede tener en cuenta el comportamiento del suelo con modelos constitutivos y la interacción entre el suelo y el pilote.

Para el uso de señales sísmicas para la ciudad de Bogotá, se recomienda escalarlas según recomendaciones de la MCZSB (2010), donde se indica que se debe hacer la sumatoria del promedio de las señales de la fuente, más la desviación estándar, dando para el caso de fuente cercana un valor de 0.16g, para fuente intermedia un valor de 0.10 g y para fuente lejana de 0.038g.

## 10 REFERENCIAS

- [1] RAJAPAKSE, Ruwan. Pile Design and Construction Rules of Thumb. 1st ed. Butterworth-Heinemann, 2008. p 317 - 326. ISBN: 978-0-12-804202-1
- [2] SAINEA VARGAS, Carlos Javier. Análisis de grupos de pilotes sometidos a cargas de sismo. En: Revista Facultad de Ingeniería Vol 20. Colombia. (Dic.,2011); p. 13.
- [3] HERNANDEZ CARILLO, Rodrigo. Análisis de Pilotes Cargados Lateralmente, Mediante Interacción Suelo Estructura, Empleando una Teoría Simplificada de Empujes. Bogotá, 2011, p. 34. Trabajo de Grado para optar por el título de Magister en Ingeniería Geotécnica. Universidad Nacional de Colombia. Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola.
- [4] WATERMAN, Denis y ALVARES, Alfonso. Análisis Numérico y la importancia de los modelos constitutivos. En: XVII Reunion nacional de profesores de mecanica de suelos e ingenieria geotecnic. Cancun, Quintana Roo, 2012. P 1-10.
- [5] CAMACHO, J. REYES, O. y BUENO, P, "Utilización del modelo Cam Clay Modificado en suelo cohesivos de la Sabana de Bogotá," *Univ. Mil. Nueva Granada*, no. November, 2004.
- [6] MIDAS GTS-NX [En línea], [http://manual.midasuser.com/en\\_common/GTS%20NX/150/GTX.htm](http://manual.midasuser.com/en_common/GTS%20NX/150/GTX.htm) [citado el 20 de Junio de 2018].
- [7] DAS, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. 4ta ed. México: Thomson Editores, S.A. de C.V, 2001. p 628-629. ISBN 970-686-035-5.
- [8] CAI, Y.X; GOULD, P.L; DESAI,C.S Nonlinear analysis of 3D seismic interaction of soil–pile–structure systems and application. En: Engineering Structures Vol 22. USA. (Agos.,1998); p.191-199.
- [9] ZHANG, H.H; SMALL, J.C. Analysis of capped pile groups subjected to horizontal and vertical loads. En: Computers and Geotechnics Vol 26. Australia. (Sep.,1999); p. 1-21.
- [10] SAINEA VARGAS, Carlos Javier. Grupos de Pilotes sometidos a cargas de sismo. En: ResearchGate. Colombia. (Jun.,2012); p. 1-15.
- [11] TURELLO, Diego; PINTO, Federico; SANCHEZ, Pablo. Modelación de la Interacción Suelo-Pilote en Pilotes cargados lateralmente mediante elementos de

Viga Embebidos en Sólidos. En: Mecánica Computacional Vol XXXIII. San Carlos de Bariloche.(Sep.,2014). p.879 - 894.

[12] CHATTERJEE, K., CHOUDHURY, D., POULOS. H., Seismic analysis of laterally loaded pile under influence of vertical loading using finite element method, In: Computers and Geotechnics, vol. 67, pp. 172–186, 2015.

[13] C. LUO, X. YANG, C. ZHAN, X. JIN, AND Z. DING, Nonlinear 3D finite element analysis of soil-pile-structure interaction system subjected to horizontal earthquake excitation, In: Soil Dyn. Earthq. Eng., vol. 84, pp. 145–156, 2016.

[14] LI, S. ESCOFFIER, AND P. KOTRONIS, Centrifuge modeling of batter pile foundations under earthquake excitation, In: Soil Dyn. Earthq. Eng., vol. 88, pp. 176–190, 201

[15] L. SU, J. LU, A. ELGAMAL, AND A. K. ARULMOLI, Seismic performance of a pile-supported wharf: Three-dimensional finite element simulation, In: Soil Dyn. Earthq. Eng., vol. 95, no. March 2016, pp. 167–179, 2017.

[16] FONDO DE PREVENCIÓN Y ATENCIÓN DE EMERGENCIA, (2010). Estudio de zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sismo resistente de edificaciones, Colombia, Informe final, Vol 1., Santafé de Bogotá. FOPAE, 2010. p 148.

[17] GOOGLE EARTH [En línea], <https://www.google.com/intl/es/earth/> [citado el 12 de Junio de 2017].

[18] DECRETO N° 523 (2010). Por el cual se adopta la Microzonificación Sísmica de Bogotá, Santafé de Bogotá. ALCALDÍA MAYOR DE BOGOTA, 2010. pg. 6.

[19] SOCIEDAD COLOMBIANA DE GEOTECNIA SCG. [En línea], <http://www.scg.org.co/wp-content/uploads/DECRETO-523-DE-2010MICROZONIFICACION-BOGOTA.pdf> [citado el 27 de Septiembre de 2016].

[20] IDU, Instituto de Desarrollo Urbano IDU, Información Geotécnica PLBM Tramo IV [En línea], disponible en <https://webidu.idu.gov.co/jspui/handle/123456789/2432>. [Citado el 20 de enero de 2017].

[21] CAMPAÑA Z, José. Ensayo de Penetración estándar (SPT): Pasado, presente y futuro?. [En línea], disponible en <https://es.scribd.com/doc/114839384/Ensayo-de-Penetracion-Estandar-SPT-Pasado-Presente-y-Futu> [Citado el 12 de marzo de 2017].

[22] NIETO LEAL, Andres; CAMACHO TAUTA, Javier Fernando; RUIZ BLANCO, Edwin Fernando. Determinación de parámetros para los modelos elastoplásticos

Mohr Coulomb y Hardening Soil en suelos arcillosos. En: Revista Ingenierías Universidad de Medellín, Vol. 8. Colombia. (Dic.,2009). p.85.

[23] PERÉZ-SANTISTEBAN, I; MUÑOZ MARTÍN, A; CARBÓ GOROSABEL, A; RUIZ FONTICIELLA, J.M. Correlaciones empíricas entre la velocidad de propagación de las ondas S(Vs) y otros parámetros geotécnicos para los suelos de Madrid. En: 7ª Asamblea Hispano-Portuguesa de geodesia y geofísica. Donostia San Sebastián. (2012). p.642-646.

[24] VARDANEGA, P.J; BOLTON, M.J. Strength mobilization in clays and silts. En: Published by NRC Research Press, Vol. 48. Cambridge (2011). p.1486.

[25] GONZALES, ALVARO, J. Estimativos de parámetros efectivos de Resistencia con el SPT. En: X Jornadas Geotecnicas De La Ingenieria Colombiana. Colombia (1999).

[26] ROBERTSON P.K. and CABAL K.L. Guide to Cone Penetration Testing For Geotechnical Engineering. 6th ed. California: Gregg Drilling & Testing, Inc. 2014, p.52.

[27] MAYNE, P.W. Synthesis 368 on Cone Penetration Test. National Cooperative Highway Research Program (NCHRP). Washington D.C: Transportation Research Board, National Academies Press, 2007, p.39.

[28] DAS, Braja M. Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. 7ta ed. México: Cengage Learning, 2011. p 37-. ISBN 978-0-495-66812-1.

[29] CAMACHO TAUTA, Javier; REYES ORTIZ, Óscar; BUENO PUMAREJO, Paula. Utilización Del Modelo Cam-Clay Modificado En Suelos Cohesivos De La Sabana De Bogotá. En: Ciencia e Ingeniería Neogranadina Vol 14. Colombia. (Nov.,2004); p.5.

[30] FOTI, S. Combined use of geophysical methods in site characterization. En: Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4 – Coutinho & Mayne (eds). London. (2013); ISBN 978-0-415-62136-6. P. 44.

[31] COEFICIENTE DE EMPUJE EN REPOSO [En línea], <http://enriquemontalar.com/el-coeficiente-de-empuje-al-reposo-ko/> [citado el 18 de Junio de 2017].

[32] NSR- 10, (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, Colombia, Título B, Colombia. 2010.

[33] MARTINEZ P, Alejandro; ALVARADO F, Carlos; RUBIANO V, Diana. Selección de señales de diseño consistentes con el escenario regional de amenaza sísmica:

casos aplicados en Colombia. Bogotá, Instituto de Investigación e Información Geocientífica, Minero-Ambiental y Nuclear, INGEOMINAS.

[34] MIDAS GTS NX, (2017). Manual de MIDAS GTS NX [En línea]. Recuperado de: [http://manual.midasuser.com/en\\_common/GTS%20NX/150/GTX.htm](http://manual.midasuser.com/en_common/GTS%20NX/150/GTX.htm).

[35] MOSHER, Reed L.; DAWKINS, William P. “Theoretical Manual for Pile Foundations”. Washington: U.S. Army Corps of Engineers, 2000. p 40-42.