



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

MAESTRÍA EN INGENIERÍA EN
EL ÁREA DE ESTRUCTURAS

**“ANÁLISIS DE LOS EFECTOS DE ISE EN CIMENTACIONES
PROFUNDAS BAJO EXCITACIÓN SÍSMICA: ÉNFASIS
EN CIMENTACIONES DE PUENTES”**

TESIS

PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE ESTRUCTURAS

PRESENTA
JOSÉ LUIS FABIÁN LÓPEZ

ASESORA
DRA. BERTHA ALEJANDRA OLMOS NAVARRETE

MORELIA, MICHOACÁN, AGOSTO 2020



A MI PAPÁ, A MI MAMÁ,
A MIS HERMANAS

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por permitirme haber llegado hasta este momento.

A la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, al Posgrado de Estructuras y a la Facultad de Ingeniería Civil.

A la Dra. Bertha Alejandra Olmos Navarrete, por darme la oportunidad de desarrollar esta investigación, por compartir sus conocimientos conmigo, por su apoyo, paciencia y confianza.

Al Dr. José Manuel Jara Guerrero por su apoyo y confianza.

A mi familia, a mis padres y a mis hermanas, por todo el apoyo que han dado, por su motivación, comprensión, paciencia, por su amor y cariño.

A Claudia Mabel, por comenzar y terminar conmigo esta aventura, por su paciencia y amor, por ser la mejor compañera de tesis, por apoyarme siempre en todos los aspectos. Te agradezco por tanta ayuda, por tus consejos, enseñanzas. Sigue y seguirás siendo mi inspiración y mi motivación.

A mis profesores, amigos y compañeros de clases, a Israel y Octavio, amigos de toda la vida.

ÍNDICE

ÍNDICE DE TABLAS	4
ÍNDICE DE FIGURAS	6
RESUMEN	13
ABSTRACT	14
OBJETIVO	15
INTRODUCCIÓN	16
Factores importantes en la consideración de ISE	16
Sismicidad en México	19
Cimentación	22
Suelo	24
CAPITULO 1. MODELOS SIMPLIFICADOS DE DISEÑO	
1.1 Interacción cinemática	30
1.2 Interacción inercial	30
1.3 Tipos de análisis de ISE	32
1.3.1 Análisis directo	32
1.3.2 Análisis de subestructura (varios pasos)	33
1.4 Propuestas de modelos simplificados	35
CAPITULO 2. MODELO NUMÉRICO PARA ANÁLISIS DINÁMICOS	
2.1 Modelo matemático	50
2.2 Acelerogramas	50
CAPITULO 3. ANÁLISIS PARÁMETRICOS DE ESTUDIO	
3.1 Parámetros	56
3.1.1 Módulo de elasticidad del suelo	56
3.1.2 Relación de Poisson del suelo	57
3.1.3 Densidad específica	57
3.1.4 Módulo de elasticidad del concreto	57
3.1.5 Velocidad de onda de corte	58
3.1.6 Momento de inercia la sección transversal	58
3.2 Caso de estudio	59
CAPITULO 4. EVALUACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	
4.1 Influencia de los parámetros	63
4.1.1 Influencia del diámetro de la pila (d)	63
4.1.2 Influencia de la velocidad de ondas de corte (V_s)	65
4.1.3 Influencia de densidad el suelo (ρ)	69

4.1.4 Influencia del espesor del estrato (h)	69
4.1.5 Influencia de la altura de la superestructura (H)	77
4.2 Análisis de resultados	80
4.2.1 Influencia del diámetro de la pila (d)	80
4.2.2 Influencia de la velocidad de ondas de corte (V_s)	80
4.2.3 Influencia de densidad el suelo (ρ)	81
4.2.4 Influencia del espesor del estrato (h)	81
4.2.5 Influencia de la altura de la superestructura (H)	82
CAPITULO 5. PROPUESTA PARA EVALUAR LOS MOMENTOS FLEXIONANTES CINEMÁTICOS MÁXIMOS EN LA CABEZA DE LAS PILAS DE CIMENTACIÓN	
5.1 Formulas funcionales consideradas para estimar el momento en la interfaz de los estratos.	84
5.2 Formulas funcionales consideradas para estimar el momento en la cabeza de la pila.	87
5.3 Análisis de regresión múltiple.	88
5.4 Propuestas de ecuaciones para estimar momentos en la interfaz de los estratos.	90
5.5 Propuestas de ecuaciones para estimar momentos en la cabeza de la pila de cimentación.	94
5.5.1 Considerando cabeza libre, H=5 para diferentes valores de espesor del estrato.	94
5.5.2 Considerando cabeza fija, H=5 para diferentes valores de espesor del estrato.	95
5.5.3 Considerando cabeza libre, H=10 para diferentes valores de espesor del estrato.	98
5.5.4 Considerando cabeza fija, H=10 para diferentes valores de espesor del estrato.	100
5.6 Selección de formas funcionales.	102
5.6.1 Propuestas para estimar los momentos en la interfaz de los estratos de la pila de cimentación.	102
5.6.2 Propuestas para estimar los momentos en la cabeza de la pila de cimentación	105
CONCLUSIONES	111
REFERENCIAS	114

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Número de epicentros registrados por el SSN	20
Tabla 2. Regionalización sísmica (Diseño por Sismo MDOC, CFE, 2015)	20
Tabla 3. Clasificación de las estructuras según su destino	25
Tabla 4. Exploración y caracterización del terreno en función de la estructura.	26
Tabla 5. Clasificación del terreno de cimentación (MDOC, 2015).	27
Tabla 6. Clasificación sísmica de suelos (IBC, 2006).	27
Tabla 7. Velocidad de onda de corte representativas del valle de México (Avilés et. al 2008).	28
Tabla 8. Propuestas del cálculo de momento en pilas de cimentación.	47
Tabla 9. Estaciones y eventos sísmicos utilizados.	53
Tabla 10. Valores comunes de relación de Poisson.	57
Tabla 11. Obtención del módulo de elasticidad para $\rho_1=2500 \text{ kg/m}^3$ para el caso 2.	60
Tabla 12. Valores de la velocidad de onda de corte.	60
Tabla 13. Valores de la densidad del suelo.	60
Tabla 14. Valores del radio de la pila.	60
Tabla 15. Espesor del estrato superior.	61
Tabla 16. Valores propuestos de los parámetros a considerar.	61
Tabla 17. Variación de parámetros utilizados para el desarrollo de los análisis paramétricos resumidos en las Figura 8-25 (diámetro de la pila).	64
Tabla 18. Datos de los parámetros de los resultados mostrados en las Figuras 26 a 41 (velocidad de onda de corte).	65
Tabla 19. Datos de los parámetros de los resultados mostrados en las Figuras 42 a 57 (densidad del suelo).	69
Tabla 20. Datos de los parámetros de los resultados mostrados en las Figuras 58 a 75 (espesor del estrato superior).	74

Tabla 21. Datos de los parámetros de los resultados mostrados en las Figuras 76-93 (altura de la superestructura).	77
Tabla 22. Resultados de las pruebas de bondad de ajuste y el coeficiente de determinación (R^2) de las propuestas de las ecuaciones 5-1, 5-3 y 5-4.	92
Tabla 23. Resultados de las pruebas de bondad de ajuste y el coeficiente de determinación (R^2) de la propuesta de la ecuación 5-8 (h=5m, cabeza libre).	96
Tabla 24. Resultados de las pruebas de bondad de ajuste y el coeficiente de determinación (R^2) de la propuesta de la ecuación 5-8 (h=5m, cabeza fija).	97
Tabla 25. Resultados de las pruebas de bondad de ajuste y el coeficiente de determinación (R^2) de la propuesta -ecuación 5-8 (h=10m, cabeza libre).	99
Tabla 26. Resultados de las pruebas de bondad de ajuste y el coeficiente de determinación (R^2) de la propuesta de la ecuación 5-8 (h=10m, cabeza fija).	101

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Sismicidad 2019 (Imagen de SSN).	19
Figura 2. Regionalización sísmica de la República Mexicana (imagen tomada del MDOC, CFE 2015).	20
Figura 3. Sistema de un grado de libertad con base rígida (izquierda) y base flexible (derecha) (kramer, 1996).	31
Figura 4. Método directo de análisis de interacción suelo-estructura.	33
Figura 5. Localización de los epicentros (Tomada de E. Hernández, 2019).	51
Figura 6. Distancia (epicentral) a la línea de contacto considerada; círculos blancos representan sismos de magnitud mayor a 6 (Tomada de E. Hernández, 2019).	52
Figura 7. Propiedades y configuración de los estratos.	59
Figura 8. MMIE considerando cabeza libre ($V_s=100$ m/s, $\rho_1=1500\text{kg/m}^3$).	67
Figura 9. MMIE considerando cabeza libre ($V_s=100$ m/s, $\rho_1=1700\text{kg/m}^3$).	67
Figura 10. MMIE considerando cabeza libre ($V_s=100$ m/s, $\rho_1=2000\text{kg/m}^3$).	67
Figura 11. MMIE considerando cabeza libre ($V_s=200$ m/s, $\rho_1=1500\text{kg/m}^3$).	67
Figura 12. MMIE considerando cabeza libre ($V_s=200$ m/s, $\rho_1=1700\text{kg/m}^3$).	67
Figura 13. MMIE considerando cabeza libre ($V_s=200$ m/s, $\rho_1=2000\text{kg/m}^3$).	67
Figura 14. MMIE considerando cabeza libre ($V_s=400$ m/s, $\rho_1=1500\text{kg/m}^3$).	67
Figura 15. MMIE considerando cabeza libre ($V_s=400$ m/s, $\rho_1=1700\text{kg/m}^3$).	67
Figura 16. MMIE considerando cabeza libre ($V_s=400$ m/s, $\rho_1=2000\text{kg/m}^3$).	67
Figura 17. MMIE considerando cabeza fija ($V_s=100$ m/s, $\rho_1=1500\text{kg/m}^3$).	68
Figura 18. MMIE considerando cabeza fija ($V_s=100$ m/s, $\rho_1=1700\text{kg/m}^3$).	68
Figura 19. MMIE considerando cabeza fija ($V_s=100$ m/s, $\rho_1=2000\text{kg/m}^3$).	68
Figura 20. MMIE considerando cabeza fija ($V_s=200$ m/s, $\rho_1=1500\text{kg/m}^3$).	68
Figura 21. MMIE considerando cabeza fija ($V_s=200$ m/s, $\rho_1=1700\text{kg/m}^3$).	68
Figura 22. MMIE considerando cabeza fija ($V_s=200$ m/s, $\rho_1=2000\text{kg/m}^3$).	68

Figura 23. MMIE considerando cabeza fija ($V_s=400$ m/s, $\rho_1=1500\text{kg/m}^3$)	68
Figura 24. MMIE considerando cabeza fija ($V_s=400$ m/s, $\rho_1=1700\text{kg/m}^3$)	68
Figura 25. MMIE considerando cabeza fija ($V_s=400$ m/s, $\rho_1=2000\text{kg/m}^3$)	68
Figura 26. Relación de MMIE considerando cabeza libre (velocidad de onda de corte $h=6\text{m}$)	70
Figura 27. Relación de MMIE considerando cabeza fija (velocidad de onda de corte $h=6\text{m}$)	70
Figura 28. Relación de MMCP considerando cabeza libre (velocidad de onda de corte $h=6\text{m}$)	70
Figura 29. Relación de MMCP considerando cabeza fija (velocidad de onda de corte $h=6\text{m}$)	70
Figura 30. Relación de MMIE considerando cabeza libre (velocidad de onda de corte $h=12\text{m}$)	70
Figura 31. Relación de MMIE considerando cabeza fija (velocidad de onda de corte $h=12\text{m}$)	70
Figura 32. Relación de MMCP considerando cabeza libre (velocidad de onda de corte $h=12\text{m}$)	70
Figura 33. Relación de MMCP considerando cabeza fija (velocidad de onda de corte $h=12\text{m}$)	70
Figura 34. Relación de MMIE considerando cabeza libre (velocidad de onda de corte $h=18\text{m}$)	71
Figura 35. Relación de MMIE considerando cabeza fija (velocidad de onda de corte $h=18\text{m}$)	71
Figura 36. Relación de MMCP considerando cabeza libre (velocidad de onda de corte $h=18\text{m}$)	71
Figura 37. Relación de MMCP considerando cabeza fija (velocidad de onda de corte $h=18\text{m}$)	71
Figura 38. Relación de MMCP considerando cabeza libre (velocidad de onda de corte $h=30\text{m}$)	71
Figura 39. Relación de MMCP considerando cabeza fija (velocidad de onda de corte $h=30\text{m}$)	71

Figura 40. Relación de MMCP considerando cabeza libre (velocidad de onda de corte $h=42\text{m}$)	71
Figura 41..Relación de MMCP considerando cabeza fija (velocidad de onda de corte $h=42\text{m}$)	71
Figura 42. Relación de MMIE considerando cabeza libre (densidad, $h=6\text{m}$)	72
Figura 43. Relación de MMIE considerando cabeza fija (densidad, $h=6\text{m}$)	72
Figura 44. Relación de MMCP considerando cabeza libre (densidad, $h=6\text{m}$)	72
Figura 45. Relación de MMCP considerando cabeza fija (densidad, $h=6\text{m}$)	72
Figura 46. Relación de MMIE considerando cabeza libre (densidad, $h=12\text{m}$)	72
Figura 47. Relación de MMIE considerando cabeza fija (densidad, $h=12\text{m}$)	72
Figura 48. Relación de MMCP considerando cabeza libre (densidad, $h=12\text{m}$)	72
Figura 49. Relación de MMCP considerando cabeza fija (densidad, $h=12\text{m}$)	72
Figura 50. Relación de MMIE considerando cabeza libre (densidad, $h=18\text{m}$)	73
Figura 51. Relación de MMIE considerando cabeza fija (densidad, $h=18\text{m}$)	73
Figura 52. Relación de MMCP considerando cabeza libre (densidad, $h=18\text{m}$)	73
Figura 53. Relación de MMCP considerando cabeza fija (densidad, $h=18\text{m}$)	73
Figura 54. Relación de MMCP considerando cabeza libre (densidad, $h=30\text{m}$)	73
Figura 55. Relación de MMCP considerando cabeza fija (densidad, $h=30\text{m}$)	73
Figura 56. Relación de MMCP considerando cabeza libre (densidad, $h=42\text{m}$)	73
Figura 57. Relación de MMCP considerando cabeza fija (densidad, $h=42\text{m}$)	73
Figura 58. Relación de MMIE considerando cabeza libre (espesor del estrato superior, $V_1=100\text{m}$ y $\rho_1=1500\text{kg/m}^3$)	75
Figura 59. Relación de MMIE considerando cabeza libre (espesor del estrato superior, $V_1=100\text{m}$ y $\rho_1=1700\text{kg/m}^3$)	75
Figura 60. Relación de MMIE considerando cabeza libre (espesor del estrato superior, $V_1=100\text{m}$ y $\rho_1=2000\text{kg/m}^3$)	75
Figura 61. Relación de MMIE considerando cabeza libre (espesor del estrato superior, $V_1=200\text{m}$ y $\rho_1=1500\text{kg/m}^3$)	75

Figura 62. Relación de MMIE considerando cabeza libre (espesor del estrato superior, $V_1=200m$ y $\rho_1=1700kg/m^3$)	75
Figura 63. Relación de MMIE considerando cabeza libre (espesor del estrato superior, $V_1=200m$ y $\rho_1=2000kg/m^3$)	75
Figura 64. Relación de MMIE considerando cabeza libre (espesor del estrato superior, $V_1=400m$ y $\rho_1=1500kg/m^3$)	75
Figura 65. Relación de MMIE considerando cabeza libre (espesor del estrato superior, $V_1=400m$ y $\rho_1=1700kg/m^3$)	75
Figura 66. Relación de MMIE considerando cabeza libre (espesor del estrato superior, $V_1=400m$ y $\rho_1=2000kg/m^3$)	75
Figura 67. Relación de MMCP considerando cabeza libre (espesor del estrato superior, $V_1=100m$ y $\rho_1=1500kg/m^3$)	76
Figura 68. Relación de MMCP considerando cabeza libre (espesor del estrato superior, $V_1=100m$ y $\rho_1=1700kg/m^3$)	76
Figura 69. Relación de MMCP considerando cabeza libre (espesor del estrato superior, $V_1=100m$ y $\rho_1=2000kg/m^3$)	76
Figura 70. Relación de MMCP considerando cabeza libre (espesor del estrato superior, $V_1=200m$ y $\rho_1=1500kg/m^3$)	76
Figura 71. Relación de MMCP considerando cabeza libre (espesor del estrato superior, $V_1=200m$ y $\rho_1=1700kg/m^3$)	76
Figura 72. Relación de MMCP considerando cabeza libre (espesor del estrato superior, $V_1=200m$ y $\rho_1=2000kg/m^3$)	76
Figura 73. Relación de MMCP considerando cabeza libre (espesor del estrato superior, $V_1=400m$ y $\rho_1=1500kg/m^3$)	76
Figura 74. Relación de MMCP considerando cabeza libre (espesor del estrato superior, $V_1=400m$ y $\rho_1=1700kg/m^3$)	76
Figura 75. Relación de MMCP considerando cabeza libre (espesor del estrato superior, $V_1=400m$ y $\rho_1=2000kg/m^3$)	76
Figura 76. Relación de MMIE considerando cabeza libre (altura de la superestructura, $V_1=100m$ y $\rho_1=1500kg/m^3$)	78
Figura 77. Relación de MMIE considerando cabeza libre (altura de la superestructura, $V_1=100m$ y $\rho_1=1700kg/m^3$)	78

Figura 78. Relación de MMIE considerando cabeza libre (altura de la superestructura, $V_1=100\text{m}$ y $\rho_1=2000\text{kg/m}^3$)	78
Figura 79. Relación de MMIE considerando cabeza libre (altura de la superestructura, $V_1=200\text{m}$ y $\rho_1=1500\text{kg/m}^3$)	78
Figura 80. Relación de MMIE considerando cabeza libre (altura de la superestructura, $V_1=200\text{m}$ y $\rho_1=1700\text{kg/m}^3$)	78
Figura 81. Relación de MMIE considerando cabeza libre (altura de la superestructura, $V_1=200\text{m}$ y $\rho_1=2000\text{kg/m}^3$)	78
Figura 82. Relación de MMIE considerando cabeza libre (altura de la superestructura, $V_1=400\text{m}$ y $\rho_1=1500\text{kg/m}^3$)	78
Figura 83. Relación de MMIE considerando cabeza libre (altura de la superestructura, $V_1=400\text{m}$ y $\rho_1=1700\text{kg/m}^3$)	78
Figura 84. Relación de MMIE considerando cabeza libre (altura de la superestructura, $V_1=400\text{m}$ y $\rho_1=2000\text{kg/m}^3$)	78
Figura 85. Relación de MMCP considerando cabeza libre (altura de la superestructura, $V_1=100\text{m}$ y $\rho_1=1500\text{kg/m}^3$)	79
Figura 86. Relación de MMCP considerando cabeza libre (altura de la superestructura, $V_1=100\text{m}$ y $\rho_1=1700\text{kg/m}^3$)	79
Figura 87. Relación de MMCP considerando cabeza libre (altura de la superestructura, $V_1=100\text{m}$ y $\rho_1=2000\text{kg/m}^3$)	79
Figura 88. Relación de MMCP considerando cabeza libre (altura de la superestructura, $V_1=200\text{m}$ y $\rho_1=1500\text{kg/m}^3$)	79
Figura 89. Relación de MMCP considerando cabeza libre (altura de la superestructura, $V_1=200\text{m}$ y $\rho_1=1700\text{kg/m}^3$)	79
Figura 90. Relación de MMCP considerando cabeza libre (altura de la superestructura, $V_1=200\text{m}$ y $\rho_1=2000\text{kg/m}^3$)	79
Figura 91. Relación de MMCP considerando cabeza libre (altura de la superestructura, $V_1=400\text{m}$ y $\rho_1=1500\text{kg/m}^3$)	79
Figura 92. Relación de MMCP considerando cabeza libre (altura de la superestructura, $V_1=400\text{m}$ y $\rho_1=1700\text{kg/m}^3$)	79
Figura 93. Relación de MMCP considerando cabeza libre (altura de la superestructura, $V_1=400\text{m}$ y $\rho_1=2000\text{kg/m}^3$)	79

Figura 94. Grafica de los residuales contra $\left(\frac{L}{d}\right)^{0.2977}$ de la ecuación 5-14.	102
Figura 95. Grafica de los residuales contra $\left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.0236}$ de la ecuación 5-14.	103
Figura 96. Grafica de los residuales contra $\left(\frac{V_1}{V_2}\right)^{-1.1213}$ de la ecuación 5-14.	103
Figura 97. Grafica de los residuales contra $\left(\frac{H_1}{L}\right)^{0.0278}$ de la ecuación 5-14	104
Figura 98. Grafica de los residuales contra $\left(\frac{PGA}{g}\right)^{1.2075}$ de la ecuación 5-14	104
Figura 99. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{PGA}{g}\right)^{1.3219}$ de la ecuación 5-17	107
Figura 100. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{PGA}{g}\right)^{1.5687}$ de la ecuación 5-18	107
Figura 101. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{V_{s2}}{V_{s1}}\right)^{-1.2190}$ de la ecuación 5-17	107
Figura 102. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{V_{s2}}{V_{s1}}\right)^{-3.0185}$ de la ecuación 5-18	107
Figura 103. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.5852}$ de la ecuación 5-17.	107
Figura 104. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.8982}$ de la ecuación 5-18.	107
Figura 105. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{I_p}{d^4}\right)^{-0.2619}$ de la ecuación 5-17.	107
Figura 106. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{I_p}{d^4}\right)^{-0.6122}$ de la ecuación 5-18.	107
Figura 107. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{PGA}{g}\right)^{1.3117}$ de la ecuación 5-19.	108
Figura 108. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{V_{s2}}{V_{s1}}\right)^{-1.8436}$ de la ecuación 5-19	108
Figura 109. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.2902}$ de la ecuación 5-19.	108
Figura 110. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{I_p}{d^4}\right)^{-0.5067}$ de la ecuación 5-19.	108
Figura 111. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{PGA}{g}\right)^{1.3379}$ de la ecuación 5-20	109

Figura 112. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{PGA}{g}\right)^{1.3547}$ de la ecuación 5-21	109
Figura 113. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{Vs2}{Vs1}\right)^{-3.9538}$ de la ecuación 5-20	109
Figura 114. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{Vs2}{Vs1}\right)^{-3.4615}$ de la ecuación 5-21	109
Figura 115. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{Ep}{E1}\right)^{1.6570}$ de la ecuación 5-20.	109
Figura 116. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{Ep}{E1}\right)^{1.1945}$ de la ecuación 5-21.	109
Figura 117. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{Ip}{d^4}\right)^{-0.4863}$ de la ecuación 5-20.	109
Figura 118. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{Ip}{d^4}\right)^{-0.5695}$ de la ecuación 5-21.	109
Figura 119. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{PGA}{g}\right)^{0.7191}$ de la ecuación 5-22	110
Figura 120. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{Vs2}{Vs1}\right)^{-4.0871}$ de la ecuación 5-22.	110
Figura 121. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{Ep}{E1}\right)^{1.0746}$ de la ecuación 5-22	110
Figura 122. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{Ip}{d^4}\right)^{-0.5684}$ de la ecuación 5-22.	110

RESUMEN

Es un hecho de que México tendrá actividad sísmica continua debido a su ubicación geográfica, enfatizando más el hecho de que la Costa del Pacífico del territorio mexicano forma parte del cinturón de fuego debido a la subducción de la placa de Cocos a la placa Norteamericana. Por lo que las estructuras de los estados costeros hacia el Océano Pacífico son vulnerables a tal fenómeno, por lo que se ven obligados a diseñarse considerando acciones sísmicas. Una de ellas son los puentes vehiculares que por lo general son estructuras esbeltas, resultando necesario desarrollar análisis completos de todos sus elementos; uno de ellos es la cimentación que es su medio de soporte. Debido a las propiedades mecánicas del medio de soporte, en el caso de los puentes, generalmente se requiere una cimentación profunda, lo cual es aún más necesario si los estratos del suelo sobre la cual se desplanta tienen poca rigidez y resistencia (suelo blando), por lo que se requiere de análisis de interacción suelo estructura para conocer las demandas a las que pudiesen estar sometidas las pilas de cimentación a lo largo de su longitud. Para evaluar estas demandas existen diferentes tipos de análisis que conducen a resultados exactos o aproximados, los primeros pueden demandar grandes esfuerzos computacionales y mucho tiempo. Haciendo un análisis en el dominio de frecuencia, se realizó un análisis paramétrico donde se describen todos los parámetros que influyen en la respuesta de la demanda sísmica y se definen los intervalos de aplicabilidad esperados para cada parámetro, obteniendo para el caso de estudio un análisis completo. De acuerdo con esto, el objetivo de la presente investigación es determinar las demandas sísmicas que se esperan en puentes localizados en la Costa del Pacífico considerando los efectos interacción suelo estructura, para ello se realizan análisis paramétricos en el dominio de la frecuencia que permiten estimar las demandas de momento flexionante entre dos estratos de suelo y en la cabeza del pilote de cimentación, con base en los resultados obtenidos se conducen análisis de regresión no lineal múltiple para proponer ecuaciones para estimar estas demandas.

Palabras clave: Interacción suelo estructura, cimentaciones profundas, una pila de cimentación, demanda sísmica en pilotes de cimentación, modelos simplificados para estimación de momentos en pilotes.

ABSTRACT

It is a fact that Mexico will have continuous seismic activity due to its geographic location, emphasizing more the fact that the Pacific Coast of the Mexican territory is part of the fire belt due to the subduction of the Cocos plate to the North American plate. Therefore, the structures of the coastal states towards the Pacific Ocean are vulnerable to this phenomenon, for which they are forced to be designed considering seismic actions. One of them are vehicular bridges, which are generally slender, making it necessary to develop complete analyzes of all their elements; the foundation, that is its means of support. Due to the mechanical properties of the support medium, in the case of bridges usually a deep foundation is required, which is even more necessary if the strata of the soil on which it stands are not stiff (soft soil), therefore soil-structure interaction analysis is required to know the demands to which the foundation piles may be subjected along their length. To evaluate these demands there are different types of analysis that lead to exact or approximate results, the former can require great computational efforts and a lot of time. Performing an analysis in the frequency domain, a parametric analysis was carried out where all the parameters that influence the response of the seismic demand and the intervals of applicability are defined for each parameter, obtaining a complete analysis for the case of study. In accordance with this, the objective of the present investigation is to determine the seismic demands that are expected in bridges located on the Pacific Coast considering the soil-structure interaction effects, for this, parametric analyzes are carried out in the frequency domain that allow estimating the Bending moment demands between two soil strata and at the head of the foundation pile, based on the results obtained, multiple non-linear regression analyzes are conducted to propose equations to estimate these demands.

Keywords: Soil structure interaction, Deep foundations, a foundation pile, seismic demand in foundation piles, simplified models for estimating moments in piles.

OBJETIVO

Evaluar los momentos flexionantes a que se ven sometidas las pilas de cimentación, particular énfasis en cimentaciones profundas de puentes, causadas por efectos cinemáticos ante la ocurrencia de terremotos mediante dos metodologías: modelos simplificados de diseño y utilizando un método riguroso de análisis en el dominio de la frecuencia utilizando acelerogramas reales desarrollando una propuesta para estimar los momentos flexionantes máximos a los que están sometidas las pilas de cimentación.

INTRODUCCIÓN

Un análisis sísmico de interacción suelo-estructura (ISE) evalúa la respuesta colectiva de la estructura, la cimentación y los medios geológicos subyacentes y que rodean a la cimentación, a un movimiento específico de tierra de campo libre. El término campo libre se refiere a los movimientos que no se ven afectados por las vibraciones estructurales o la dispersión de las ondas en y alrededor de la cimentación. Los efectos de interacción suelo-estructura están ausentes para la condición teórica de una cimentación rígida apoyada en suelo rígido. En consecuencia, la interacción suelo-estructura explica la diferencia entre la respuesta real de la estructura y la respuesta de la condición básica teórica y rígida.

Los efectos de ISE se clasifican como efectos de interacción inercial, efectos de interacción cinemática. Los términos de interacción cinemática e inercial fueron introducidos en 1975 por Robert Whitman (Kausel, 2010). Visualizados en este contexto, tres efectos de ISE pueden afectar significativamente la respuesta de las estructuras:

1. Rigidez y amortiguamiento de la cimentación.

La inercia desarrollada en una estructura en vibración da lugar a fuerza cortante en la base, momento flexionante y torsión. Estas fuerzas generan desplazamientos y rotaciones en la interfaz suelo-cimiento. Estos desplazamientos y rotaciones solo son posibles debido a la flexibilidad en el sistema suelo-cimentación, que contribuye significativamente a la flexibilidad estructural general (incremento del período de la estructura). Además, estos desplazamientos dan lugar a la disipación de energía a través de la amortiguación por radiación (amortiguamiento asociado con la propagación de ondas sísmicas en el suelo lejos de la base, que actúa como la fuente de la onda) y el amortiguamiento histérico del suelo, lo que puede afectar significativamente la amortiguación general del sistema. Dado que estos efectos están arraigados en la inercia estructural, se denominan efectos de interacción inercial.

2. Variación entre los movimientos de entrada de cimentación y los movimientos de terreno de campo libre.

Los movimientos de entrada de la cimentación y los movimientos de campo libre pueden diferir debido a: (i) interacción cinemática, en la que los elementos de cimentación rígidos colocados en o debajo de la superficie del suelo hacen que los movimientos de la base se desvíen de los movimientos de campo libre debido a la dispersión de las ondas, y los efectos del empotramiento en ausencia de inercia estructural y de cimientos; y (ii) desplazamientos relativos y rotaciones entre la cimentación y el campo libre asociados con la estructura y la inercia de la cimentación.

3. Deformaciones de la cimentación.

Las deformaciones causadas por flexión, axial y cortante de los elementos estructurales de cimentación ocurren como resultado de las fuerzas y desplazamientos aplicados por la superestructura y el medio del suelo. Estos representan las demandas sísmicas para las cuales los componentes de la cimentación deberían diseñarse, y podrían ser significativos, especialmente para cimientos flexibles como balsas y pilotes.

Los métodos que se pueden utilizar para evaluar los efectos anteriores se pueden clasificar como enfoques (métodos) directos y de subestructura o de varios pasos. En un análisis directo, el suelo y la estructura se incluyen dentro del mismo modelo y se analizan como un sistema completo. En un enfoque de subestructura, el problema de ISE se divide en partes distintas que se combinan para formular la solución completa, en el capítulo siguiente se describirán estos dos métodos.

De acuerdo al Manual de Diseño y Obras Civiles de la CFE, se tomarán en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura cuando:

$$\frac{T_{e0}}{T_s} \cdot \frac{H_s}{H_{e0}} < 2.5 \quad (i)$$

Donde:

T_{e0} : Periodo fundamental de la estructura supuesta con base rígida

T_s : Periodo dominante del terreno equivalente

H_s : Espesor total del estrato de terreno equivalente

H_{e0} : Altura efectiva fundamental de la estructura supuesta con base rígida

Cuando se considera el efecto de interacción suelo-estructura se generarán efectos de interacción inercial que consisten en:

- Alargamiento del periodo
- Modificación del amortiguamiento
- Reducción de la ductilidad

La implementación de la ISE dentro de un entorno de diseño requiere una colaboración estrecha entre los ingenieros estructurales y geotécnicos. Es probable que ninguna disciplina sola tenga un conocimiento suficiente de las consideraciones estructurales, de

cimentación y de sitio necesarias para completar adecuadamente un análisis significativo considerando los efectos de ISE.

Como parte de la introducción se describirán los factores más importantes en la consideración de ISE en la presente investigación

SISMICIDAD EN MÉXICO

México se encuentra en una zona de alta sismicidad por la interacción, en su mayor parte en la Costa del Pacífico, de 5 placas tectónicas (Norteamérica, Rivera, Pacífico, Cocos y del Caribe) que forman parte del anillo o cinturón de fuego, especialmente la zona de subducción en la que la placa cocos subyace a la placa norteamericana, que es donde se han presentado los eventos sísmicos de mayor magnitud, como se puede observar en la Figura 1, la sismicidad registrada por el Servicio Sismológico Nacional (SSN) en el 2019.

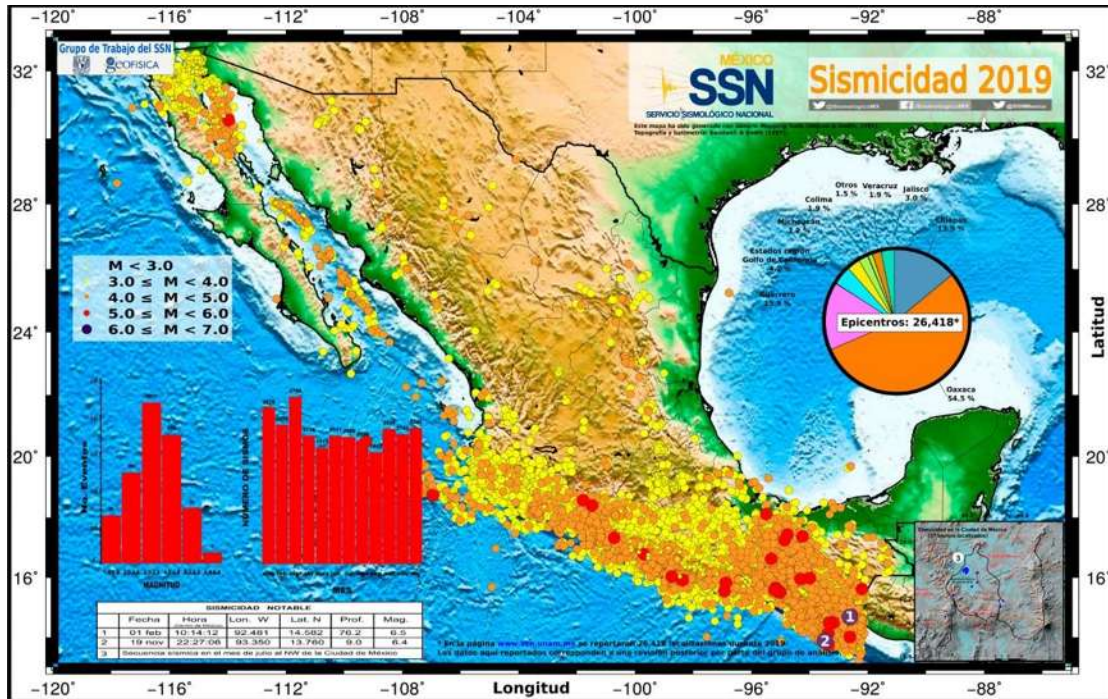


Figura 1. Sismicidad 2019 (Imagen de SSN).

En la Tabla 1, se muestra el número de sismos registrados por el SSN de magnitud mayor a 3, donde se puede observar un notable incremento del número de sismos registrados, por lo que podemos deducir fácilmente que la actividad sísmica va en aumento o que se ha incrementado el número de aparatos de medición. Como se acaba de mencionar, es importante hacer notar que en el territorio mexicano han incrementado el número de acelerómetros instalados debido a los eventos que se han presentado en los últimos años con lo que ahora se tiene un mayor número de registros acelerográficos. Cabe recordar que los sismos del 07 y 19 de septiembre del 2017, con magnitud (Mw) 8.2 en Chiapas y 7.1 en Puebla, respectivamente, siendo este último originado en la zona de flexión de la placa de cocos, han sido eventos causantes de daños importantes a estructuras existentes; lo cual, ha generado controversia por el hecho de que se cuenta con una normativa actualizada, y aún así se generaron daños y colapsos de casas, escuelas, oficinas y departamentos (independientemente de su importancia estructural), principalmente en la ciudad de México, esto es debido a la variabilidad del tipo de suelo en la cual está asentada la ciudad.

Tabla 1. Número de epicentros registrados por el SSN.

Año	Epicentros
2019	-----
2018	30350
2017	26413
2016	15460
2015	10946
2014	7607
2013	5361
2012	5243
2011	4272
2010	3462

De acuerdo a la norma vigente, Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE (MDOC 2015), las intensidades del peligro sísmico varían en el territorio mexicano en forma continua. Sin embargo, fue necesario establecer una regionalización sísmica (Figura 2). Ésta se propuso considerando cuatro zonas: dos de baja y dos de alta sismicidad. Para determinar la zona sísmica se proporciona un criterio simple basado en el valor de la aceleración máxima esperada en roca (Tabla 2).

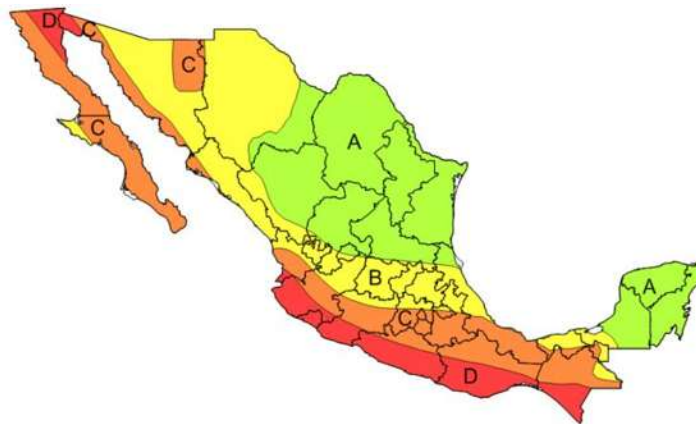


Figura 2. Regionalización sísmica de la República Mexicana (imagen tomada del MDOC, CFE 2015).

Tabla 2. Regionalización sísmica (Diseño por Sismo MDOC, CFE, 2015)

Zona	Intensidad sísmica	Aceleración máxima en roca, a_0^r (cm/s ²), correspondiente al nivel de referencia ER
D	Muy alta	$a_0^r \geq 200$
C	Alta	$100 \leq a_0^r < 200$
B	Moderada	$50 \leq a_0^r < 100$
A	Baja	$50 < a_0^r$

Ondas Sísmicas

Las ondas sísmicas corresponden a vibraciones de distintas características que se propagan a través del suelo, que van en distintas direcciones y provienen de la fuente sísmica. La ruptura y movimiento de las placas son las que generan estas ondas sísmicas, las que se encargan de transmitir el movimiento. Hipocentro se denomina al punto en donde se origina la ruptura, mientras que a la proyección de este punto en la superficie se conoce como epicentro del sismo. Las ondas sísmicas se clasifican en dos tipos según su naturaleza, las ondas de cuerpo y las ondas superficiales.

Ondas de Cuerpo

Las ondas de cuerpo son aquellas que viajan por el interior de la tierra y tienen origen en la fuente sísmica. Se dividen en dos tipos:

- Ondas P. Ondas primarias, también conocidas como ondas longitudinales o de compresión. Éstas se trasladan en la misma dirección de propagación de la onda, es decir, oscilan longitudinalmente. La velocidad de propagación es más rápida que la de las ondas secundarias y son capaces de atravesar materiales sólidos y líquidos.
- Ondas S. Se les denomina ondas secundarias, transversales o de corte. A diferencia de las ondas primarias, éstas oscilan transversalmente, es decir, se trasladan en dirección perpendicular al desplazamiento. Son más lentas que las ondas primarias, y además son de gran importancia a la hora de analizar un sismo, ya que son las ondas que generan oscilaciones durante el movimiento sísmico y las que producen la mayor parte de los daños generados. Es importante mencionar que las ondas secundarias (de corte) cumplen un papel esencial en este estudio, debido a que conforman un parámetro importante en la modelación de cada estrato de los suelos que se analizarán en este estudio. Además de que, en la actualidad, este tipo de onda se considera como parámetro de diseño en la mayoría de los reglamentos existentes.

Ondas de Superficie

Las ondas de superficie, como lo indica su nombre, se propagan solamente sobre la superficie del suelo, provocando distorsiones superficiales sin verse involucrado el suelo bajo ellas. Por sus características, este tipo de ondas son más destructivas que las de cuerpo. Se dividen en dos tipos:

- Ondas Rayleigh. Se caracterizan por ser una mezcla de desplazamientos de partículas provocados por ondas primarias y secundarias, que resultan en movimientos elipsoidales en un plano vertical.

- Ondas Love. Corresponden a ondas de corte con movimiento ortogonal horizontal al sentido de propagación. La velocidad de las ondas Love es levemente superior a la de las ondas Rayleigh.

CIMENTACIÓN

El objetivo principal de una cimentación es transmitir las cargas de la estructura a los estratos resistentes del suelo, en tal forma que ésta sea estable y que los asentamientos sean permisibles de acuerdo a las normas que rigen el sitio de construcción. La elección de la cimentación dependerá principalmente de tres parámetros:

Cargas

Para el diseño de la cimentación de cualquier construcción se deberán efectuar análisis que involucren el efecto de las acciones permanentes (incluyendo el peso propio), variables (incluyendo la carga viva) y accidentales (incluyendo el sismo y viento). Una vez conocidas estas acciones, es necesario saber su distribución y los esfuerzos aplicados al suelo.

Suelo

El estudio del suelo sobre el que se desplantará la construcción deberá proveernos de información acerca de las propiedades, índices, mecánicas e hidráulicas del suelo. Estos estudios son la base para la correcta selección de los estratos de apoyo y de los elementos que transmitirán las cargas al suelo.

Técnica y economía

Al ser elegido un tipo de cimentación, es necesario definir el procedimiento de construcción (depende del entorno al sitio), cuyas características deberán ahorrarnos en gran medida tiempo y dinero, respetando las especificaciones geotécnicas y estructurales, preservando constantemente la calidad de los elementos de cimentación.

El tipo de cimentación de una estructura finalmente se define de acuerdo a los resultados del estudio de suelos. Las cimentaciones se clasifican en dos tipos:

- Cimentaciones Superficiales
- Cimentaciones Profundas

Cimentaciones superficiales:

Los cimientos superficiales son aquellos que distribuyen la fuerza transmitida por una estructura en las capas superficiales del suelo y se realizan cuando el terreno es lo

suficientemente bueno para resistir las cargas sin asentamientos. Los cimientos no deben construirse sobre suelo orgánico, tierra vegetal, relleno de desmonte o rellenos sanitarios o no controlados, de presentarse un suelo con estas características deberá eliminarse totalmente y ser reemplazado con otros materiales. Las cimentaciones superficiales son:

- Zapatas aisladas
- Zapatas corridas
- Losas de cimentación

Cimentaciones Profundas:

Las cimentaciones profundas se utilizan en presencia de suelos expansivos, colapsables o sujetos a erosión, los cuales pueden generar asentamientos diferenciales en la estructura; así mismo, para estructuras contra fuerzas de levantamiento, laterales o volteo. Los tipos de Cimentaciones Profundas son:

- Pilotes o pilas
- Cajones de Cimentación

Las pilas o pilotes son un sistema de cimentación profunda ampliamente utilizado para soportar estructuras colocadas sobre capas de suelo flexible o de baja resistencia, es decir en los casos donde una cimentación superficial no es apropiada porque no proporcionan la capacidad requerida y pueden experimentar asentamientos o deformaciones excesivas en la estructura. Los cimientos de pilas deben estar diseñados para soportar no solo las cargas de gravedad, sino también las cargas laterales inducidas por terremotos. Para este propósito, primeramente, se tiene que diferenciar entre pilote y pila de cimentación, y esta solamente es por sus dimensiones. Una pila tiene una sección transversal circular igual o mayor a 60 cm, mientras que un pilote tiene menos de 60 cm de diámetro. De acuerdo a las normas actuales los pilotes y sus conexiones se diseñarán para poder soportar las fuerzas transmitidas por la estructura que incluyen carga axial, fuerza cortante y momento flexionante en la cabeza del elemento; asimismo se considerará el peso propio del pilote. En pilotes prefabricados deberán revisarse además las condiciones de esfuerzos durante el manejo, el transporte y el izaje, así como las que se presentan en el hincado.

SUELO

El comportamiento de los suelos sometidos a cargas dinámicas se rige por lo que se conoce popularmente como propiedades dinámicas del suelo. Aunque se reconoce que las propiedades en sí mismas no son dinámicas (de hecho, se aplican a una gran cantidad de problemas no dinámicos), ese término se usará en esta investigación debido a su concisión y familiaridad.

Las propiedades del suelo que influyen en la propagación de las ondas y otros fenómenos de baja deformación son:

- Rigidez
- Amortiguación
- Relación de Poisson
- Densidad

De estas propiedades la rigidez y el amortiguamiento son las más importantes; las otras tienen menos influencia y tienden a caer dentro de rangos relativamente estrechos. Las características de rigidez y amortiguamiento de los suelos cargados cíclicamente son fundamentales para la evaluación de muchos problemas de ingeniería sísmica, debido a que los suelos son materiales no lineales.

Otra forma de estimar la rigidez del suelo es con base en la velocidad de onda de corte (V_s), además de que existe una variedad de métodos para poder medirla, este parámetro será fundamental para esta investigación y se puede definir como:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (\text{ii})$$

Donde:

G: Módulo de rigidez al corte

ρ : Densidad de masa del suelo

El movimiento en la superficie de un depósito de suelo es muy diferente del que ocurriría en la roca basal en ausencia del depósito, debido a la amplificación dinámica que sufren las ondas sísmicas al propagarse a través de medios deformables. También las irregularidades topográficas y geológicas producen amplificaciones y atenuaciones en el movimiento del terreno. Sin embargo, para fines prácticos, comúnmente solo se toman en cuenta las amplificaciones producidas en depósitos de suelo con estratificación horizontal de extensión lateral infinita ante incidencia vertical de ondas de corte o S. Por otro lado, la caracterización del suelo requiere de una exploración, que en ocasiones debe realizarse a

lo largo de varias decenas de metros de profundidad, ello depende, principalmente, del tamaño y la importancia de la construcción.

De acuerdo al MDOC 2015, los métodos recomendados para la determinación de las velocidades de propagación de ondas de corte se basan en pruebas directas de campo como "Cross-Hole", "Down-Hole", sonda suspendida, cono sísmico y dilatómetro sísmico. Las pruebas de dispersión de ondas (MASW, SPAC) pueden utilizarse para realizar estimaciones de los parámetros dinámicos más allá de los 30 m y definir los alcances de la exploración. Con los perfiles de propiedades dinámicas se realizarán cálculos rigurosos para obtener descripciones cuantitativas de las amplificaciones del movimiento como función de la frecuencia, llamadas funciones de transferencia.

Dependiendo del tipo e importancia de la estructura, definidos en la Tabla 3 (MDOC, 2015), se requiere cierto tipo exploración y caracterización del terreno de cimentación. La Tabla 4 resume estos requisitos.

Tabla 3. Clasificación de las estructuras según su destino

Grupo	Clasificación		Tipo
A+	Todas las estructuras de gran importancia del sector energético o industrial		Presas Plantas nucleares
A	A1: Pertenece o se relaciona con el sector energético o industrial	A2: No pertenece ni se relaciona con el sector energético o industrial	Centrales de generación, transmisión y distribución eléctrica Instalaciones industriales de proceso. Almacenamiento y distribución de hidrocarburos. Sistemas de transporte y telecomunicaciones. Sistemas de almacenamiento, conducción, distribución y tratamiento de aguas Escuelas Centros de investigación Estadios Hoteles Estaciones de bomberos Hospitales
B	B1: Altura mayor que 13 m o área total construida mayor que 400 m ²	B2: Altura menor o igual que 13 m y área total construida menor o igual que 400 m ²	Naves industriales Locales comerciales Viviendas Oficinas Salas de espectáculos Muros de retención Bodegas ordinarias Bardas Depósitos y estructuras urbanas o industriales no incluidas en los Grupos A+ y A

Tabla 4. Exploración y caracterización del terreno en función de la estructura.

Estructura	Nivel de exploración dinámica del terreno	Caracterización del terreno
A+	Exploración detallada: Propiedades dinámicas del perfil estratigráfico. Consideraciones topográficas.	Medio estratificado Topografía
A1	Exploración detallada: Propiedades dinámicas del perfil estratigráfico	Medio estratificado
A2 y B1	Exploración básica: Determinación de periodo, velocidad de ondas de corte. Espesor del depósito idealizado como manto homogéneo.	Terrenos I, II y III
B2	No se requiere	Suelo general

Para estructuras tipo A+ y A1 se tendrá que realizar una exploración de forma cuantitativa, donde las propiedades de interés son:

- Espesor
- Velocidad de onda de corte
- Densidad de masa o peso volumétrico
- Amortiguamiento del material de cada estrato

Se recomienda que el intervalo de mediciones de las propiedades dinámicas sea menor o igual a 2 m. De igual forma, se sugiere que la profundidad de exploración se lleve hasta encontrar un estrato rocoso o suelo firme con velocidad de onda de corte superior a 720 m/s y un espesor mayor a 5 m.

Para estructuras tipo A2 y B1 se determinarán parámetros dinámicos del depósito de suelo idealizado como un manto homogéneo equivalente, es decir:

- Periodo dominante
- Velocidad de propagación de ondas de corte
- Espesor

La siguiente expresión permite estimar el periodo fundamental del estrato de suelo, la cual relaciona los parámetros antes mencionados.

$$T_s = \frac{4 H_s}{V_s} \quad (\text{iii})$$

Donde:

H_s : Espesor total del estrato de terreno equivalente

V_s : Velocidad propagación de ondas de corte en el estrato de terreno equivalente

T_s : Periodo dominante del estrato de terreno equivalente

La clasificación del terreno de cimentación se muestra en la Tabla 5.

Tabla 5. Clasificación del terreno de cimentación (MDOC, 2015).

Tipo I	Terreno firme o rocoso en que no se presentan amplificaciones dinámicas: Depósito de suelo con $V_s \geq 720$ m/s o $H_s \leq 2$ m
Tipo II	Terreno formado por suelos en que se presentan amplificaciones dinámicas intermedias: Depósito de suelo con $V_c \leq V_s \leq 720$ m/s y $H_s > 2$ m ó $H_s > H_c$ y $V_s < 720$ m/s
Tipo III	Terreno formado por suelos en que se presentan grandes amplificaciones dinámicas: Depósito de suelo con $V_s < V_c$ m/s y $2 < H_s \leq H_c$ m

Donde:

$H_c = 30$ m Espesor característico
 $V_c = 360$ m/s Velocidad característica

Finalmente, para estructuras tipo B2 no se requiere una especificación del tipo de terreno. El espectro obtenido para estas estructuras es el más conservador recomendado para el sitio de desplante.

De manera general, los análisis de respuesta al suelo se utilizan para predecir los movimientos de la superficie del terreno para el desarrollo de espectros de respuesta de diseño, para evaluar los esfuerzos y las deformaciones dinámicas, con el fin de evaluar los peligros de licuefacción y para determinar las fuerzas inducidas por el terremoto que pueden conducir a la inestabilidad de la tierra. Investigaciones relacionadas con este tema han tomado varios códigos para comparar y catalogar a los suelos de acuerdo a la velocidad de onda de corte. La Tabla 6 presenta la clasificación sísmica del suelo de acuerdo al IBC, International Building Code (2006), esta recomendación se basa en los valores promedio de velocidad de onda de corte a 30 m de profundidad (V_{s30}).

Tabla 6. Clasificación sísmica de suelos (IBC, 2006).

Tipo	V_{s30} (ft/s)	V_{s30} (m/s) (aprox)	Descripción
A	> 5000	> 1520	Roca dura
B	2500 – 5000	760 – 1520	Roca
C	1200 - 2500	360 – 760	Roca blanda y suelo muy denso
D	600 – 1200	180 - 360	Suelo rígido
E	< 600	< 180	Suelo blando
F	Suelos vulnerables a posibles fallas o colapsos bajo cargas sísmicas, tales como suelos licuables, colapsables, arcillas muy plásticas, suelos orgánicos.		

Fernández L. y Avilés J. (2008) hacen referencia a las velocidades de onda de corte en la ciudad de México en la que especifican los valores reportados en la Tabla 7.

Tabla 7. Velocidad de onda de corte representativas del valle de México (Avilés et. al 2008).

Suelo	V_s (m/s)
Terreno firme	> 1000
Terreno blando	50 - 100

El problema del análisis de la respuesta del terreno se convierte entonces en uno de los factores que determinan la respuesta del depósito de suelo al movimiento de la base de roca inmediatamente debajo de él. A pesar del hecho de que las ondas sísmicas pueden viajar a través de decenas de kilómetros de roca y, a menudo, a menos de 100 m de suelo, el suelo desempeña un papel muy importante en la determinación de las características del movimiento de la superficie del suelo. Se concluye que los códigos actuales de diseño reconocen estos aspectos y sugieren tener en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura en el diseño estructural.

CAPITULO 1

MODELOS SIMPLIFICADOS DE DISEÑO

1. MODELOS SIMPLIFICADOS DE DISEÑO

Continuando con algunas definiciones, se define como movimientos de campo libre a los movimientos de terreno que no están influenciados por la presencia de estructuras. De acuerdo a las suposiciones que se hacen en investigaciones relacionadas con este tema, se supone que la cimentación es altamente rígida en comparación con la rigidez del suelo, cuando una estructura se encuentra cimentada en una roca sólida y se somete a una aceleración producida por un sismo, la rigidez del suelo (roca) restringe el movimiento de la cimentación, ocasionando que su movimiento sea muy similar al movimiento de campo libre, es decir la cimentación sigue el movimiento del suelo, ya que ambos elementos (cimentación y suelo tipo roca) son altamente rígidas, de aquí una de las suposiciones para la simplificación de los análisis de diseño de estructuras es la consideración de base fija, que nos representa que la estructura esta cimentada sobre roca.

Por el lado contrario, si se tiene una estructura apoyada sobre suelo blando, la cimentación no podrá deformarse o continuar con el patrón de movimientos del suelo, provocando que se alteren las deformaciones y por lo tanto que los esfuerzos difieran a lo largo de la cimentación. Por lo que la cimentación se desplazaría según el suelo lo induzca, pero transmitiendo movimientos hacia la estructura de forma que esta reaccione de acuerdo a su configuración estructural, desplazándose y al mismo tiempo induciendo deformaciones al suelo y generando posibles rotaciones en la base.

1.1 INTERACCIÓN CINEMÁTICA

Al producirse un sismo, causará desplazamientos del suelo tanto en dirección horizontal como vertical. La interacción cinemática ocurrirá siempre que la rigidez del sistema de cimentación impida el desarrollo de los movimientos de campo libre por la diferencia de rigideces entre la cimentación y el suelo, también puede inducir diferentes modos de vibración en una estructura.

Cuando se tiene una cimentación profunda, el problema se vuelve más complejo por la influencia de las pilas en la propagación de las ondas, también existe la posibilidad de que el suelo se separe de la base de la estructura. Es un problema complejo de interacción cinemática suelo-estructura para el cual no hay modelos de ingeniería bien calibrados.

1.2 INTERACCIÓN INERCIAL

La interacción inercial se refiere a los desplazamientos y rotaciones en el nivel de la cimentación de una estructura que resultan de fuerzas impulsadas por inercia, como el cortante de la base y el momento. Los desplazamientos y rotaciones inerciales pueden ser una fuente importante de flexibilidad y disipación de energía en el sistema de estructura del suelo.

A continuación, se compararán los efectos de la interacción inercial de manera general (Kramer, 1996), consideremos un sistema de un grado de libertad con base fija, una rigidez (k), masa (m) y altura (h) con una fuerza (F) aplicada en la masa, se obtiene un desplazamiento (Δ), como se puede observar en la Figura 3 (izquierda).

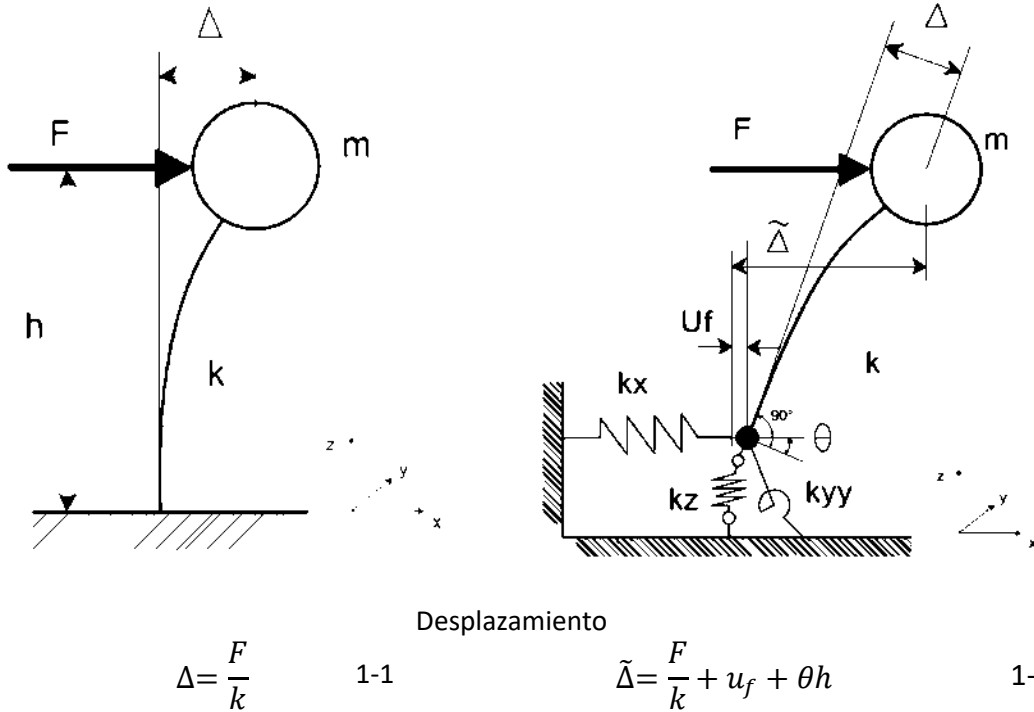


Figura 3. Sistema de un grado de libertad con base rígida (izquierda) y base flexible (derecha) (Kramer, 1996).

Si consideramos una base flexible, es decir, que permita desplazamiento y rotación (Figura 3, derecha) se generará un mayor desplazamiento, originando un alargamiento en el periodo fundamental del sistema.

Se han desarrollado una serie de técnicas para el análisis de respuesta en suelo. Las técnicas a menudo se agrupan según la dimensionalidad de los problemas que pueden abordar, aunque muchas de las técnicas bidimensionales y tridimensionales son variaciones extendidas relativamente sencillas de las técnicas unidimensionales, se vuelven análisis más rigurosos, con mejores aproximaciones, pero con mayor requerimiento computacional.

Los análisis en una dimensión, se basa en varias suposiciones una de ellas es que todos los límites de los estratos son horizontales, y que la superficie del suelo y la roca de fondo se extienden infinitamente en la dirección horizontal. La suposición de que las ondas viajan en una sola dimensión puede ser de las más significativas, se basa en que las velocidades de propagación de la onda de los materiales superficiales son generalmente más bajas que los materiales debajo de ellos, los vectores u ondas inclinados que golpean los límites de las

capas horizontales generalmente se reflejan en una dirección cada vez más vertical. Este análisis unidimensional arroja resultados razonables que en muchos casos se aproximan a la respuesta real.

Sin embargo, cuando no son válidas algunas de las suposiciones anteriores los análisis en dos dimensiones son necesarios, cuando se tienen superficies de terreno inclinadas o irregulares, la presencia de estructuras pesadas o rígidas, estructuras incrustadas, o muros y túneles requieren un análisis bidimensional o tridimensional, dependiendo que tan exactos y que tan complejo sean las características del modelo a analizar, también por la importancia de la estructura. Las técnicas para la solución de tales problemas se han desarrollado utilizando métodos de dominio de frecuencia (respuesta compleja) y métodos de dominio de tiempo (integración directa). La respuesta dinámica de dos y tres dimensiones y los problemas de interacción suelo-estructura se resuelven más comúnmente utilizando análisis dinámicos de elementos finitos. El análisis se realiza mediante elementos finitos, el método de elementos finitos trata un continuo como un conjunto de elementos discretos cuyos límites están definidos por puntos nodales, y supone que la respuesta del continuo puede describirse mediante la respuesta de esos puntos nodales.

De igual forma, en algunos casos, las idealizaciones bidimensionales de las secciones anteriores pueden no ser apropiadas y los análisis de respuesta dinámica tridimensional son necesarios, cuando las condiciones del suelo varían tridimensionalmente, cuando los límites de los problemas varían tridimensionalmente, y cuando la respuesta de las estructuras tridimensionales es de interés. Computacionalmente, los análisis de respuesta dinámica lineal equivalente tridimensional son virtualmente idénticos a los análisis bidimensionales descritos. Los elementos finitos tridimensionales tienen más puntos nodales con más grados de libertad que los elementos bidimensionales correspondientes, pero el proceso básico de la masa de elementos, el amortiguamiento y la rigidez, y el ensamblaje en las ecuaciones globales de movimiento, son idénticas.

1.3 TIPOS DE ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

1.3.1 Método directo

El sistema suelo-cimentación-estructura se modela y analiza en un solo paso y en un mismo modelo. Los movimientos de entrada de campo libre se especifican en el contorno del suelo en el modelo (Figura 4), la respuesta resultante del sistema que interactúa se calcula a partir de las ecuaciones de movimiento. El uso de este método, requiere de un programa de computadora que pueda tratar el comportamiento tanto del suelo como de la estructura con igual rigor.

En este tipo de análisis se puede discretizar (dividir) los elementos en el modelo según el problema en cuestión, pero considerando que, si existen irregularidades importantes, así

como suelos con diferentes características (blandos y duros) en la estratigrafía del suelo se debe tener en cuenta que se requiere de un análisis muy minucioso. Debido a que la solución directa del problema de ISE es difícil desde el punto de vista computacional, especialmente cuando el sistema es geoméricamente complejo o contiene no linealidades significativas en el suelo o materiales estructurales, rara vez se usa en la práctica.

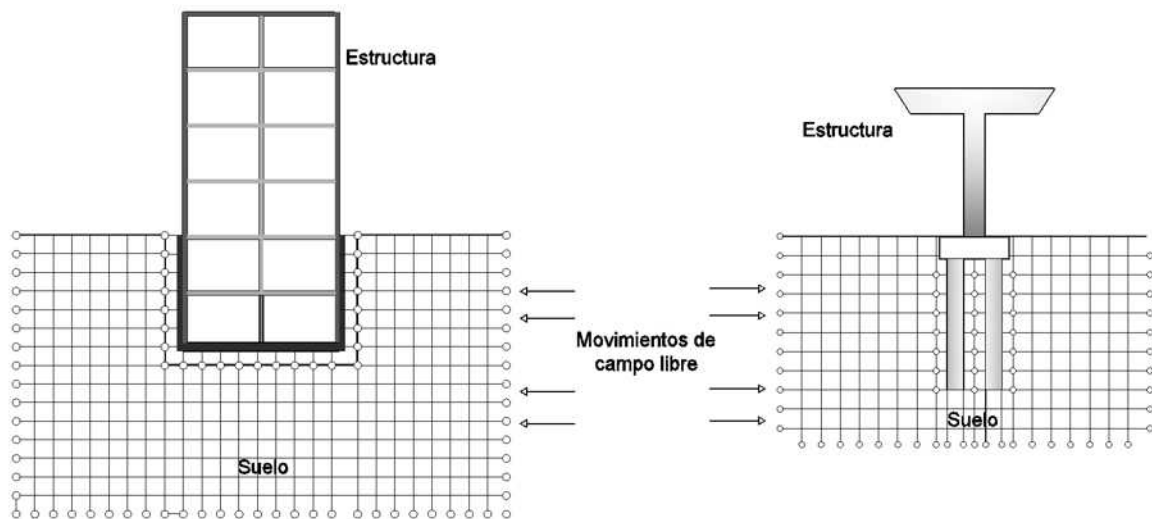


Figura 4. Método directo de análisis de interacción suelo-estructura.

1.3.2 Método de subestructura

El método de subestructura o de varios pasos, usa el principio de superposición para analizar de forma individual las causas descritas anteriormente de la interacción suelo estructura, una es la incapacidad de la cimentación de igualar la deformación de campo libre y la otra la respuesta dinámica del sistema estructura-cimentación en el movimiento de suelo de soporte (interacción inercial).

Recordando un poco que el principio de superposición tiene como objetivo simplificar el análisis dividiendo en partes el problema que sumándolas nos representa el sistema completo, por lo que este tipo de análisis se limita a sistemas lineales o equivalentes lineales. A continuación, se describe de forma general este tipo de análisis.

Primeramente, se deben de evaluar las propiedades del suelo y los movimientos de campo libre para posteriormente evaluar las funciones de transferencia y transformar los movimientos de campo libre en movimientos de entrada de la cimentación ya que este movimiento generalmente difiere del movimiento de campo libre. Las funciones de transferencias representan en si la proporción de movimiento de campo libre y cimentación en el dominio de la frecuencia, es importante señalar que como los efectos inerciales se

descuidan, la función de transferencia representa solo los efectos de la interacción cinemática.

Segundo, se incorporan resortes y amortiguadores (elementos lineales) en la base que nos representarán las características del suelo, en este caso son la rigidez y el amortiguamiento (funciones de impedancia). Las funciones de impedancia representan la rigidez y las características de amortiguamiento dependientes de la frecuencia de la interacción suelo-cimiento.

Por último, se analiza la respuesta del sistema estructura-resorte/amortiguador, es decir, se incorpora la superestructura encima de la cimentación y el sistema se excita a través de la cimentación al desplazar los extremos de los resortes y los amortiguadores.

1.4 PROPUESTAS DE MODELOS SIMPLIFICADOS

Margason (1975)

En uno de los métodos propuestos para estimar la flexión cinemática de pilas, Margason (1975) supone que una pila larga sigue el movimiento del suelo circundante. Sobre la base de este supuesto, los momentos de flexión cinemática se determinan considerando la curvatura máxima que se desarrolla en el suelo de campo libre (S. Nikolaou, G. Mylonakis G. Gazetas, T. Tazoh, 2001 y G. Mylonakis, S. Nikolaou, 2002):

$$M \cong E_p I_p \left(\frac{1}{R} \right) \quad (1-3)$$

Donde:

M: Momento de flexión máximo de la pila

(1/R): Curvatura del suelo

I_p: Momento de inercia de la pila

E_p: Módulo de elasticidad de la pila

Margason propone la siguiente relación para estimar la curvatura del suelo:

$$\frac{1}{R} \approx \frac{n \cdot \Delta U_{ff}}{\Delta z^2} \quad (1-4)$$

Donde:

ΔU_{ff} : es el desplazamiento lateral relativo entre dos puntos en el suelo separados por una distancia vertical Δz .

n: Constante adimensional (n=2).

Esta relación se basa en aproximar la forma desviada de la pila mediante un arco circular: es decir, suponiendo que la pila está sujeta a flexión pura. Margason (1975) sostiene que no es probable que las curvaturas máximas del suelo durante terremotos severos excedan aproximadamente los 0.02 m⁻¹ (si no se desarrolla licuefacción).

Algunas de las limitaciones consideradas son:

- (i) No se incorporan parámetros importantes del problema en cuestión, como la rigidez relativa del sistema pila-suelo, la frecuencia de excitación y la amortiguación por radiación.
- (ii) El método no es aplicable a las interfaces de la capa del suelo ya que la curvatura del suelo se vuelve infinita en tales ubicaciones.
- (iii) El arco circular utilizado para derivar la ecuación (n=2) implica flexión pura. De este modo, se descuida la influencia del cortante en la respuesta de la pila.

Dobry y O'Rourke (1983)

Dobry y O'Rourke (1983) desarrollaron un modelo simple para calcular los momentos de flexión sísmica en una pila en una **interfaz** que separa dos capas de suelo (G. Mylonakis, 2001; L. Sanctis, R. M. S. Maiorano, S. Aversa, 2010). Se basa en las siguientes hipótesis:

- (i) El suelo en cada capa es homogéneo, isotrópico y linealmente elástico.
- (ii) Ambas capas son lo suficientemente gruesas, de modo que los efectos de contorno fuera de las capas (por ejemplo, la cabeza de pila de la punta) no influyen en la respuesta de la interfaz.
- (iii) La pila es larga, vertical y elástica lineal.
- (iv) Existe un contacto perfecto entre la pila y el suelo.
- (v) El suelo se somete a un campo de esfuerzo estático uniforme (τ) que genera una deformación de cortante constante ($\gamma_1 = \tau / G_1$; $\gamma_2 = \tau / G_2$) dentro de cada capa.
- (vi) Los desplazamientos son pequeños.

Basándose en estas suposiciones y modelando la pila como viga de cimentación de Winkler (BWF), Dobry y O'Rourke (1983) presentaron una solución explícita para el momento de flexión de la pila en la interfaz:

$$M \cong 1.86(E_p I_p)^{3/4} (G)^{1/4} \gamma F \quad (1-5)$$

Donde:

I_p : Momento de inercia de la pila

E_p : Módulo de elasticidad de la pila

G : Módulo de cortante de la capa superior del suelo

γ : Deformación (uniforme) por cortante en la interfaz del suelo

F : Función de la relación entre las velocidades de corte de las dos capas

Definiendo:

$$\gamma = \frac{r_d \rho_s L a_{max}}{G} \quad (1-6)$$

Donde:

a_{max} : Máxima aceleración en la superficie libre

L : Espesor de la capa

ρ_s : Densidad de masa del suelo de la superficie

r_d : Coeficiente de profundidad que se obtiene de un gráfico proporcionado por Seed e Idriss (1983) delimitado por dos curvas

$$F = \frac{(1 - c^{-4})(1 + c^3)}{(1 + c)(c^{-1} + 1 + c + c^2)} \quad (1-7)$$

Donde c es:

$$c = \sqrt{\frac{V_2}{V_1}} \quad (1-8)$$

El coeficiente r_d para una profundidad de 10 m puede estar entre 0.80 y 0.95; para 20 m entre 0.40 y 0.80 y para 30 m entre 0.30 y 0.70.

A. Nikolaou, G. Mylonakis y G. Gazetas (1995)

A. Nikolaou, G. Mylonakis y G. Gazetas (1995) desarrollaron un estudio donde los resultados del análisis paramétrico les permitieron definir una expresión compacta que podría usarse para predecir el momento cinemático más grande en estado estable, a lo largo de una pila incrustada en dos estratos con diferente rigidez. Se desarrolló la siguiente expresión para poder estimar de manera práctica el momento a flexión de la pila.

$$M_{max} \cong 2.7 \times 10^{-7} E_p d^3 \left(\frac{a_{rock}}{g} \right) \left(\frac{L}{d} \right)^{1.3} \left(\frac{E_p}{E_{s1}} \right)^{0.70} \left(\frac{V_1}{V_2} \right)^{-0.30} \left(\frac{H_1}{L} \right)^{1.25} \quad (1-9)$$

Donde:

a_{rock} : Aceleración máxima en la roca

g : Aceleración de la gravedad

L : Longitud de la pila

d : Diámetro de la pila

E_p : Módulo de elasticidad de la pila

E_{s1} : Módulo de elasticidad del estrato 1 (superior) del suelo

V_1 : Velocidad de onda de corte del estrato 1 (superior)

V_2 : Velocidad de onda de corte del estrato 2 (inferior)

H_1 : Profundidad del estrato 1 (superior)

La relación de amortiguamiento del suelo se estableció en un 10%, compatible con el nivel de deformación de "diseño" esperado, y la relación de Poisson (ν) igual a 0.4 para ambas capas de suelo. La parte superior de la pila se considera libre o fija contra la rotación y la punta de la pila se asume que está flotando (no tiene contacto con el lecho rocoso).

NEHRP (1997)

Se propone una formulación modificada en las recomendaciones NEHRP-97 (G. Mylonakis, S. Nikolaou, 2002). De acuerdo con este enfoque, la pila sigue exactamente el movimiento lateral del suelo de campo libre. Bajo el supuesto común de excitación sísmica que consiste exclusivamente en ondas de corte que se propagan verticalmente, es sencillo mostrar mediante la teoría de propagación de ondas unidimensional (Newmark 1968) que:

$$\frac{1}{R} \approx \frac{\alpha_{ff}}{V_s^2} \quad (1-10)$$

Donde:

α_{ff} : Aceleración del suelo en campo libre

V_s : Velocidad de propagación de las ondas de corte en el suelo

Por lo que el momento en la cabeza de la pila es (con la relación de (1/R) antes descrita:

$$M \cong E_p I_p \left(\frac{1}{R} \right) \quad (1-11)$$

Las limitaciones de este método son prácticamente las mismas que las del enfoque propuesto por Margason (1975).

Mylonakis G. (2001)

La ecuación propuesta por Mylonakis (2001) para estimar el momento, se basa en los desarrollos alcanzados hasta la fecha de esta investigación, de donde se propone un procedimiento de análisis simplificado para la evaluación preliminar de los momentos de flexión en la pila cinemática y de la pila en la **interfaz** entre dos capas de suelo. El procedimiento implica una serie de pasos, que son función de ecuaciones propuestas por varios autores, siendo algunas de estas modificadas, para llegar a la siguiente ecuación, que es más compacta:

$$M = (E_p I_p) \frac{\varepsilon_p}{\gamma_1} \gamma_1 \Phi r \quad (1-12)$$

Donde:

E_p : Módulo de elasticidad de la pila.

I_p : Momento de inercia de la pila.

$\frac{\varepsilon_p}{\gamma_1}$: Relación de transferencia de deformación.

El valor de Φ tiende a crecer con el incremento de la frecuencia, puede exceder el valor de 2, especialmente para pilotes rígidos ($E_p/E_1=10,000$) e interfaces profundas ($h_1/d=20$). Sin embargo, a bajas frecuencias ($a_0<0.10$) y con pilas de menor rigidez ($E_p/E_1<1000$), ϕ es generalmente menor que 1.25.

La deformación máxima de cortante del suelo se puede calcular a partir de la expresión aproximada de Seed and Idriss (1982)

$$\gamma_1 = \frac{r_d \rho_1 h_1 a_s}{G_1} \quad (1-13)$$

Donde:

- $r_d=r_d(z)$ es el factor de profundidad conocido.
- ρ_1 : Densidad de masa del suelo de la superficie.
- G_1 : Módulo de rigidez en la superficie.
- h_1 : Espesor del estrato de la superficie del suelo.
- a_s : Aceleración máxima en la superficie del suelo.

Se debe tomar en cuenta que aquí se omite el factor (0.65) de la ecuación de Seed e Idriss, ya que el interés es estimar una deformación máxima. Para propósitos de un diseño preliminar, consideran que es suficiente asumir:

$$r_d = 1 - 0.015z \quad (1-14)$$

Donde:

- z : es la profundidad desde la superficie del suelo medida en metros.

S. Nikolaou, G. Mylonakis, G. Gazetas, & T. Tazoh (2001)

En la investigación de Nikolaou S., Mylonakis, G., Gazetas G., & Tazoh T. (2001) reportan las siguientes conclusiones de su trabajo:

Para una frecuencia de excitación dada, la deformación de flexión cinemática depende principalmente de: el contraste de rigidez (V_1/V_2 , relación de velocidad de ondas de corte) entre dos capas de suelo consecutivas en el depósito; las condiciones de contorno en la cabeza de la pila o la tapa, la proximidad del período de excitación, T , al período natural fundamental (T_1) del depósito de suelo, y en menor grado al segundo período natural (T_2) del depósito.

Las deformaciones de flexión son mayores ya sea en la cabeza del pilote o en la cercanía de la interfaz de las capas de suelo con los contrastes de rigidez más marcados.

En la mayoría de los casos, la deformación de flexión armónica máxima ocurre en el período natural fundamental del depósito de suelo. Las funciones de transferencia de deformación de pila muestran una reducción muy rápida cuando se aleja de la resonancia. Esto muestra la gran influencia del primer modo de vibración en la magnitud de la deformación de flexión, y contradice algunas afirmaciones reportadas en la literatura, por ejemplo, que los modos más altos producirían mayor flexión cinemática (Dobry y O'Rourke, 1983; Kavvas y Gazetas, 1993).

Desarrollaron una expresión de forma cerrada para calcular aproximadamente el momento máximo de flexión en estado estable en la **interfaz** entre las dos capas (Nikolaou et al., 1995; Nikolaou y Gazetas, 1997). La expresión se basa en una "característica" de esfuerzo cortante τ_c , que es:

$$\tau_c \approx a_s \rho_1 h_1 \quad (1-15)$$

Donde:

a_s : Aceleración de campo libre en la superficie del suelo.

ρ_1 : Densidad de masa del estrato superior del suelo.

h_1 : Espesor del estrato superior del suelo.

$$M \cong 0.042 \tau_c d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^{0.30} \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \left(\frac{V_2}{V_1}\right)^{0.50} \quad (1-16)$$

Donde:

L: Longitud de la pila.

d: Diámetro de la pila.

E_p : Módulo de elasticidad de la pila.

E_1 : Módulo de elasticidad de la superficie del suelo.

V_2 : Velocidad de onda de corte del estrato 2 (inferior).

V_1 : Velocidad de onda de corte del estrato 1 (superior).

L. Sanctis, R. MS. Maiorano, S. Aversa (2010)

La investigación presentada por Luca de Sanctis, Rosa MS Maiorano y Stefano Aversa (2010) está destinada a desarrollar un criterio para evaluar los momentos a flexión cinemáticos en la cabeza de la pila, donde se consideraron condiciones del subsuelo simplificadas, que consisten en una capa homogénea o un perfil de dos capas con diferentes valores de rigidez expresados en términos de la relación de velocidades de onda de corte V_{S2}/V_{S1} , como movimiento de entrada se seleccionaron historias de aceleración en el tiempo registradas en Italia.

Como se mencionó en el capítulo previo, los análisis en 3D que involucran la interacción completa del sistema pila-suelo-superestructura son muy complejos y rara vez se aplican en la práctica. Las simulaciones dinámicas realizadas constan de un perfil de subsuelo de dos capas con una profundidad total de 30 metros, con longitud de pila de 20 metros. La longitud de enterramiento de la pila en cada estrato varió, con valores desde 5 a 24 m en la primera capa, y consideraron un amortiguamiento del suelo del 10% para ambas capas, mientras que la cabeza de la pila se consideró fija contra la rotación.

Parte de los resultados obtenidos reportados indican que el momento a flexión en la cabeza del pilote tiene una relación lineal con la aceleración máxima del suelo en la superficie, tal y como lo expresan la ecuación:

$$\frac{M_{CAP}}{\xi} = \beta \frac{a_{maxS}}{g} \quad (1-17)$$

Donde:

M_{CAP} : Momento a flexión en la cabeza de la pila

ξ : Valor independiente de la excitación sísmica.

β : Coeficiente de correlación.

a_{maxS} : Aceleración máxima en la superficie del suelo.

$$\xi = \gamma d^4 \left(\frac{V_{S2}}{V_{S1}} \right)^a \left(\frac{E_p}{E_1} \right)^b \quad (1-18)$$

Donde:

γ : peso unitario de la capa superior del suelo.

d : Diámetro de pila.

V_{S1} : Velocidad de onda de corte de la capa superior.

V_{S2} : Velocidad de onda de corte de la capa inferior.

E_p : Módulo de elasticidad de la pila.

E_1 : Módulo de elasticidad de la capa superior del suelo.

Siendo a y b constantes, que de acuerdo con los resultados reportados son 0 y 1, respectivamente, además β tiene un valor de 0.141 ($\beta = 0.126$ para señales de alta frecuencia).

Finalmente, la ecuación que define el momento en la cabeza de la pila es:

$$M_{CAP} = \beta \cdot \frac{64}{\pi} \cdot a_{maxS} \cdot \rho \cdot \frac{E_p \cdot I_p}{E_1} \quad (1-19)$$

La cual también se puede expresar como:

$$M_{CAP} = \psi \cdot E_p \cdot I_p \frac{a_{maxS}}{V_{S1}^2} \quad (1-20)$$

Donde:

$$\psi = \beta \cdot \frac{64}{2\pi(1 + \nu)} \quad (1-21)$$

Donde:

I_p : Momento de inercia de la sección transversal de la pila.

ρ : Densidad de masa del suelo.

ν : Relación de Poisson ($\nu = 0.4$).

R. Di Laora, G. Mylonakis, A. Mandolini (2013)

Raffaele Di Laora, George Mylonakis, Alessandro Mandolini (2013) presentaron una investigación en la cual proponen una fórmula semianalítica simplificada para evaluar los momentos de flexión en la cabeza de la pila. Reconocen que, debido a las deformaciones del suelo impuestas por las ondas sísmicas incidentes, se generan fuerzas internas a lo largo de toda la longitud de la pila (fuerzas cinemáticas), además de las que se transmiten en la cabeza de la pila a través de la tapa, que son significativas solo en la parte superior de la pila (fuerzas de inercia). Hacen mención que los códigos europeos alientan a los ingenieros estructuristas a considerar los efectos cinemáticos e inerciales, descomponiendo así la interacción suelo-cimentación-estructura en dos problemas complementarios en el ámbito del método de subestructura.

Los momentos cinemáticos de la cabeza de la pila se pueden calcular a partir de la siguiente ecuación:

$$M_{head} = E_p I_p \left(\frac{a_s}{V_{S1}^2} \right) \quad (1-22)$$

Donde:

E_p : Módulo de elasticidad de la pila.

I_p : Momento de inercia de la pila.

a_s : Aceleración en la superficie del suelo.

V_{s1}^2 : Velocidad de onda de corte del estrato superior.

Teniendo en cuenta exclusivamente la acción inercial, y suponiendo como primera aproximación a la carga sísmica lateral impuesta a la pila, se obtiene la expresión para estimar el momento máximo en la cabeza de la pila como:

$$M_{head}^{(i)} = \frac{1}{4} \left(\frac{\pi q_1}{\delta} \right)^{\frac{1}{4}} \left(\frac{a_s}{g} \right) \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{\frac{1}{4}} S_a W_p d \quad (1-23)$$

Donde:

δ : Parámetro de rigidez de Winkler (es de orden de 1 a 2 para la carga inercial).

q_1 : Factor adimensional que considera el espesor "t" para pila hueca.

S_a : Parámetro de amplificación espectral adimensional.

W_d : Capacidad de soporte del pilote axial.

d : Diámetro de la pila.

g : Aceleración de la gravedad.

Finalmente, para el caso más realista de carga cinemática e inercial combinadas se pueden sumar para la demanda sísmica general de flexión en la cabeza de la pila, lo cual se simplifica en la siguiente ecuación:

$$M_{head}^{(t)} = M_{head}^{(k)} + e_{k1} M_{head}^{(i)} \quad (1-24)$$

Donde:

t: significa total (superíndice):

e_{ki} : Coeficiente de correlación

F. Dezi, S. Carbonari y G. Leoni (2009)

F. Dezi, S. Carbonari y G. Leoni (2009) presentaron una propuesta para evaluar los momentos en una pila. Presentan una comparación de los resultados obtenidos con el procedimiento propuesto contra los obtenidos mediante análisis de elementos finitos tridimensionales refinados.

Los efectos de interacción suelo-pila se evalúan mediante un procedimiento de análisis que consta de dos pasos: en primer lugar, el movimiento de campo libre se define en ausencia de pilas; en segundo lugar, el movimiento de campo libre se aplica al sistema pila-suelo para realizar el análisis de interacción cinemática pila-suelo.

Para esta investigación consideraron un modelo de un estrato (depósito) y una capa inferior asumiendo que esta corresponde al lecho de roca.

El perfil del suelo consiste en una capa de suelo, caracterizada por el espesor h , la densidad de masa ρ y una velocidad de onda de corte V_s , que recubre un estrato de roca con densidad de masa $\rho_b = 2.5 \text{ Mg/m}^3$ y velocidad de onda de corte $V_{sb} = 800 \text{ m/s}$ (Fig. 5b). Ambas capas se caracterizan por la relación de Poisson $\nu = \nu_b = 0.4$. Se supone que la amortiguación del depósito es $\xi = 10\%$ y de lecho de roca $\xi = 5\%$. La pila se caracteriza por el módulo de Young $E_p = 30000 \text{ N/mm}^2$ y la densidad de masa $\rho_p = 2.5 \text{ Mg/m}^3$.

Analizaron una serie de casos, los cuales consistían en variar la velocidad de onda de corte del depósito de suelo, la densidad de masa del suelo, el diámetro de la pila, longitud de la pila, así como el espesor del estrato rocoso, la longitud de enterramiento de la pila en el lecho rocoso (1er caso 1, 3 y 5 veces el diámetro, y segundo caso 2, 4, 6 veces el diámetro) para obtener la influencia que tiene cada uno de los parámetros.

Con referencia a la cabeza del pilote, concluyen:

- (i) Los valores de M para un caso $V_s = 400 \text{ m/s}$ (M_{400}) dependen solo ligeramente de h , mientras que son muy sensibles al diámetro del pilote.
- (ii) Para cada profundidad de depósito h , los diagramas de los momentos de flexión normalizados versus V_s se superponen para los diferentes diámetros de pila y se caracterizan por una tendencia exponencial.
- (iii) Para suelos blandos ($V_s = 100\text{-}200 \text{ m/s}$) y depósitos de baja profundidad ($h = 6 \text{ m}$) es evidente la dependencia del diámetro del pilote.

Con referencia al momento de flexión en la interfaz depósito-lecho de roca, los valores de M son más sensibles al espesor del depósito, mientras que las consideraciones anteriores son válidas para los momentos de flexión normalizados.

Estas observaciones sugieren que una expresión empírica de los momentos de flexión, tanto en la cabeza como en la interfaz depósito-lecho de roca, puede tener la siguiente forma:

$$M = \frac{PGA}{0.25g} M_{400}(D, h) e^{f(D, h)(V_s - 400)} \quad (1-25)$$

donde la relación $PGA/0.25g$ representa diferentes intensidades sísmicas debido a la no linealidad del problema.

Con referencia al momento de flexión máximo en la interfaz entre la roca madre y el depósito, se cumplen las siguientes aproximaciones polinómicas:

$$M_{400}(D, h) = (55.5 \cdot D^3 + 414 \cdot D^2 - 189 \cdot D + 23.4) \cdot (-0.001 \cdot h^2 + 0.0718 \cdot h - 0.2) \quad (1-26)$$

$$f(D, h) = (0.000122 \cdot h - 0.01103)(-0.05 \cdot D + 0.864) \quad (1-27)$$

Por otro lado, con referencia al momento flector máximo en la cabeza del pilote, se obtienen las siguientes expresiones:

$$M_{400}(D, h) = (85 \cdot D^3 - 85.75 \cdot D^2 + 30.93 \cdot D - 3.37) \cdot (0.000133 \cdot h^2 - 0.00042 \cdot h + 1.091) \quad (1-28)$$

$$f(D, h) = (0.000067 \cdot h - 0.0113) \cdot (-0.07 \cdot D + 1.002) \quad (1-29)$$

Donde:

D : Diámetro de la pila.

h : Profundidad de lecho de roca.

V_s : Velocidad de onda de corte del depósito.

En las propuestas desarrolladas por los autores mencionados anteriormente se incluyeron todas aquellas donde se estiman los momentos a lo largo la pila, ya sea en la interfaz de lecho de roca y el depósito, en la interfaz de dos estratos, así como los ocurridos en la cabeza de la pila.

Bertha. A. Olmos y José M. Roesset (2009)

El objetivo de su investigación fue explorar en qué condiciones los momentos de flexión generados por el paso de las ondas sísmicas puede ser mayor en la interfaz de dos estratos que en la cabeza de la pila. Para estudiar la variación de los momentos, consideraron un movimiento armónico ubicado en la roca base tanto para un solo estrato de suelo como para dos estratos de suelo con diferente rigidez.

Llegaron a la conclusión acertando en las premisas e hipótesis de investigadores en la que hay situaciones en la que el momento más grande no siempre ocurre en la cabeza de la pila de cimentación, si no, que ocurre en la interfaz de los estratos del suelo, solo cuando hay una grade variación de rigidez en los estratos, reflejándose en un parámetro, el cual es la velocidad de ondas de corte. La propuesta realizada fue:

$$BM_b = \left(\frac{8}{\pi^2 D} \right) \rho_s L \left(\frac{EI}{G} \right)^{3/4} \frac{\alpha^{1.3}}{(6 + \alpha^{1.3})} \quad (1-30)$$

Donde:

D: Relación de amortiguamiento del suelo.

ρ : Densidad del suelo.

L: Espesor del estrato superior.

E: Modulo de elasticidad del suelo.

I: Momento de inercia de la sección de la pila de cimentación.

G: Modulo de rigidez al corte del suelo.

α : Relación de velocidad de onda de corte.

$$\alpha = \frac{v_2}{v_1} \quad (1-31)$$

Donde:

v_2 : Velocidad de onda de corte del estrato inferior.

v_1 : Velocidad de onda de corte del estrato superior.

A continuación, la Tabla 8 se resumen las propuestas presentadas antes.

Tabla 8. Propuestas del cálculo de momento en pilas de cimentación.

Año	Autor	Modelo	Fórmula
1975	Margason	En uno de los primeros métodos para la flexión cinemática de pilas	$M \cong E_p I_p \left(\frac{2\Delta U_{ff}}{\Delta z^2} \right)$
1983	Dobry y O'Rourke	Momento a flexión debido a un movimiento sísmico en la interfaz de dos estratos	$M = 1.86(E_p I_p)^{3/4} (G)^{1/4} \gamma F$
1995	A. Nikolaou, G. Mylonakis y G. Gazetas	Expresión para poder estimar de manera práctica el momento a flexión de la pila, se consideró una pila que esta incrustada en dos estratos con diferentes rigideces.	$M_{max} \cong 2.7 \times 10^{-7} E_p d^3 \left(\frac{\alpha_{rock}}{g} \right) \dots$ $\left(\frac{L}{d} \right)^{1.3} \left(\frac{E_p}{E_{s1}} \right)^{0.70} \left(\frac{V_1}{V_2} \right)^{-0.30} \left(\frac{H_1}{L} \right)^{1.25}$
1997	NEHRP	La pila sigue exactamente el movimiento lateral del suelo de campo libre.	$M \cong E_p I_p \left(\frac{\alpha_{ff}}{V_s^2} \right)$
2001	Mylonakis G.	Propone un procedimiento de análisis simplificado para la evaluación preliminar de los momentos de flexión de la pila cinemática en la interfaz entre dos capas de suelo	$M = (E_p I_p) \frac{\epsilon_p}{\gamma_1} \gamma_1 \Phi r$
2001	Nikolaou S., Mylonakis, G., Gazetas G., & Tazoh T.	Desarrolló una expresión de forma cerrada para calcular aproximadamente el momento máximo de flexión en estado estable en la interfaz entre las dos capas	$M \cong 0.042 \tau_c d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^{0.30} \dots$ $\dots \left(\frac{E_p}{E_1} \right)^{0.65} \left(\frac{V_2}{V_1} \right)^{0.50}$
2010	Luca de Sanctis, R. MS Maiorano y Stefano Aversa	El objetivo fue desarrollar un criterio para evaluar los momentos a flexión cinemáticos en la cabeza de la pila.	$M_{CAP} = \beta \cdot \frac{64}{\pi} \cdot a_{maxS} \cdot \rho \cdot \frac{E_p \cdot I_p}{E_1}$

Año	Autor	Modelo	Fórmula
2013	Raffaele Di Laora, George Mylonakis, Alessandro Mandolini	Presentaron una investigación en la cual presentan una fórmula semianalítica simplificada para evaluar los momentos de flexión en la cabeza de la pila.	$M_{head} = E_p I_p \left(\frac{a_s}{V_{s1}^2} \right)$ $M_{head}^{(i)} = \frac{1}{4} \left(\frac{\pi q_1}{\delta} \right)^{\frac{1}{4}} \left(\frac{a_s}{g} \right) \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{\frac{1}{4}} S_a W_p d$
2009	F. Dezi, S. Carbonari y G. Leoni	Se han propuesto fórmulas empíricas de diseño para evaluar los momentos de flexión cinemática en la cabeza de la pila y en la interfaz de la roca de depósito.	$M = \frac{PGA}{0.25g} M_{400}(D, h) e^{f(D,h)(V_s-400)}$
2013	Bertha A. Olmos y José M. Roesset	Se propuso una ecuación para estimar los momentos en la pila de cimentación en la interfaz de dos estratos. Siendo α la relación de las velocidades de onda de corte (V_2/V_1).	$BM_b = \left(\frac{8}{\pi^2 D} \right) \rho_s L \left(\frac{EI}{G} \right)^{3/4} \frac{\alpha^{1.3}}{(6 + \alpha^{1.3})}$

CAPÍTULO 2

MODELO NUMÉRICO PARA ANÁLISIS DINÁMICOS

2. MODELO NUMÉRICO PARA ANALISIS DINÁMICOS

2.1 MODELO MATEMÁTICO

El programa utilizado para el desarrollo de esta investigación lo desarrolló el Dr. José Manuel Roesset y calcula tanto una solución exacta como una aproximada basada en resortes como una cimentación de Winkler.

La formulación exacta se basa en el uso de la matriz de rigidez en el dominio de la frecuencia del suelo con una cavidad cilíndrica obtenida por Kausel en su tesis doctoral en 1974. La aplicación a pilotes sumándole la matriz de rigidez del pilote se obtuvo como parte del trabajo desarrollado en la tesis de Maestría de Blaney en el MIT (Massachusetts Institute of Technology), los resultados se presentaron en un artículo (Blaney, Kausel y Roesset, 1976) de una conferencia del ASCE en Blacksburg organizada por Desai sobre Numerical and Analytical Methods in Geomechanics en 1976.

Para el correcto funcionamiento del programa se requiere los siguientes parámetros como datos de entrada a través de un archivo de texto (.txt):

En primer lugar, se indica el número de estratos, para efecto de ejemplo se tomarán dos estratos, en segundo lugar (depende del número de estratos indicados anteriormente), se indican los datos del estrato superior, luego del inferior, es decir del más superficial al más profundo. Los datos que se indican en esta línea son el espesor del estrato, módulo de elasticidad, densidad, relación de Poisson y el amortiguamiento del estrato, en tercer lugar, se indican los datos correspondientes al estrato subsecuente tal como se indicó antes, finalmente, los datos de la estructura, radio y longitud del pilote, altura, densidad específica, módulo de elasticidad y masa de la superestructura.

2.2 ACELEROGRAMAS

Como se mencionó anteriormente, la zona de interés para esta investigación son los sismos originados en la zona de subducción (subducción de la placa de Cocos a la placa Norteamérica), como se sabe, en la costa de los estados de Colima, Michoacán, Guerrero, Oaxaca y Chiapas es donde se genera este fenómeno, sin embargo, en la zona centro del país, la subducción cambia en dirección horizontal conforme se va adentrando al territorio mexicano (placa Norteamericana), y se le conoce como “subducción de placa plana” aunque en el sur del país (Chiapas), la subducción tiene una dirección inclinada con una pendiente pequeña en comparación de la subducción en general. Con base en esta descripción, se hace una breve descripción de la selección de los acelerogramas a utilizar en esta investigación.

Para la selección de la demanda sísmica, se consideraron los acelerogramas seleccionados en el trabajo de tesis de grado de maestría de Esteban J. Hernández (2019). En el cual, primeramente, se buscó de la Base Nacional de Sismos Fuertes del SMIS y de la Red Sísmica

Mexicana (Base de datos de registros acelerográficos del Instituto de Ingeniería de la UNAM) los sismos registrados con magnitudes mayores o iguales a 5, los cuales fueron un total de 13043 registros. De este conjunto de datos se seleccionaron los siguientes:

- Los registrados en suelo duro.
- Los que, sí especifican la profundidad focal, y con profundidad menor o igual a 40 km.
- Los epicentros que se ubican en la zona de interés, corresponde a partir de la latitud 20.0° o inferior (hasta latitud 14.0° aproximadamente, Figura 5).
- Para los intereses de la investigación de Hernández (2019), se seleccionaron 28 registros de cada grupo en los cuales se requiere un factor de escalamiento menor, es importante mencionar que para esta investigación no se requerirá algún tipo de escalamiento.

De acuerdo a lo anterior se obtuvieron 4187 registros, los cuales se dividieron en 8 grupos:

- Grupo 1. Eventos con distancia epicentral menor que 50 km.
- Grupo 2. Eventos con distancia epicentral entre 50 y 100 km.
- Grupo 3. Eventos con distancia epicentral entre 100 y 150 km.
- Grupo 4. Eventos con distancia epicentral entre 150 y 200 km.
- Grupo 5. Eventos con distancia epicentral entre 200 y 250 km.
- Grupo 6. Eventos con distancia epicentral entre 250 y 300 km.
- Grupo 7. Eventos con distancia epicentral entre 300 y 350 km.
- Grupo 8. Eventos con distancia epicentral mayor a 350 km.

Para mayor comprensión referirse a Esteban J. Hernández (2019) en el capítulo 2 de su tesis de maestría.

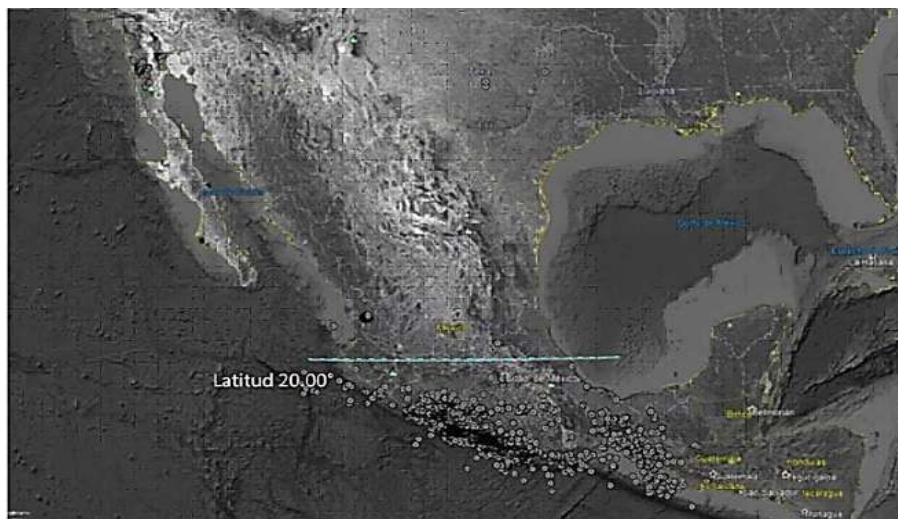


Figura 5. Localización de los epicentros (Tomada de E. Hernández, 2019)

Para esta investigación se tomaron un total de 40 registros los cuales pertenecen al subgrupo 1 (distancia epicentral de 0 a 50 km, Figura 6).

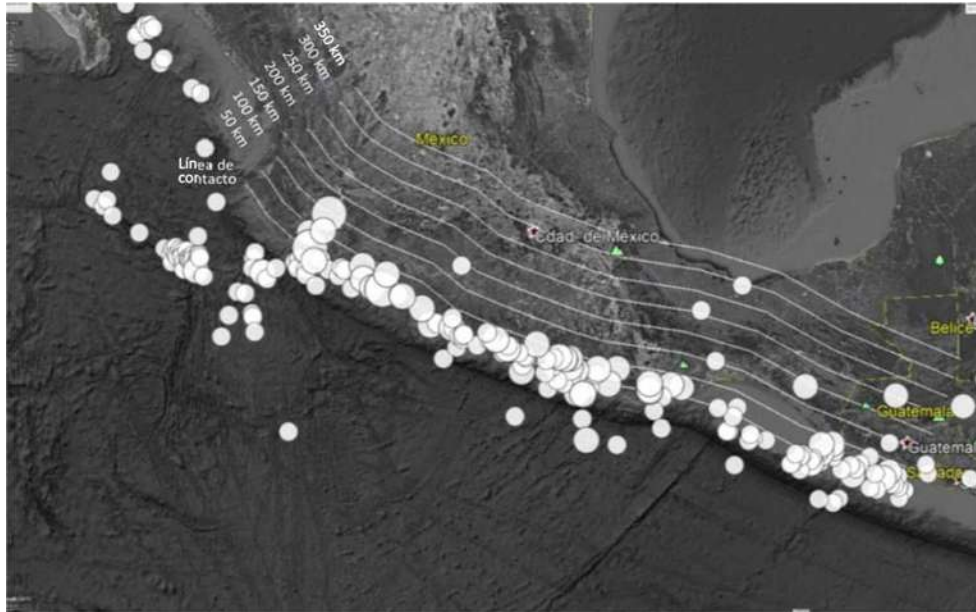


Figura 6. Distancia (epicentral) a la línea de contacto considerada; círculos blancos representan sismos de magnitud mayor a 6 (Tomada de E. Hernández, 2019).

Los acelerogramas considerados se reportan en la Tabla 9, por cada acelerograma se consideró el canal de la aceleración horizontal máxima registrada. Los registros acelerográficos a utilizar han sido producto de las labores de instrumentación y procesamiento de la Unidad de Instrumentación Sísmica del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Tabla 9. Estaciones y eventos sísmicos utilizados.

Estaciones					Sismo			
Clave	Nombre	Latitud	Longitud	Estado	No.	Evento	Magnitud	Acel.máx. (cm/s ²)
CALE	Caleta de Campos	18.07287	-102.75440	Michoacán	2	11/01/1997	6.9	396.210
					25	19/09/1985	8.1	-140.680
					27	09/08/2000	6.5	-150.610
SJLL	San Juan de los Llanos	16.65782	-98.49847	Guerrero	1	20/03/2012	7.4	1073.510
					6	01/04/2012	5.0	433.120
					13	02/04/2012	6.0	255.260
					29	05/05/2011	5.5	233.800
LANE	Las Negras	15.94768	-97.18720	Oaxaca	3	30/09/1999	7.5	251.840
RIOG	Río Grande	16.01435	-97.43863	Oaxaca	4	30/09/1999	7.5	307.470
ACP2	Acapulco, Preparatoria 2	16.87429	-99.88651	Guerrero	5	21/08/2013	6.0	-250.650
LLAV	La Llave	17.34600	-100.79200	Guerrero	7	31/05/1990	5.9	392.380
					19	08/02/1988	5.7	-297.640
					40	11/05/1990	5.3	153.120
PET2	Petatlán	17.53540	-101.26260	Guerrero	8	18/04/2014	7.2	407.110
INMI						10/12/1994	6.3	-376.590
PAPN	Papanao	17.32800	-101.04000	Guerrero	10	22/12/1997	5.0	-406.290
					26	15/07/1996	6.5	-319.640
					28	08/02/1988	5.7	433.700
					35	31/05/1990	5.9	205.780

Clave	Nombre	Latitud	Longitud	Estado	No.	Evento	Magnitud	Acel.máx. (cm/s ²)
SLU2	San Luis de la Loma 2	17.28080	-100.93550	Guerrero	11	18/04/2014	7.2	-418.640
NUX2	Nuxco	17.21671	-100.79120	Guerrero	12	18/04/2014	7.2	173.400
COPL	Copala	16.61081	-98.98399	Guerrero	14	24/10/1993	6.6	-274.030
COYC	Coyuca	16.99779	-100.09000	Guerrero	15	08/10/2001	5.4	-319.250
VIGA	Las Vigas	16.75870	-99.23327	Guerrero	16	25/04/1989	6.9	345.940
					18	24/10/1993	6.6	-347.640
HUIG	Huatulco	15.76922	-96.10835	Oaxaca		03/02/1998	6.2	-330.843
ACAP	Acapulco Pellandini	16.83600	-99.91400	Guerrero	20	19/03/1978	5.8	-315.078
					38	28/05/1991	4.9	-130.160
OCTT	El Ocotito	17.25267	-99.50587	Guerrero	21	27/04/2009	5.7	-213.000
COMD	La Comunidad	18.12236	-100.52380	Guerrero	22	23/05/1994	5.6	-411.520
VNTA	La Venta	16.91426	-99.81885	Guerrero	23	21/08/2013	6.0	152.910
AZIH	Aeropuerto de Zihuatanejo	17.60654	-101.46530	Guerrero	24	21/09/1985	7.6	-158.230
BALC	El Balcón	18.01100	-101.21600	Guerrero	30	10/12/1994	6.3	-266.980
INMD						10/12/1994	6.3	211.500
CPDR	Cerro de Piedra	16.76900	-99.63300	Guerrero	32	09/11/1989	5.1	156.950
					36	13/01/1990	5.0	-183.750
SJAL	San Juan de Alima	18.58537	-103.67030	Michoacán	33	13/08/2006	5.1	-180.350
SLUI	San Luis de la Loma	17.27200	-100.89100	Guerrero	34	31/05/1990	5.9	195.230
OCLL	Ocotillo	17.03658	-99.87852	Guerrero	37	28/04/2007	5.0	183.860
PETA	Petatlán	17.54200	-101.27100	Guerrero	39	15/07/1996	6.5	-183.450

CAPÍTULO 3

ANÁLISIS PARAMÉTRICOS DE ESTUDIO

3. ANALISIS PARAMETRICOS DE ESTUDIO

3.1 PARÁMETROS

3.1.1 Módulo de elasticidad del suelo

Como se puede observar en las ecuaciones presentadas en el capítulo 1 para estimar los momentos flexionantes, estas son función de los parámetros que influyen en la estimación. De forma directa se observan parámetros como el módulo de elasticidad del suelo, el cual se relaciona indirectamente con otros parámetros, como el módulo de rigidez al corte, G , la velocidad de onda de corte V_s , así como la densidad del suelo, ρ , y la relación de Poisson ν , que como se mencionó antes, estos dos últimos parámetros presentan valores con muy pequeñas variaciones

Con los parámetros antes descritos, el módulo de elasticidad del suelo se calcula de la siguiente manera:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad 3-1$$

Despejando:

$$G = V_s^2 \cdot \rho \quad 3-2$$

También se tiene:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad 3-3$$

Despejando

$$E = 2G(1 + \nu) \quad 3-4$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad del suelo (kg/m^2).

ρ : Densidad del suelo (kg/m^3).

G : Módulo de rigidez al corte ($\text{kg/s}^2\text{m}$).

ν : Relación de Poisson.

V_s : Velocidad de onda de corte (m/s).

El módulo de elasticidad se calcula por cada estrato, siempre y cuando el material del estrato cambie, es decir cuando los parámetros (densidad, módulo de rigidez al corte, módulo de Poisson, velocidad de onda de corte) que intervienen varían.

3.1.2 Relación de Poisson

Se puede observar que para obtener el módulo de elasticidad del suelo influyen varios parámetros. Uno de estos parámetros es la relación de Poisson (ν), que es una constante elástica que mide la compresibilidad de un material perpendicular a la dirección del esfuerzo aplicado, o la relación entre la deformación perpendicular y la longitudinal (sea longitudinal donde esta aplicada la fuerza), por lo que en suelos duros tendrá valores cercanos a cero. A continuación, se muestran una tabla (tabla 10) con rangos de valores de la relación de Poisson de materiales generales.

Tabla 10. Valores comunes de relación de Poisson.

Material	Relación de Poisson (ν)
Arcilla	0.40 - 0.45
Arena	0.30 - 0.40
Roca	0.15 - 0.25

3.1.3 Densidad

La densidad específica es un parámetro que de primera mano nos da una idea del tipo de suelo del que se está hablando, de acuerdo a su valor entre más grande sea el valor se está hablando de suelo duro, aun así, el rango de valores es corto. Es importante señalar que la densidad depende del contenido de poros definiéndose densidad real y densidad aparente, en donde la densidad real es aquella en la que el suelo tiene poco o nula porosidad, es decir, la muestra está comprimida. En general, la manera de calcular la densidad es de la siguiente manera (ecuación 3-5):

$$\rho = \frac{m}{V} \quad 3-5$$

Donde:

m: Masa total de la muestra del suelo (kg).

V: Volumen total del suelo (m^3).

3.1.4 Módulo de elasticidad del concreto

En esta investigación se supone que la cimentación está hecha a base de pilas o pilotes de concreto reforzado y no se consideró otro material. Por lo que otro parámetro importante es el módulo de elasticidad de la pila E_p , en este parámetro solo influye la resistencia a la compresión del concreto. Debido a que la cimentación (independientemente el tipo que sea) siempre está sujeta a esfuerzos y presiones y más si es una cimentación profunda, por lo que se estima el uso de concreto de clase 1, con una resistencia a la compresión mayor a

250 kg/cm², que de acuerdo con las NTC-2017 (Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto), el valor del módulo de elasticidad se obtiene de la siguiente manera (ecuación 3-6).

$$E_p = 14000 \cdot \sqrt{f'_c} \quad 3-6$$

Donde:

f'_c = Resistencia a compresión (kg/cm²).

3.1.5 Velocidad de onda de corte

Otro parámetro importante que se utiliza explícitamente en las ecuaciones para estimar los momentos flexionantes es la velocidad de onda de corte (V_s), la cual se obtiene directamente de pruebas geofísicas en campo (down-hole, up-hole y cross-hole) o en laboratorio, generalmente se recomiendan pruebas en campo para representar mejor las propiedades del suelo.

La prueba “cross-hole” se utilizan con dos o más perforaciones para medir la velocidad de propagación de ondas a lo largo de trayectorias horizontales, la prueba consta de hacer dos perforaciones en la cual en una se coloca la fuente de impulso y en la otra perforación a la misma profundidad el receptor, si se hacen pruebas a diferentes profundidades se puede obtener el perfil de velocidad de ondas del suelo, los datos obtenidos son confiables a profundidades de 30 a 60 m utilizando fuentes de impulsos mecánicos y a profundidades mayores es más confiable con fuentes explosivas.

La prueba “down-hole” y “up-hole” es muy parecida al “cross-hole” solo que para estas dos pruebas la fuente de impulso se coloca ya sea en la superficie del suelo y un sólo receptor se puede colocar a diferentes profundidades, o múltiples receptores a diferentes profundidades que se fijan en las paredes de la perforación o viceversa, colocar la fuente de impulso a diferentes profundidades y colocar el receptor en la superficie. El objetivo de estas pruebas es el tiempo de viaje de ondas, cuya pendiente de la curva generada nos representará la velocidad de onda en esa profundidad.

Otra forma de conocer este valor con la ecuación (3-1), para la cual es necesario conocer el módulo de rigidez al corte (G), la densidad del suelo (ρ) y la relación de Poisson (ν).

3.1.6 Momento de inercia de la sección transversal

Otro parámetro que también es considerado en las diferentes ecuaciones propuestas es el momento de inercia (I_p) de la pila o pilote. Esta depende de su sección transversal pero generalmente son secciones circulares, por lo que el parámetro importante es el radio o diámetro del pilote o pila (ecuación 3-7: momento de inercia de una sección circular), y menos común, aunque también son utilizadas, es la de sección poligonal (ecuación 3-8: momento de inercia de una sección cuadrada).

$$I = \frac{\pi r^4}{4} \quad 3-7$$

$$I = \frac{bh^3}{3} \quad 3-8$$

3.2 CASO DE ESTUDIO

Para esta investigación se propuso el caso donde se tienen dos estratos de suelo con diferentes propiedades, con un pilote o pila de cimentación incrustada.

CASO ÚNICO

Para el caso de estudio (Figura 8), se tienen dos estratos con las mismas variaciones de los parámetros descritos en el primer caso de estudio, pero la profundidad del estrato dos será un valor variable.

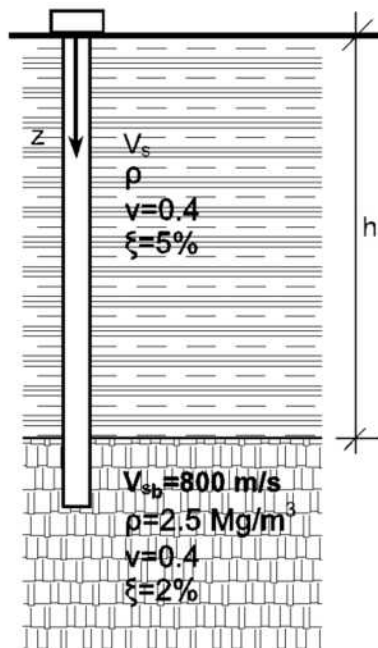


Figura 7. Propiedades y configuración de los estratos.

Las propiedades del estrato inferior se mantienen constantes, con una velocidad de onda de 800 m/s y una densidad de 2500 kg/m³ (con estos valores se asegura un estrato más duro que el superior), una relación de Poisson de 0.4 y un amortiguamiento del 2.0%, se obtuvo el valor del módulo de elasticidad de la siguiente manera:

Usando la ecuación 3-2 y 3-4, con los valores de la densidad, velocidad de onda de corte y la relación de Poisson se obtiene los siguientes resultados de la Tabla 11.

Tabla 11. Obtención del módulo de elasticidad para $\rho_1=2500 \text{ kg/m}^3$ para el caso 2.

$\rho_1 \text{ (kg/m}^3\text{)}$	$V_s \text{ (m/s)}$	$G \text{ (kg/s}^2\text{m)}$	$E \text{ (kg/m}^2\text{)}$
2500	800	1.60E+09	4.48E+09

Mientras que la variación de parámetros del estrato superior será la siguiente forma:

El primer parámetro del suelo a variar es la velocidad de onda de corte de acuerdo a como se resumen en la Tabla 12.

Tabla 12. Valores de la velocidad de onda de corte.

Velocidad de onda de corte (m/s)	
V_{s1}	100
V_{s2}	200
V_{s3}	400

El segundo parámetro del suelo es su densidad específica, los valores considerados se reportan en la Tabla 13:

Tabla 13. Valores de la densidad del suelo.

Densidad del suelo (kg/m³)	
ρ_1	1500
ρ_2	1700
ρ_3	2000

El primer parámetro de la pila es su radio y los valores considerados se presentan en la Tabla 14:

Tabla 14. Valores del radio de la pila.

Radio (m)	
R_1	0.10
R_2	0.20
R_3	0.30
R_4	0.40
R_5	0.50
R_6	0.75
R_7	1.00

En este caso el valor de la profundidad del estrato superior varía como se resume en la Tabla 15.

Tabla 15. Espesor del estrato superior.

Espesor (m)	
h₁	6.0
h₂	12.0
h₃	18.0
h₄	30.0
h₅	42.0

En este caso se desea evaluar, como en el caso 1, los momentos a lo largo de la pila (longitud $h=24$ m), sin embargo, aquí se podrá ver el comportamiento en la interfaz de los estratos, considerándose el estrato inferior más rígido que el superior.

En resumen, en la tabla 16 se presenta la variación de los parámetros.

Tabla 16. Valores propuestos de los parámetros a considerar.

Parámetros			
V_s (m/s)	ρ (kg/m³)	r (m)	h (m)
100	1500	0.1	6
200	1700	0.2	12
400	2000	0.3	18
		0.4	30
		0.5	42
		0.75	
		1.0	

CAPITULO 4

EVALUACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4. EVALUACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1 INFLUENCIA DE PARÁMETROS

En este capítulo se resumen los resultados obtenidos de los análisis paramétricos desarrollados, donde se presentan gráficas de algunos subcasos del caso de estudio, para sentar las bases de las conclusiones y algunas de las decisiones que se tomarán en capítulos siguientes para definir una ecuación.

Inicialmente se analiza la tendencia de la demanda del momento máximo que se presenta en un pilote, estimado en la cabeza y en el interfaz de los estratos.

De investigaciones realizadas (Olmos Y Roesset, 2013), se sabe que cuando hay una grande diferencia de rigidez entre estratos, puede ocurrir el momento máximo en el interfaz y no en la cabeza del pilote. Este efecto de rigidez está representado en los parámetros de densidad y velocidad de onda de corte.

4.1.1 Influencia del diámetro de la pila

En las Figuras 8-25 se muestran los momentos máximos en la interfaz de los estratos (MMIE), estimada por el análisis paramétrico desarrollado con base a los datos que se muestran en la Tabla 17, los análisis se desarrollan para las 40 aceleraciones sísmicas que definen la demanda sísmica del sitio de interés. En las gráficas de las Figuras 8-25, en la mayoría de los casos, el eje vertical representa el momento máximo (kg-m), sin embargo, en cada grafica se indica la variable a la que pertenecen los resultados que se presentan.

Del análisis de resultados para momento máximo en el interfaz del estrato (MMIE) considerando cabeza libre, se observa de manera puntual que: mientras el diámetro del pilote aumenta, el momento máximo se incrementa. Analizando el parámetro de velocidad de onda de corte (V_s), se observa que para valores menores de velocidad de onda corte (100 m/s), el momento máximo es mayor en comparación de valores de V_s mayores (400 m/s), por otro lado, analizando el parámetro de densidad del suelo (ρ) el efecto es que para la combinación de valores de densidad menores (1500 kg/m^3) y $V_s=100 \text{ m/s}$, resulta menor el momento máximo que con densidades mayores ($\rho=1700 \text{ kg/m}^3$ y $\rho=2000$), analizando el efecto de la variación en la velocidad de onda de corte ($V_s=200 \text{ m/s}$ y $V_s=400 \text{ m/s}$), se observa que para densidades menores de 1500 kg/m^3 , la demanda de momento máximo es mayor con respecto de suelos con mayor densidad (1700 kg/m^3 y 2000 kg/m^3).

De forma similar, si analizamos los resultados para MMEI considerando pilotes con cabeza fija se observa que: incrementos en el diámetro del pilote general incrementos en el momento máximo. Analizando el parámetro de velocidad de onda de corte (V_s), para valores menores de 100 m/s, el momento máximo es mayor con respecto del valor estimado para valores mayores de 400 m/s. Con respecto del parámetro de densidad del suelo (ρ), se observa que para valores de densidad menores 1500 kg/m^3 en combinación

con $V_s=100$ m/s el momento máximo estimado es menor que para valores de densidad mayor 2000 kg/m³, sin embargo para densidades menores y velocidad de ondas de corte de 200 y 400 m/s, el momento máximo es más grande que para densidades mayores.

Tabla 17. Variación de parámetros utilizados para el desarrollo de los análisis paramétricos resumidos en las Figura 8-25.

Figura	Condición	Momento	H	ρ	V_s	E		
8	Cabeza Fija	Interfaz	5	1500	100	4.20 E07		
9			5	1700		4.76 E07		
10			5	2000		5.56 E07		
11			Cabeza Fija	Interfaz	5	1500	200	1.68 E08
12					5	1700		1.90 E08
13					5	2000		2.24 E08
14					5	1500	400	6.72 E08
15					5	1700		7.61 E08
16					5	2000		8.96 E08
17	Cabeza Libre	Interfaz	5	1500	100	4.20 E07		
18			5	1700		4.76 E07		
19			5	2000		5.56 E07		
20			Cabeza Libre	Interfaz	5	1500	200	1.68 E08
21					5	1700		1.90 E08
22					5	2000		2.24 E08
23					5	1500	400	6.72 E08
24					5	1700		7.61 E08
25					5	2000		8.96 E08

De forma similar, si analizamos los resultados para MMEI considerando pilotes con cabeza fija se observa que: incrementos en el diámetro del pilote general incrementos en el momento máximo. Analizando el parámetro de velocidad de onda de corte (V_s), para valores menores de 100 m/s, el momento máximo es mayor con respecto del valor estimado para valores mayores de 400 m/s. Con respecto del parámetro de densidad del suelo (ρ), se observa que para valores de densidad menores 1500 kg/m³ en combinación con $V_s=100$ m/s el momento máximo estimado es menor que para valores de densidad mayor 2000 kg/m³, sin embargo para densidades menores y velocidad de ondas de corte de 200 y 400 m/s, el momento máximo es más grande que para densidades mayores.

En el caso de la demanda de momento máximo en la cabeza del pilote (MMCP) se observan tendencias similares a las descritas previamente, las gráficas de los resultados obtenidos se encuentran en el apéndice A, donde se sigue el mismo formato y nomenclatura que en la Tabla 17. De igual forma se presentan los resultados correspondientes a las diferentes

configuraciones de profundidad de estrato (h), altura de superestructura (H), como función de las variables descritas previamente.

Todos los análisis que se muestran a continuación se consideraron las 40 aceleraciones sísmicas descritas con anterioridad.

4.1.2 Influencia de la velocidad de onda de corte

Para representar la variación de los momentos en función de velocidades de onda de corte y de la densidad se propusieron relaciones de momento donde se muestran las variaciones se presentan con respecto de las diferentes variables, por ejemplo, se dividió el momento máximo considerando cabeza libre y con una altura de superestructura de 5m y un espesor de estrato de 6 m, para $V_s=100$ m/s y $\rho =1500$ kg/m³ y el sismo 1 con pilote de diámetro de 0.2 m entre su similar; esta combinación de variables se repite variando solamente la velocidad de ondas de corte, 200 y 400 m/s, los demás parámetros se conservan igual, es decir, el único parámetro variable es la velocidad de onda de corte (V_s) a lo que llamaremos relaciones de momento en función de la velocidad de onda de corte. Después de haber obtenido las relaciones de momento de V_s se decidió obtener una media para los 40 acelerogramas para cada diámetro, es decir, se hizo la suma de 40 (de los 40 acelerogramas) relaciones de momentos en función de V_s , para un mismo diámetro y se dividió entre el mismo número. Se obtuvieron los resultados que se muestran en las figuras 26 a 41, resumiéndose los resultados obtenidos en las Figuras 26-41 para el conjunto de parámetros considerados, las cuales muestran la influencia del parámetro V_s .

Tabla 18. Datos de los parámetros de los resultados mostrados en las figuras 26 a 41.

Figura	Momento	Condición	h (m)	H (m)
26	Interfaz	Cabeza libre	6	5
27		Cabeza fija	6	5
28	Cabeza	Cabeza libre	6	5
29		Cabeza fija	6	5
30	Interfaz	Cabeza libre	12	5
31		Cabeza fija	12	5
32	Cabeza	Cabeza libre	12	5
33		Cabeza fija	12	5
34	Interfaz	Cabeza libre	18	5
35		Cabeza fija	18	5
36	Cabeza	Cabeza libre	18	5
37		Cabeza fija	18	5
38	Cabeza	Cabeza libre	30	5
39		Cabeza fija	30	5
40	Cabeza	Cabeza libre	42	5
41		Cabeza fija	42	5

Es importante mencionar que a partir de un espesor fijo del primer estrato ($h=30$ m) ya no hay interacción el pilote (MMIE), ya que este elemento tiene una longitud constante de 24 m.

Vs=100 m/s - ρ=1500

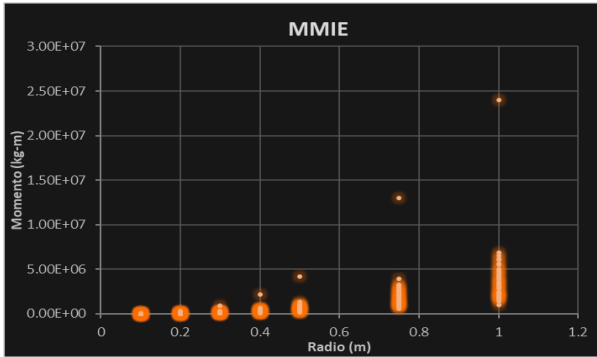


Fig. 8. MMIE considerando cabeza libre.

Vs=100 m/s - ρ=1700

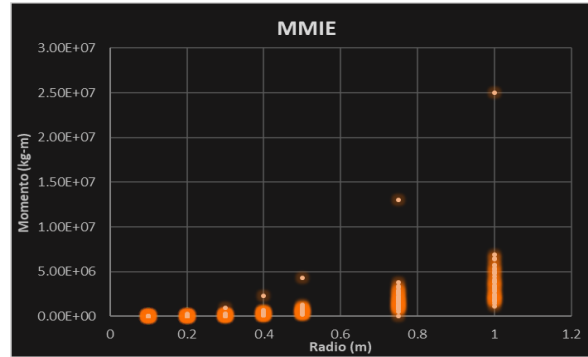


Fig. 9. MMIE considerando cabeza libre.

Vs=100 m/s - ρ=2000

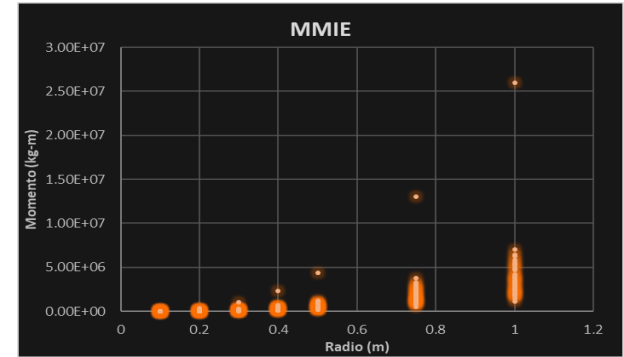


Fig. 10. MMIE considerando cabeza libre.

Vs=200 m/s - ρ=1500

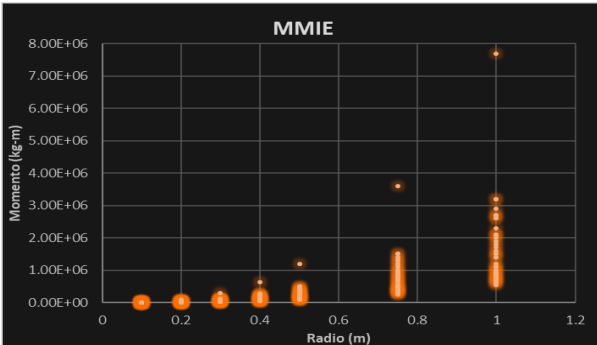


Fig. 11. MMIE considerando cabeza libre.

Vs=200 m/s - ρ=1700

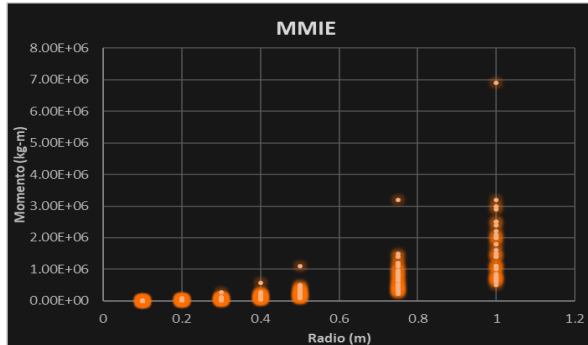


Fig. 12. MMIE considerando cabeza libre.

Vs=400 m/s - ρ=2000

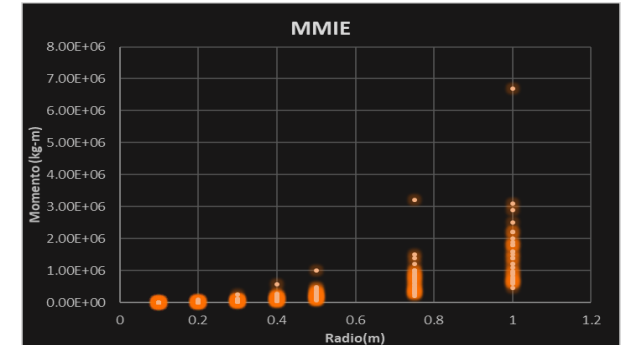


Fig. 13. MMIE considerando cabeza libre.

Vs=400 m/s - ρ=1500

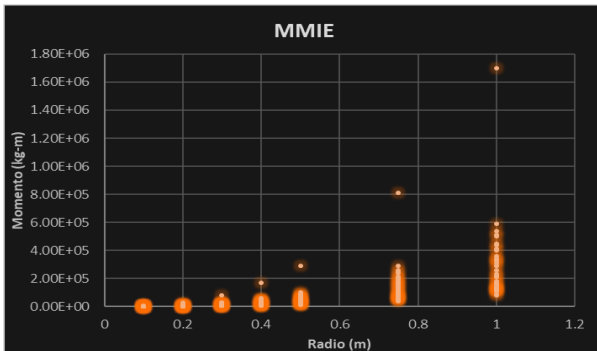


Fig. 14. MMIE considerando cabeza libre.

Vs=400 m/s - ρ=1700

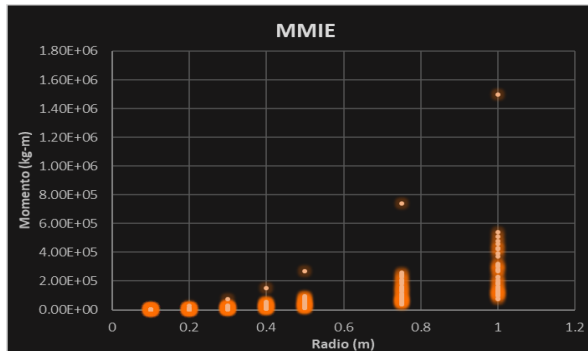


Fig. 15. MMIE considerando cabeza libre.

Vs=400 m/s - ρ=2000

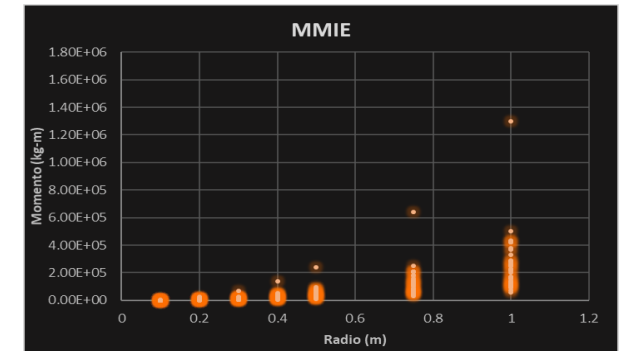


Fig. 16. MMIE considerando cabeza libre.

Vs=100 m/s - $\rho=1500$

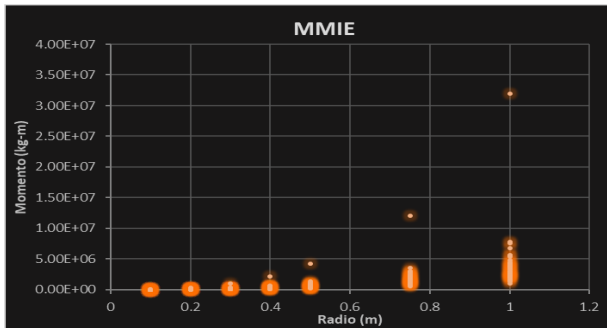


Fig. 17. MMIE considerando cabeza fija.

Vs=100 m/s - $\rho=1700$

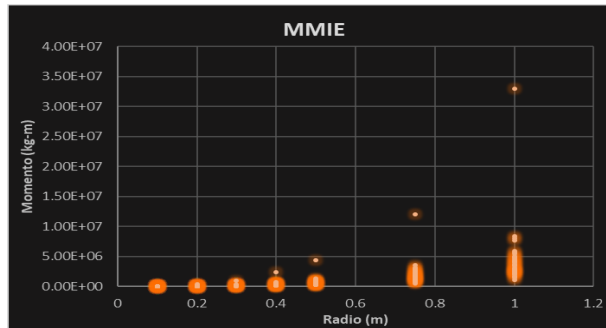


Fig. 18. MMIE considerando cabeza fija.

Vs=100 m/s - $\rho=2000$

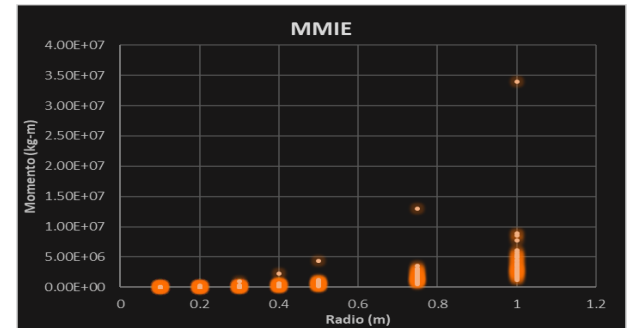


Fig. 19. MMIE considerando cabeza fija.

Vs=200 m/s - $\rho=1500$

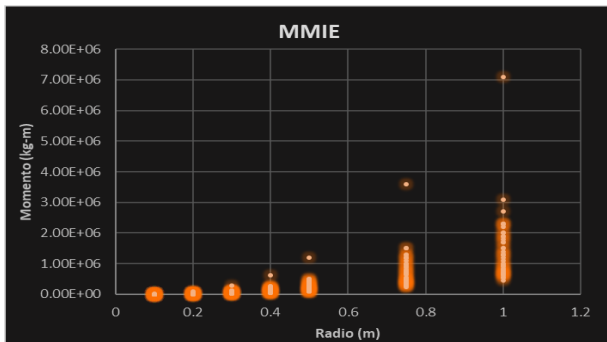


Fig. 20. MMIE considerando cabeza fija.

Vs=200 m/s - $\rho=1700$

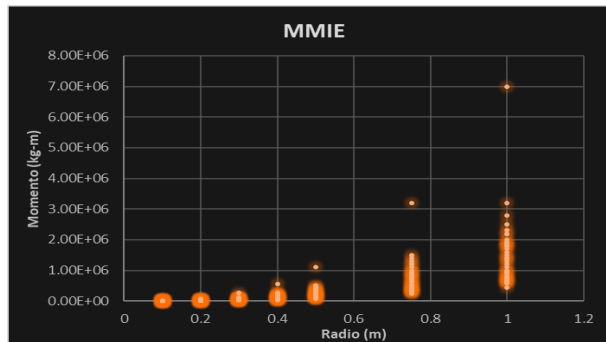


Fig. 21. MMIE considerando cabeza fija.

Vs=200 m/s - $\rho=2000$

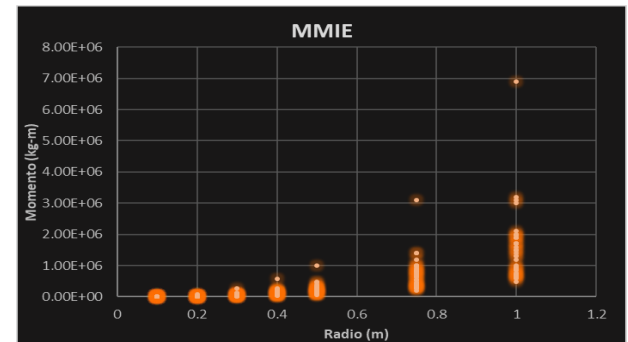


Fig. 22. MMIE considerando cabeza fija.

Vs=200 m/s - $\rho=1500$

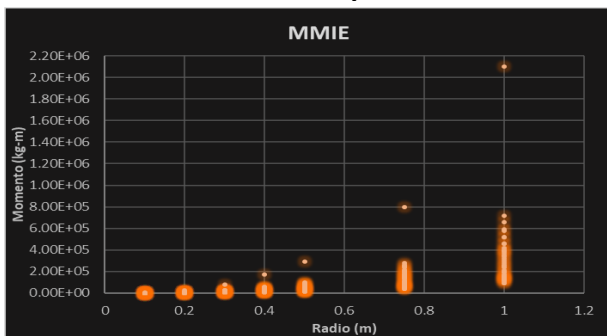


Fig. 23. MMIE considerando cabeza fija.

Vs=400 m/s - $\rho=1700$

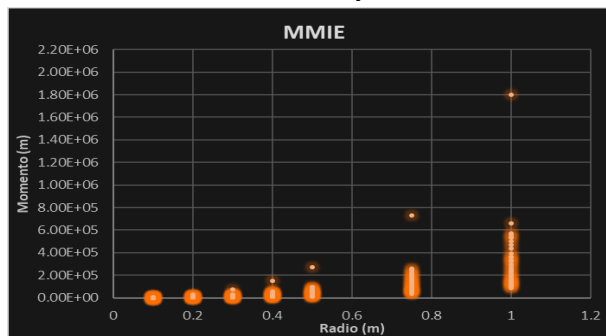


Fig. 24. MMIE considerando cabeza fija.

Vs=400m/s- $\rho=2000$

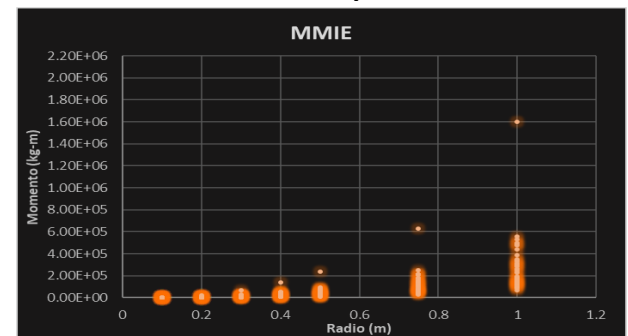


Fig. 25. MMIE considerando cabeza fija.

4.1.3 Influencia de densidad del suelo

Para identificar la influencia del parámetro de densidad, se procedió de manera similar, pero ahora identificando la influencia de la densidad del suelo (ρ), es decir, lo consideramos como único parámetro variable, primeramente, se obtuvieron las relaciones de momento máximo en función de la densidad y el resto de los parámetros constantes; las curvas que se muestran consideran la influencia de los 40 acelerogramas evaluados por cada diámetro de pila de cimentación. Los resultados se resumen en las Figura 42-47y el valor de las variables consideradas en este análisis en la Tabla 19.

Tabla 19. Datos de los parámetros de los resultados mostrados en las Figuras 42 a 57.

Figura	Condición	Momento	h (m)	H (m)
42	Cabeza libre	Interfaz	6	5
43	Cabeza fija		6	5
44	Cabeza libre	Cabeza	6	5
45	Cabeza fija		6	5
46	Cabeza libre	Interfaz	12	5
47	Cabeza fija		12	5
48	Cabeza libre	Cabeza	12	5
49	Cabeza fija		12	5
50	Cabeza libre	Interfaz	18	5
51	Cabeza fija		18	5
52	Cabeza libre	Cabeza	18	5
53	Cabeza fija		18	5
54	Cabeza libre	Cabeza	30	5
55	Cabeza fija		30	5
56	Cabeza libre	Cabeza	42	5
57	Cabeza fija		42	5

4.1.4 Influencia del espesor del estrato

La influencia del espesor del estrato (h) se estudia mediante las gráficas de las Figuras 42-57. Para obtener estos resultados se desarrolló el mismo proceso que en los casos anteriores, pero ahora considerando como variable el espesor del primer estrato. De los momentos máximos obtenidos con los programas, se decidió obtener relaciones de momento máximo respecto la profundidad del primer estrato (h), es decir, se dividió el momento máximo obtenido con el acelerograma 1, para un $h=6$ m, $r=0.1$ m $\rho=1500$ kg/m³, $V_s=100$ m/s, $H=5$ m, en el interfaz de los estratos y considerando cabeza libre entre $h=12$ m, $r=0.1$ m $\rho=1500$ kg/m³, $V_s=100$ m/s, $H=5$ m, en el interfaz de los estratos y considerando cabeza libre usando el acelerograma 1.

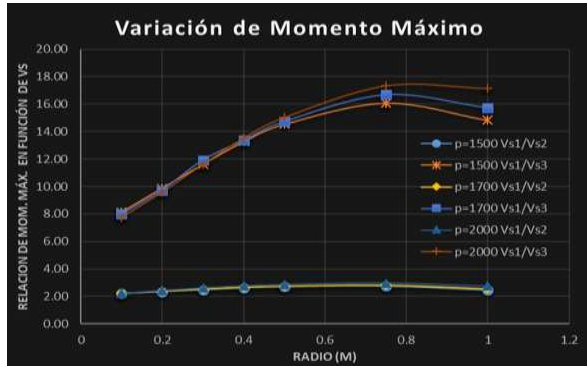


Fig. 26. Relación de MMIE considerando cabeza libre.

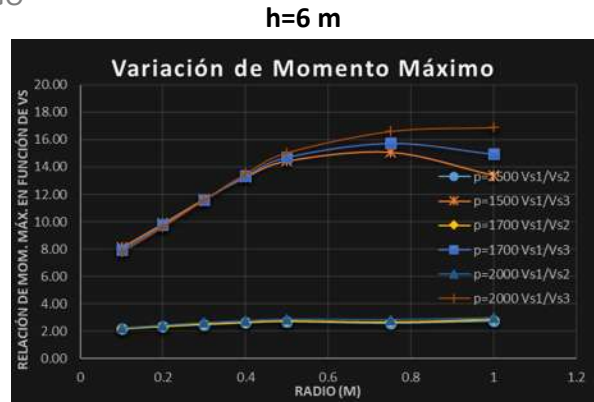


Fig. 27. Relación de MMIE considerando cabeza fija.

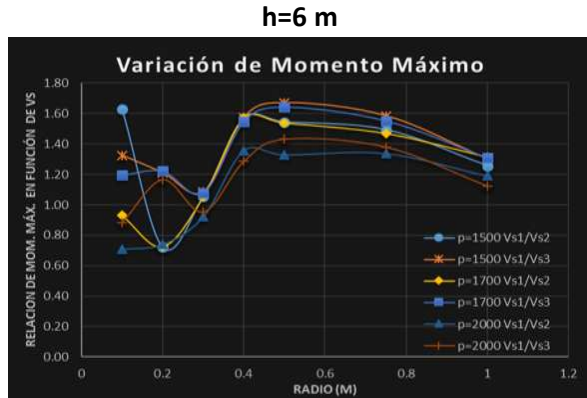


Fig. 28. Relación de MMCP considerando cabeza libre.

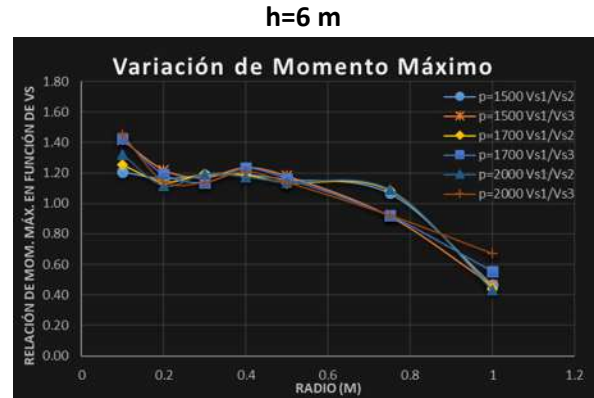


Fig. 29. Relación de MMCP considerando cabeza fija.

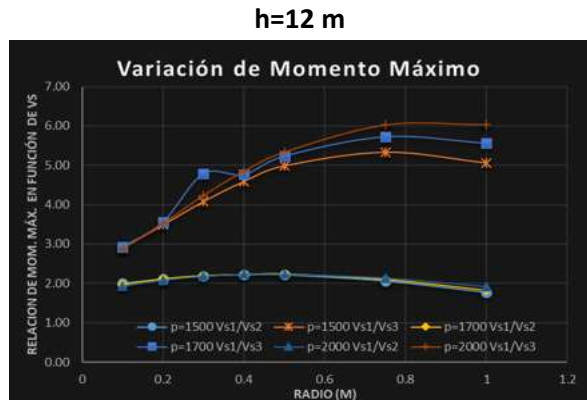


Fig. 30. Relación de MMIE considerando cabeza libre.

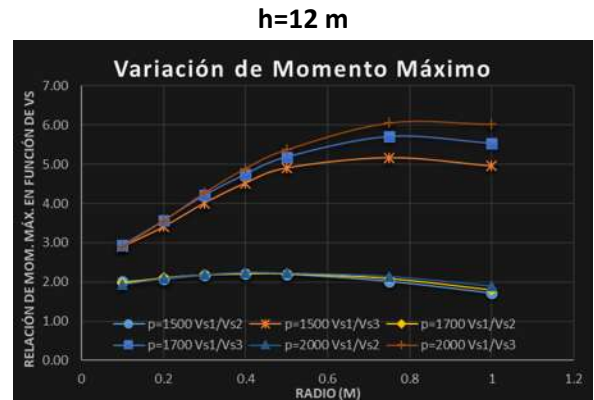


Fig. 31. Relación de MMIE considerando cabeza fija.

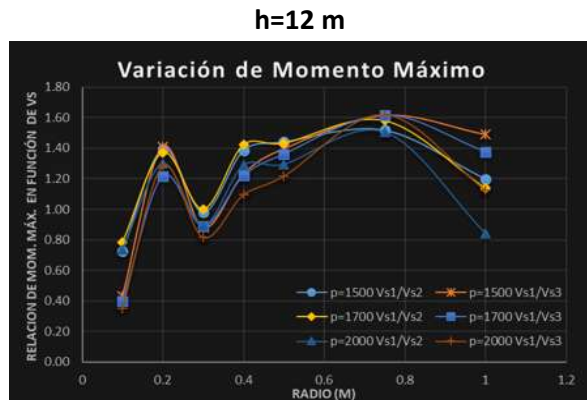


Fig. 32. Relación de MMCP considerando cabeza libre.

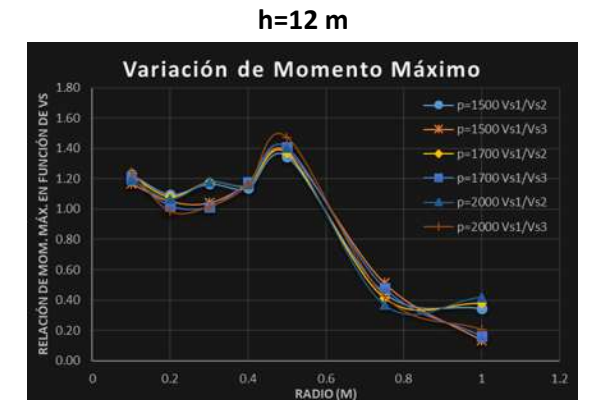


Fig. 33. Relación de MMCP considerando cabeza fija.

h=18 m

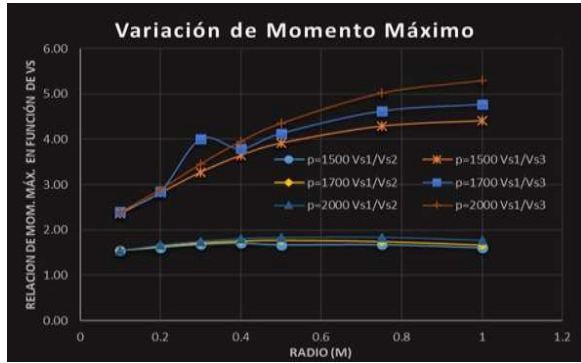


Fig. 34. Relación de MMIE considerando cabeza libre.

h=18 m



Fig. 35. Relación de MMIE considerando cabeza fija.

h=18 m

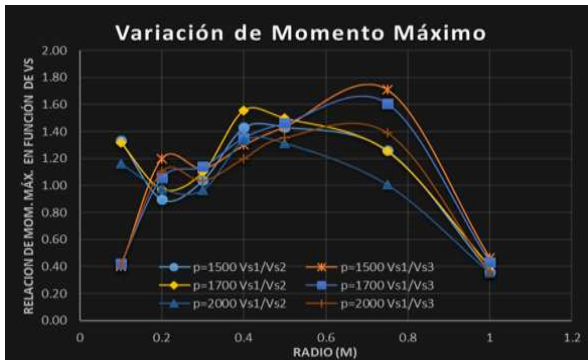


Fig. 36. Relación de MMCP considerando cabeza libre.

h=18 m

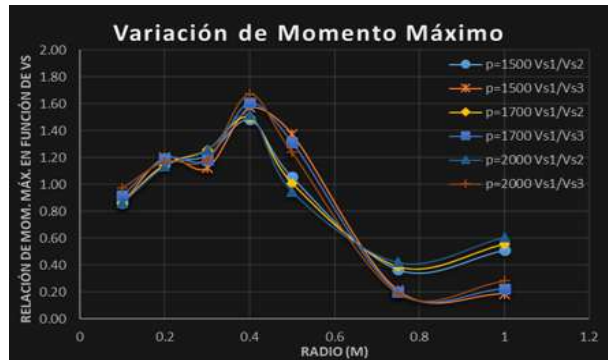


Fig. 37. Relación de MMCP considerando cabeza fija.

h=30 m

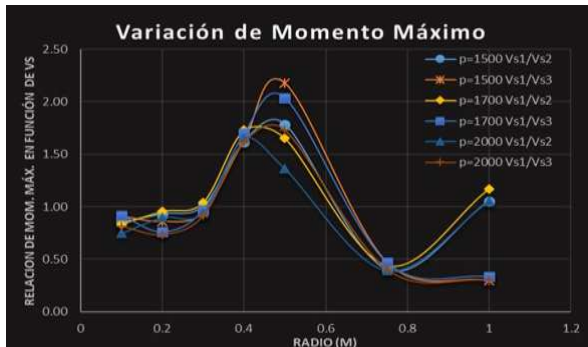


Fig. 38. Relación de MMCP considerando cabeza libre.

h=30 m

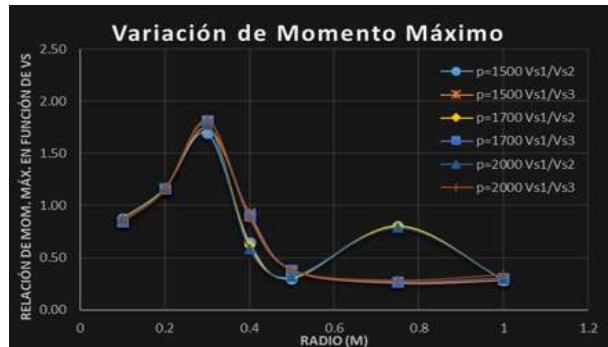


Fig. 39. Relación de MMCP considerando cabeza fija.

h=42 m

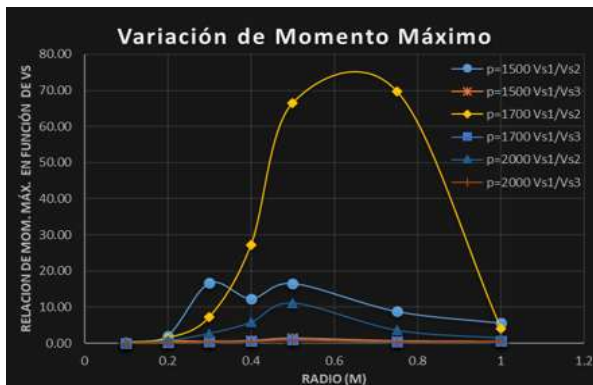


Fig. 40. Relación de MMCP considerando cabeza libre.

h=42 m

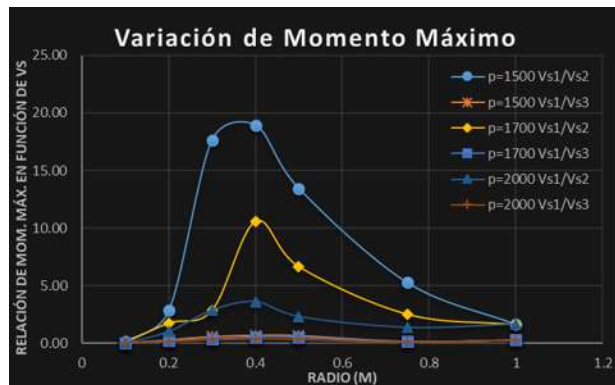


Fig. 41. Relación de MMCP considerando cabeza fija.

h=6 m

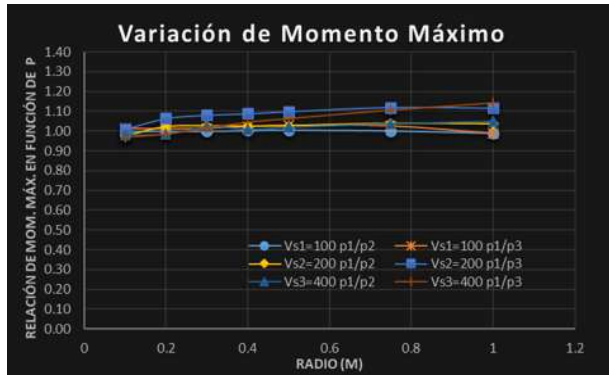


Fig. 42. Relación de MMIE considerando cabeza libre.

h=6 m

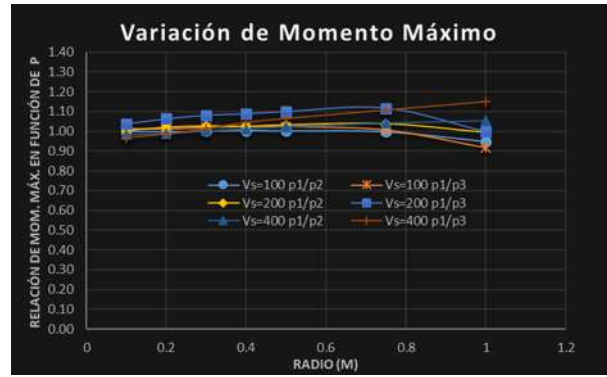


Fig. 43. Relación de MMIE considerando cabeza fija.

h=6 m

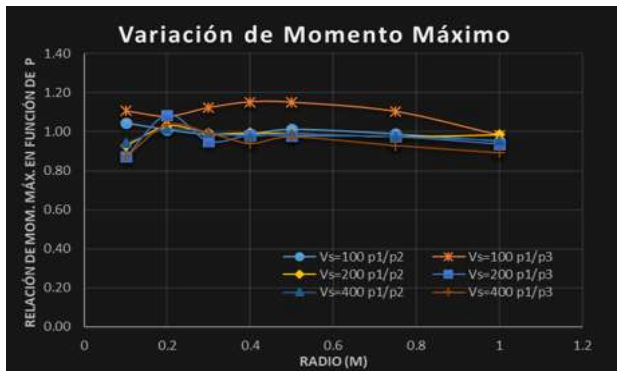


Fig. 44. Relación de MMCP considerando cabeza libre.

h=6 m

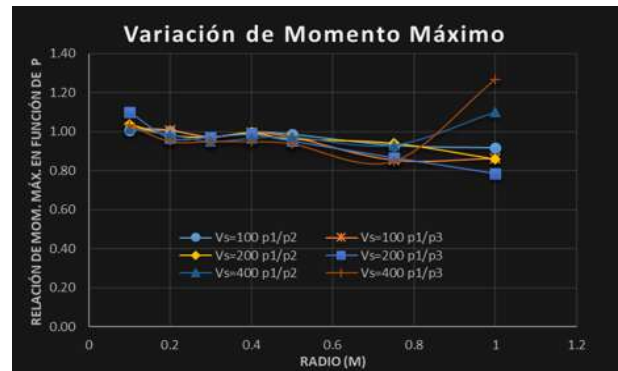


Fig. 45. Relación de MMCP considerando cabeza fija.

h=12 m

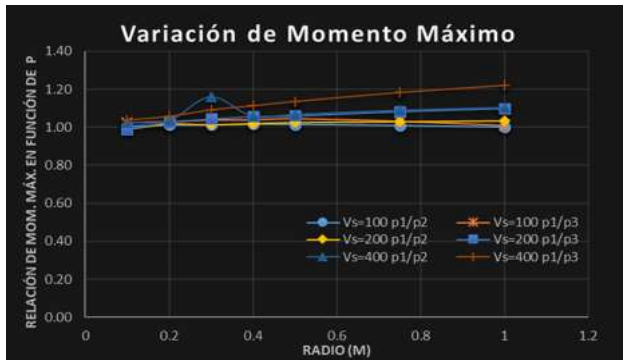


Fig. 46. Relación de MMIE considerando cabeza libre.

h=12 m

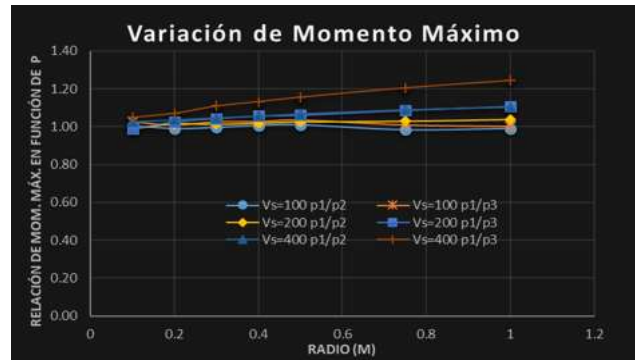


Fig. 47. Relación de MMIE considerando cabeza fija.

h=12 m

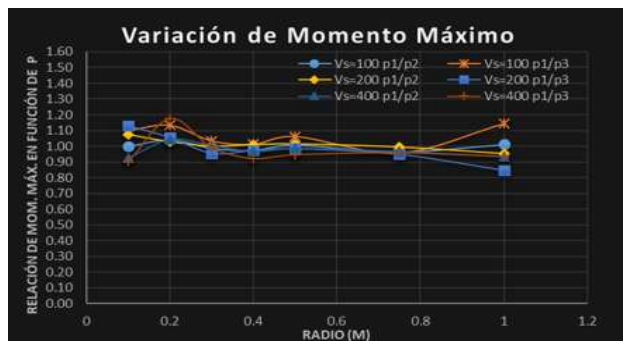


Fig. 48. Relación de MMCP considerando cabeza libre.

h=12 m

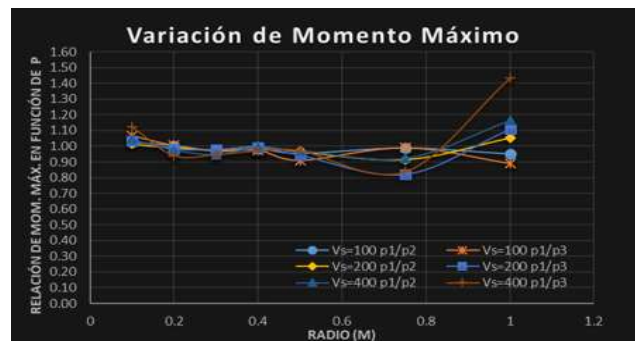


Fig. 49. Relación de MMCP considerando cabeza fija.

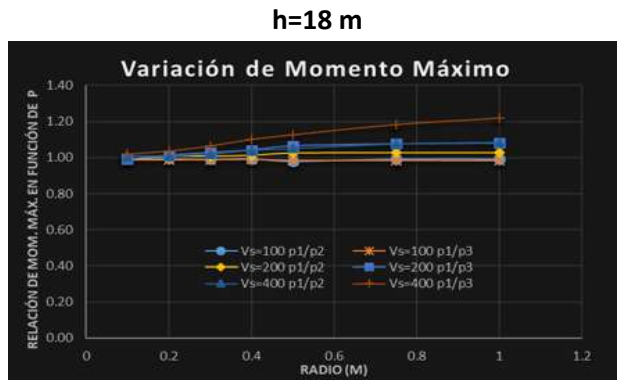


Fig. 50. Relación de MMIE considerando cabeza libre.

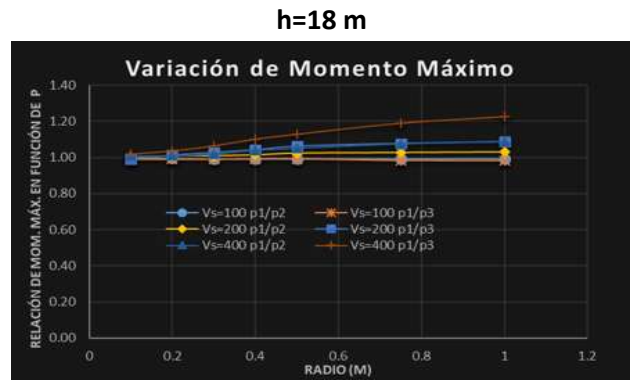


Fig. 51. Relación de MMIE considerando cabeza fija.

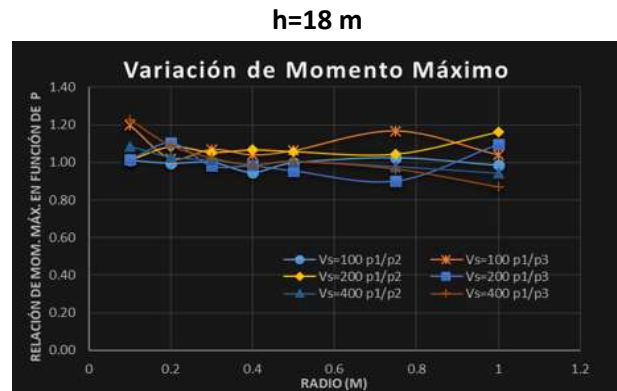


Fig. 52. Relación de MMCP considerando cabeza libre.

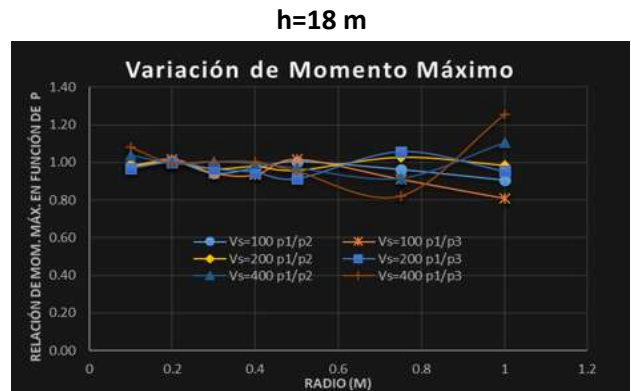


Fig. 53. Relación de MMCP considerando cabeza fija.

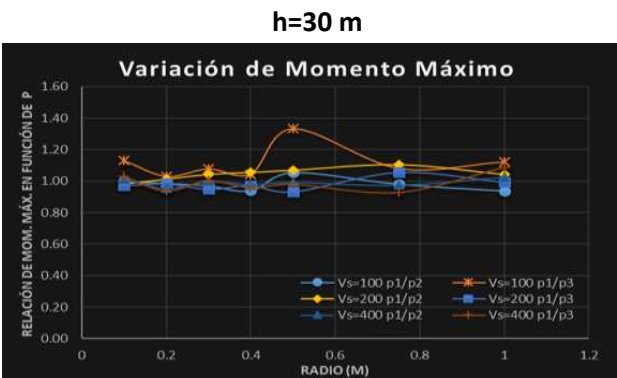


Fig. 54. Relación de MMCP considerando cabeza libre.

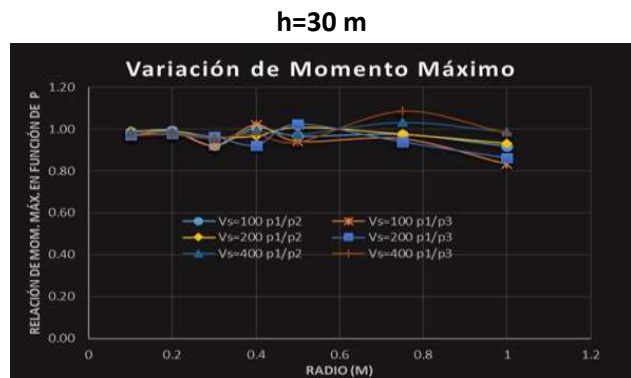


Fig. 55. Relación de MMCP considerando cabeza fija.

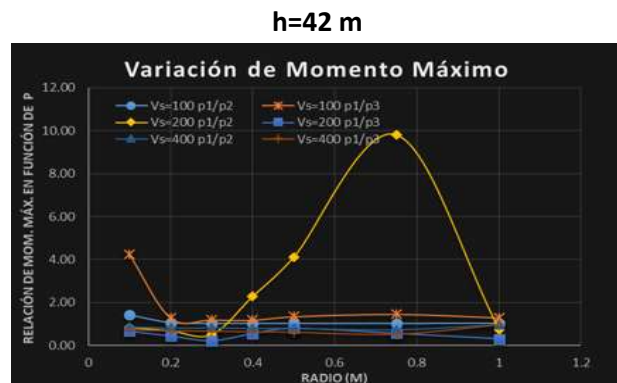


Fig. 56. Relación de MMCP considerando cabeza libre.

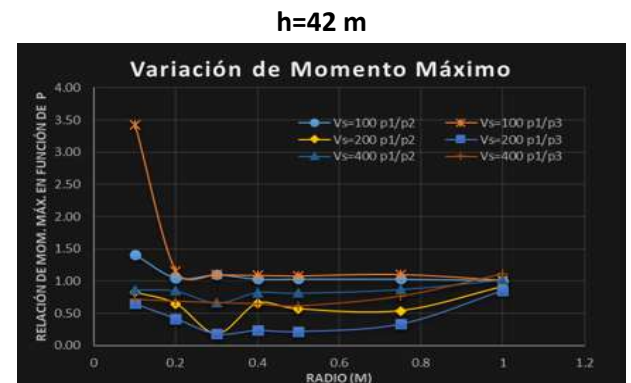


Fig. 57. Relación de MMCP considerando cabeza fija.

Una vez obtenidas las relaciones de momento respecto a la profundidad del primer estrato (h), se obtuvo el valor medio con respecto de los análisis de 40 acelerogramas. Es importante resaltar que en el numerador siempre estará $h_1=6$ m y en el denominador estarán $h_2=12$ m, $h_3=18$ m, $h_4=30$ m y $h_5=42$ m, que representan el estrato superior y los estratos inferiores. Si las relaciones de momento máximo respecto a la profundidad del primer estrato resultan mayores a 1, significa que los momentos máximos son más grandes para $h=6$ m que, para otra profundidad, si resulta menor a 1, significa que es más grande el momento para las demás profundidades que para una profundidad $h=6$ m.

Los valores de los parámetros que se consideraron para obtener los resultados se presentan en las Figuras 58-75, donde se muestra la influencia del parámetro h, esto se resume en la Tabla 20.

Tabla 20. Datos de los parámetros de los resultados mostrados en las Figuras 58 a 75.

Figura	Momento	Condición	Vs (m/s)	ρ	H (m)
58	Interfaz	Cabeza libre	100	1500	5
59				1700	5
60				2000	5
61			200	1500	5
62				1700	5
63				2000	5
64			400	1500	5
65				1700	5
66				2000	5
67	Cabeza		100	1500	5
68				1700	5
69				2000	5
70			200	1500	5
71				1700	5
72				2000	5
73			400	1500	5
74				1700	5
75				2000	5

Donde:

$$h_1= 6.0 \text{ m} \quad h_2= 12.0 \text{ m} \quad h_3= 18.0 \text{ m} \quad h_4= 30.0 \text{ m} \quad h_5= 42.0 \text{ m}$$

En cada gráfica se muestran las siguientes relaciones: h_1/h_2 , h_1/h_3 , h_1/h_4 , h_1/h_5 , que representan el momento máximo obtenido para un espesor de 6 m en el estrato superior (h_1) entre los momentos máximos obtenidos con el resto de los estratos considerados.

Vs1 y p1

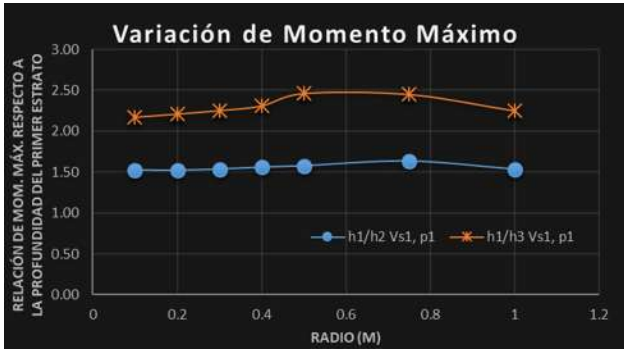


Fig. 58. Relación de MMIE considerando cabeza libre.

Vs2 y p1

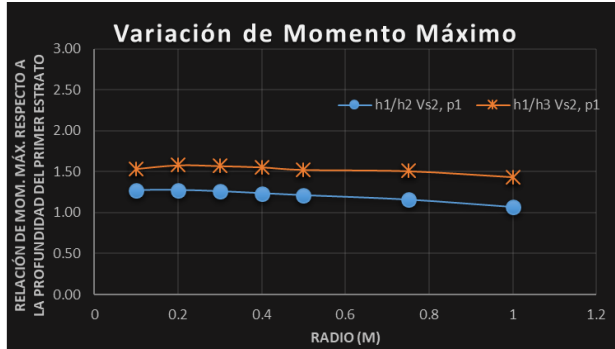


Fig. 59. Relación de MMIE considerando cabeza libre.

Vs3 y p1

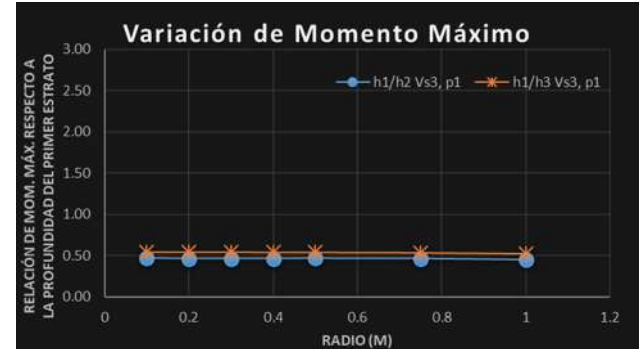


Fig. 60. Relación de MMIE considerando cabeza libre.

Vs1 y p2

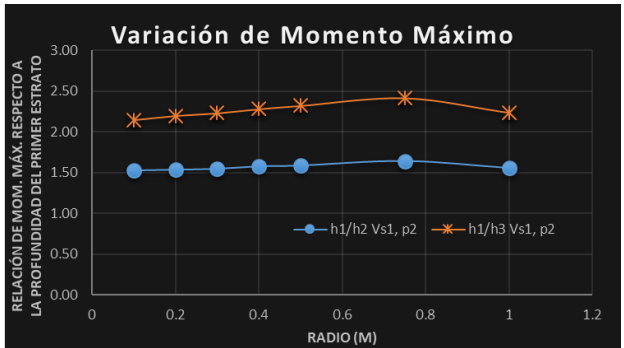


Fig. 61. Relación de MMIE considerando cabeza libre.

Vs2 y p2

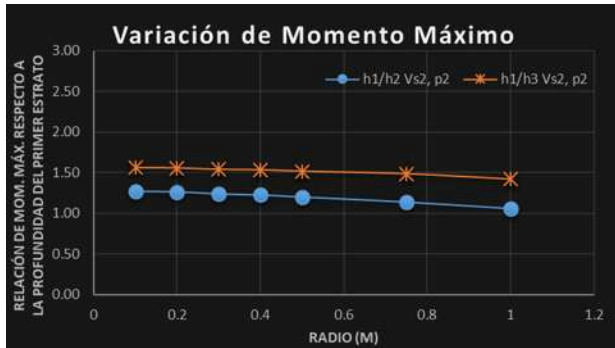


Fig. 62. Relación de MMIE considerando cabeza libre.

Vs3 y p2

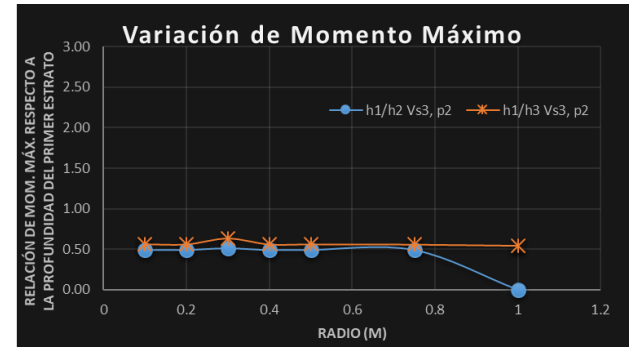


Fig. 63. Relación de MMIE considerando cabeza libre.

Vs1 y p3

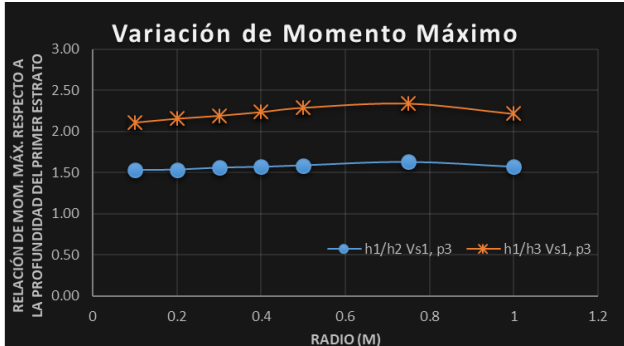


Fig. 64. Relación de MMIE considerando cabeza libre.

Vs2 y p3

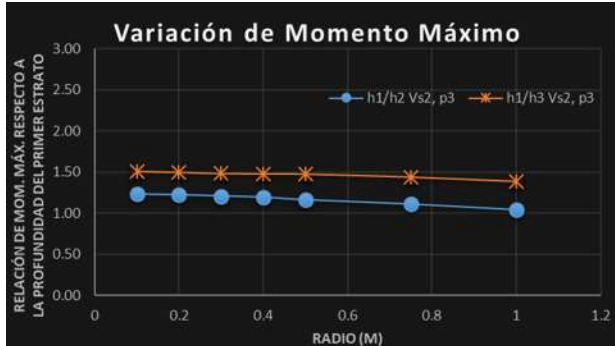


Fig. 65. Relación de MMIE considerando cabeza libre.

Vs3 y p3

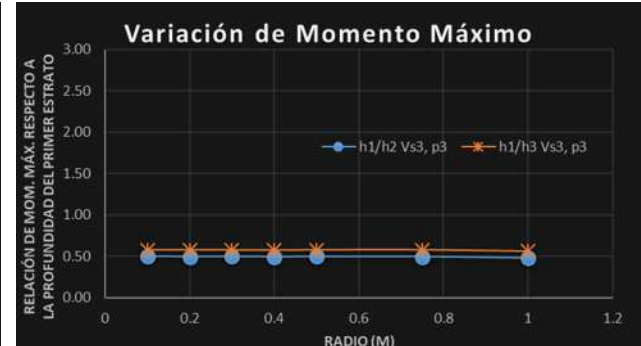


Fig. 66. Relación de MMIE considerando cabeza libre.

Vs1 y p1

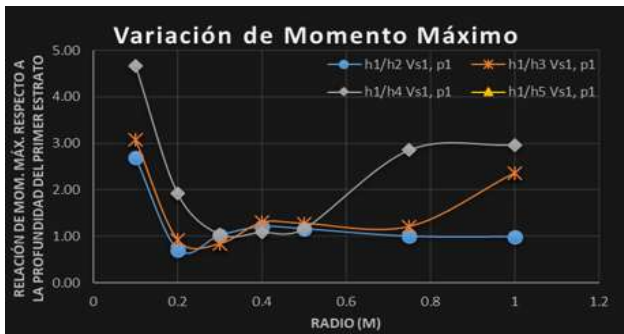


Fig. 67. Relación de MMCP considerando cabeza libre.

Vs2 y p1

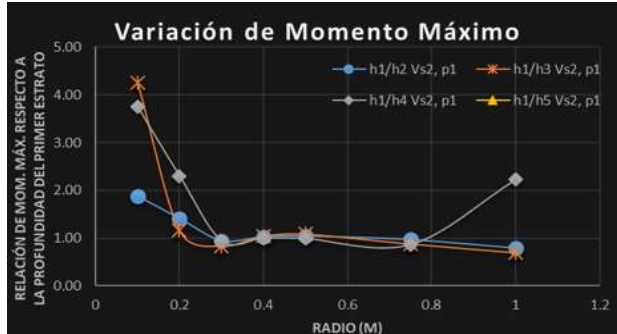


Fig. 68. Relación de MMCP considerando cabeza libre.

Vs3 y p1



Fig. 69. Relación de MMCP considerando cabeza libre.

Vs1 y p2

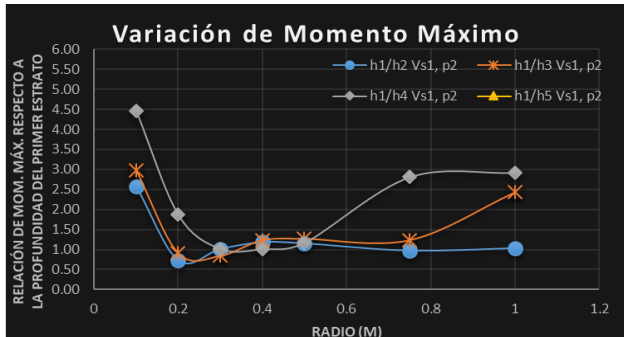


Fig. 70. Relación de MMCP considerando cabeza libre.

Vs2 y p2

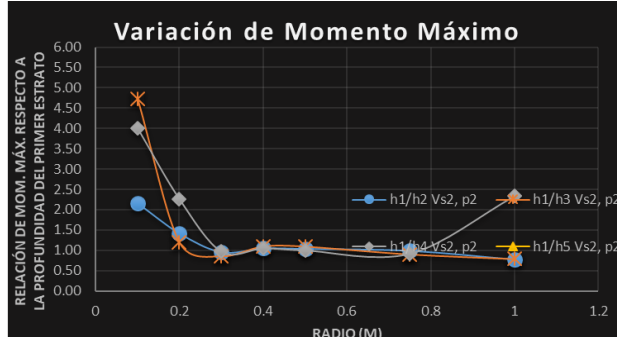


Fig. 71. Relación de MMCP considerando cabeza libre.

Vs3 y p2

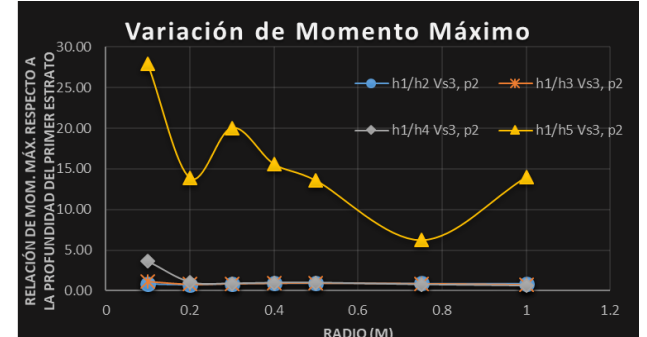


Fig. 72. Relación de MMCP considerando cabeza libre.

Vs1 y p3

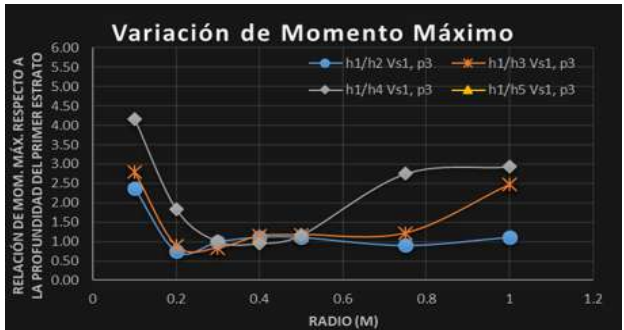


Fig. 73. Relación de MMCP considerando cabeza libre.

Vs2 y p3

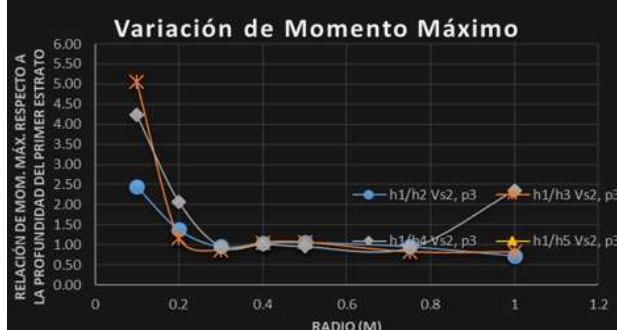


Fig. 74. Relación de MMCP considerando cabeza libre.

Vs3 y p3

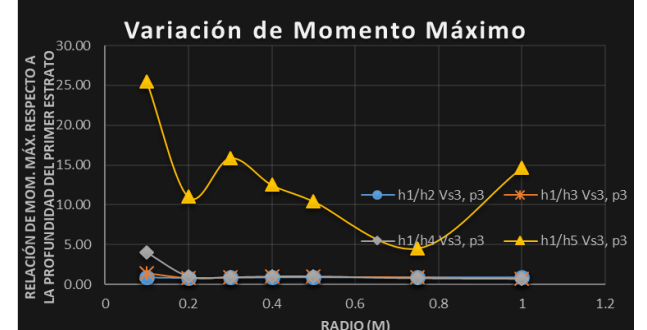


Fig. 75. Relación MMCP considerando cabeza libre.

4.1.5 Influencia de la altura de la superestructura

Finalmente, se estudia la influencia de la altura de la superestructura en la respuesta de los momentos máximos en las pilas o pilotes de cimentación tanto en la interfaz como en la cabeza de estos elementos, podemos definir este parámetro como la manera en que influye en la respuesta la esbeltez de la estructura, para ello también se analiza la relación de momento máximo respecto a la altura de la superestructura (H), ya que este parámetro fue la única variable considerada con respecto de la superestructura.

Una vez obtenidas las relaciones de momento respecto a la altura de la superestructura (H), se estimó la media obtenida de los análisis de los 40 acelerogramas. Es importante reconocer que en el numerador siempre estará $H=5$ m y en el denominador estarán $H=10$ m. Si las relaciones de momento máximo a la altura de la superestructura resultan mayores a 1, significa que los momentos máximos son más grandes para $H=5$ m que para una altura de $H=10$ m, si resulta menor a 1, significa que es más grande el momento para la altura de la superestructura $H=10$ m que para una altura de $H=5$ m. Los resultados se resumen en las Figuras 76-93, donde se muestra la influencia del parámetro h con respecto de los parámetros reportados en la Tabla 21.

Tabla 21. Datos de los parámetros de los resultados mostrados en las Figuras 76-93.

Figura	Condición	Momento	Relación de H	Vs(m)	ρ (kg/m ³)	
76	Cabeza libre	Interfaz	H_1/H_2	100	1500	
77			H_1/H_2		1700	
78			H_1/H_2		2000	
79			H_1/H_2		1500	
80			H_1/H_2	200	1700	
81			H_1/H_2		2000	
82			H_1/H_2		1500	
83			H_1/H_2		400	1700
84		H_1/H_2	2000			
85		Cabeza	Cabeza	H_1/H_2	100	1500
86				H_1/H_2		1700
87				H_1/H_2		2000
88				H_1/H_2	200	1500
89				H_1/H_2		1700
90	H_1/H_2			2000		
91	H_1/H_2			400	1500	
92	H_1/H_2				1700	
93	H_1/H_2				2000	

H1/H2

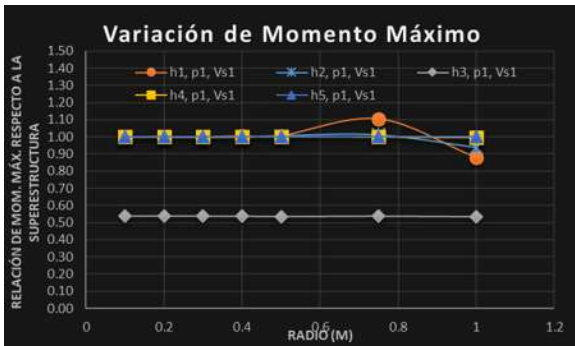


Fig. 76. Relación de MMIE considerando cabeza libre.

H1/H2

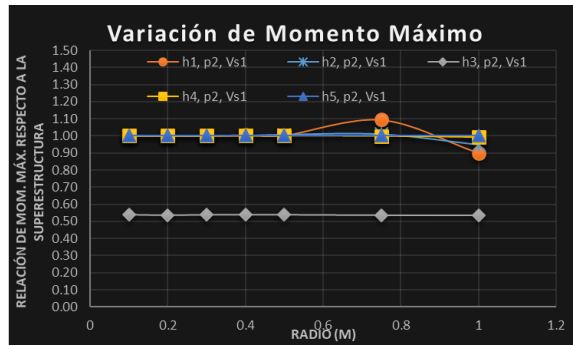


Fig. 77. Relación de MMIE considerando cabeza libre.

H1/H2

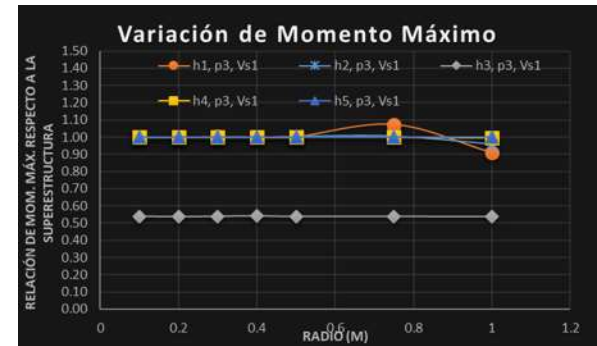


Fig. 78. Relación de MMIE considerando cabeza libre.

H1/H2

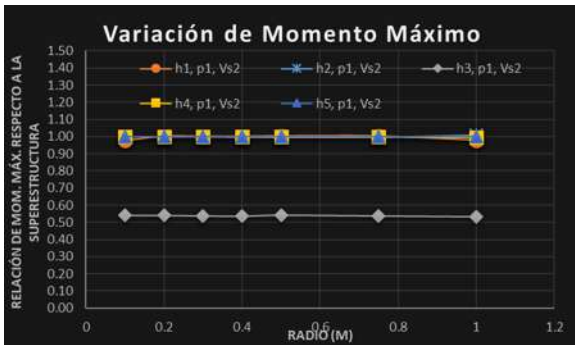


Fig. 79. Relación de MMIE considerando cabeza libre.

H1/H2

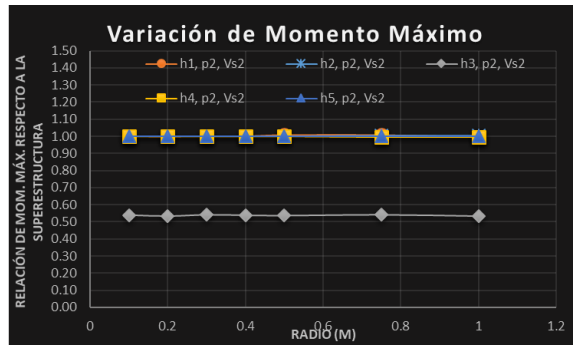


Fig. 80. Relación de MMIE considerando cabeza libre.

H1/H2

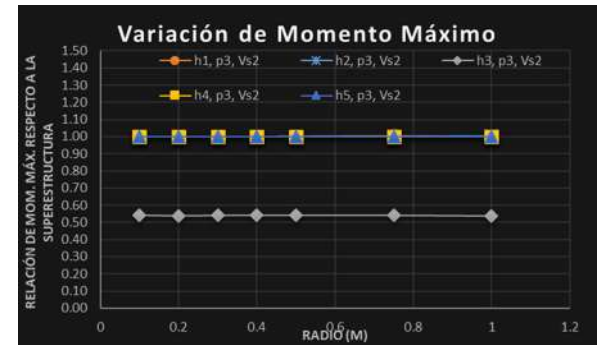


Fig. 81. Relación de MMIE considerando cabeza libre.

H1/H2

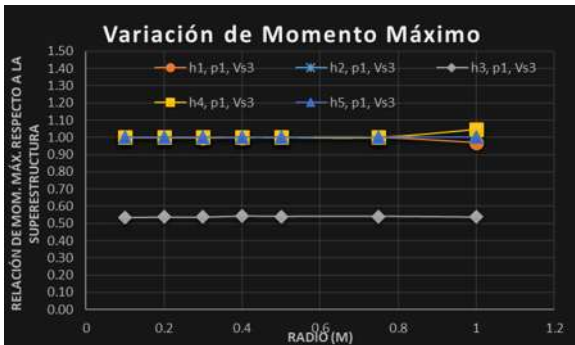


Fig. 82. Relación de MMIE considerando cabeza libre.

H1/H2

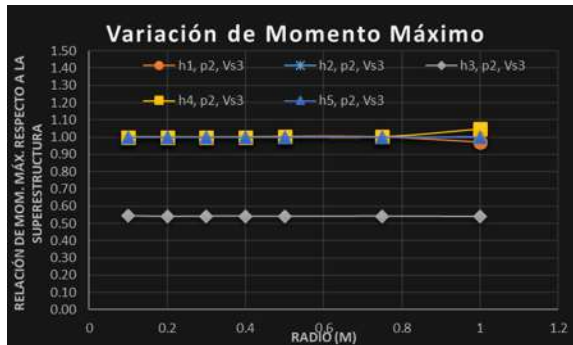


Fig. 83. Relación de MMIE considerando cabeza libre.

H1/H2

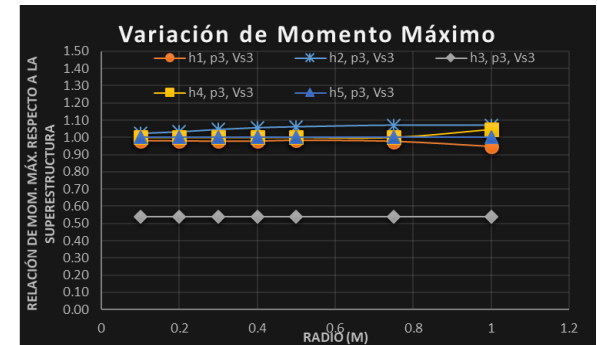


Fig. 84. Relación de MMIE considerando cabeza libre.

H1/H2

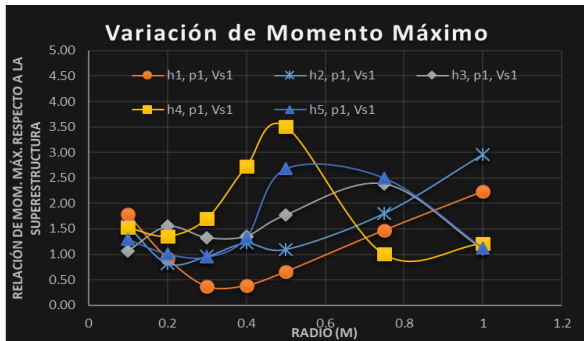


Fig. 85. Relación de MMCP considerando cabeza libre.

H1/H2



Fig. 86. Relación de MMCP considerando cabeza libre.

H1/H2



Fig. 87. Relación de MMCP considerando cabeza libre.

H1/H2

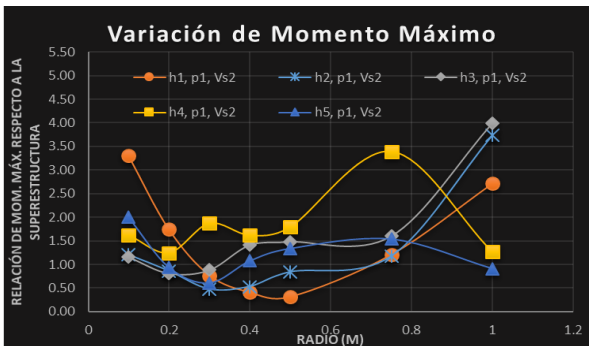


Fig. 88. Relación de MMCP considerando cabeza libre.

H1/H2

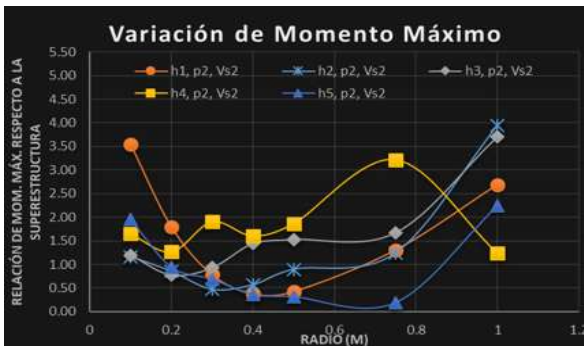


Fig. 89. Relación de MMCP considerando cabeza libre.

H1/H2

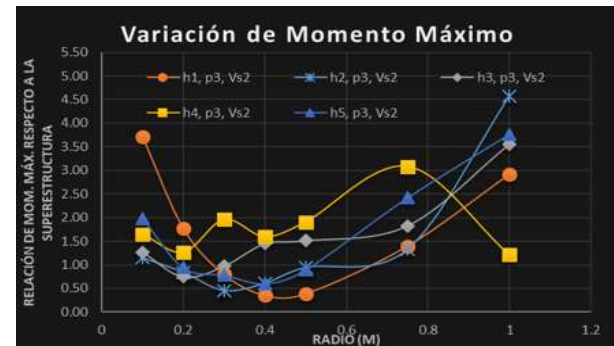


Fig. 90. Relación de MMCP considerando cabeza libre.

H1/H2

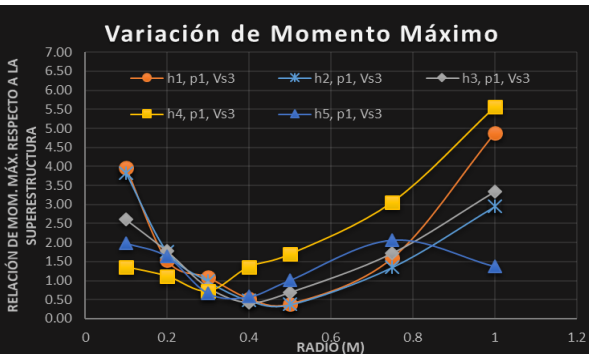


Fig. 91. Relación de MMCP considerando cabeza libre.

H1/H2

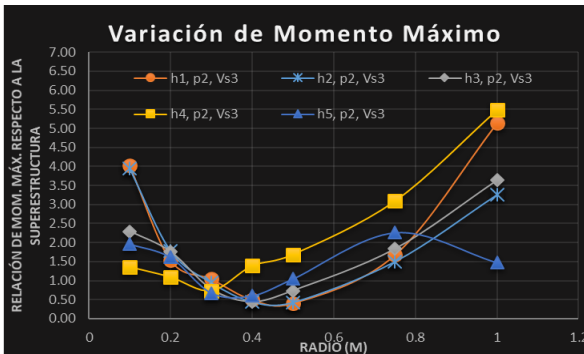


Fig. 92. Relación de MMCP considerando cabeza libre.

H1/H2

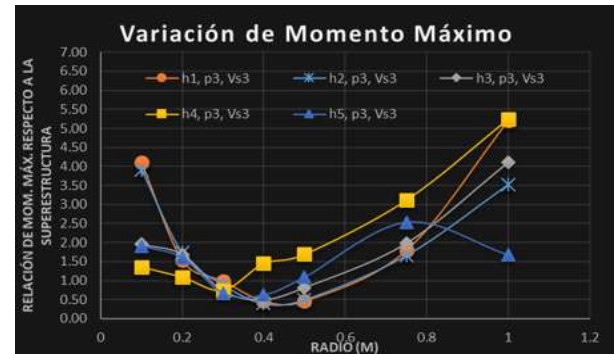


Fig. 93. Relación de MMCP considerando cabeza libre.

4.2 ANALISIS DE RESULTADOS

4.2.1 Influencia del radio de la pila (r) de cimentación

Como se pueden observar en las Figuras 8-25, la influencia del radio del pilote o pila de cimentación presenta una tendencia creciente como función de incrementos en el radio de la pila, para todos los valores densidad y de velocidad de onda de corte, tanto considerando cabeza libre y cabeza fija, la Tabla 17 muestra claramente esta tendencia.

Si nos enfocamos específicamente en las Figuras 8, 11 y 14, podemos notar que para una densidad de 1500 kg/m^3 con tres opciones de velocidades de onda de corte, los momentos resultan más grandes para velocidad de onda corte menor ($V_{s1}=100 \text{ m/s}$) que para velocidades mayores (200 m/s y 400 m/s). Al observar el resto de las Figuras (9, 12, 15, 10, 13 y 16) es clara la misma tendencia. Finalmente, se observa que la influencia del radio refleja incrementos en los momentos como función del incremento de esta variable, esto se presenta para los MMIE.

Analizamos las Figuras 8, 9 y 10, podemos ver claramente la influencia que la densidad del suelo es pequeña, y por lo tanto no se puede generalizar una tendencia, pero sí comparamos las variaciones respecto a otros parámetros, observamos que la densidad tiene poca influencia en la variación de los momentos máximos. Las mismas conclusiones se obtienen del análisis de las Figuras 11-16, que muestran una pequeña variación de los momentos máximos con respecto de los demás parámetros. De lo anterior concluimos que la influencia del radio de las pilas es directamente dependiente del incremento en las demandas de momentos máximos.

4.2.2 Influencia de la velocidad de onda de corte (V_s)

Para identificar la influencia del parámetro de velocidad de onda de corte veamos las Figuras 26-41. Analicemos primero las Figuras 26 y 27, representativas, respectivamente, de cabeza libre y cabeza fija en la interfaz de los estratos). Se observa que las relaciones de momento son muy parecidas, es decir, su comportamiento es casi idéntico, no presentan dependencia a este parámetro, de lo cual se deduce que no hay diferencia entre estos casos para el MMIE. Obsérvense ahora las curvas de la parte superior de cada figura, estas representan relaciones de momento máximo donde se presentan mayores diferencias de velocidad de ondas de corte (V_{s1}/V_{s3}) con respecto de los tres valores de densidad asumidos para este trabajo (1500 kg/m^3 , 1700 kg/m^3 y 2000 kg/m^3), las cuales alcanzan valores de la relación de momento máximo entre 16 y 17 para un radio de 0.75 m , lo cual indica que el momento máximo para una V_{s1} es 16 o 17 veces más grande que las curvas inferiores de las gráficas, son las relaciones de momento que representan una a las V_{s1} y V_{s2} , esta relación de MMIE es aproximadamente 2, lo que quiere decir que el momento máximo en el estrato superior para V_{s1} es el doble con respecto de si se presentara V_{s2} .

Analicemos las Figuras 26 y 28, la única diferencia entre estas dos figuras es que la primera corresponde al momento máximo en el interfaz de los estratos y la segunda al momento máximo en la cabeza de la pila de cimentación. Los resultados presentan diferencias en su comportamiento: en la relación MMCP (Fig. 28) observamos que los casos donde se varía la densidad (ρ) presentan una misma tendencia, para radios de 0.2 y 0.3 m se presenta una disminución en la relación de momentos (M_{Vs1}/M_{Vs2} y M_{Vs1}/M_{Vs3}), en donde los momentos máximos se presentan para V_{s2} y V_{s3} que para los momentos estimados con V_{s1} . Observemos las Figuras 28 y 29, la Figura 29 sigue una misma tendencia en todos los casos, para radios mayores que 1.0 m, el momento disminuye, es decir, en este caso las demandas de momentos máximos considerando V_{s1} tienden a valores menores que para V_{s2} y V_{s3} . De la misma, se observan tendencias similares para los diferentes casos de análisis referentes al parámetro V_s . La Tabla 18 resumen los parámetros considerados. Es importante señalar que para un espesor de estrato de 30 m y 42 m ya no hay momento en la interfaz de los estratos ya que la pila tiene una longitud de 24 m.

4.2.3 Influencia de la densidad (ρ)

Las Figuras 42-55 muestran la influencia de este parámetro. En general, es notorio que este parámetro no tiene mucha influencia, los resultados que se presentan en estas figuras guardan la misma relación de momento máximo ($M_{\rho1}/M_{\rho2}$ y $M_{\rho1}/M_{\rho3}$), por lo general el valor de esta relación es de 1, lo que indica que no hay variación en la demanda de momentos máximos con respecto de densidades con valor de 1500 kg/m³, 1700 kg/m³ y 2000 kg/m³. Analicemos las Figuras 42, 43, 46, 47, 50 y 51 correspondientes a las relaciones de MMIE considerando cabeza libre y fija del pilote, donde se observa una variación lineal, teniendo un ligero incremento con incrementos del radio de la pila de cimentación. Ahora si analizamos las Figuras 44, 45, 48, 49, 52, 53, 54 y 55, correspondientes a la relación de MMCP también tiende a un valor de la relación igual a 1, pero existe una (ligera) variación que es más notoria como función del radio de pila de cimentación. Es importante señalar que para espesores de estrato de 30 m y 42 m ya no hay momento en la interfaz de los estratos ya que la pila tiene una longitud de 24 m. Los valores de los parámetros considerados se presentan en la Tabla 19.

4.2.4 Influencia del espesor del estrato superior (h)

Las Figuras 58-75 representan la influencia de este parámetro. Si analizamos de forma general este conjunto de gráficas, se observan líneas desfasadas, incluso se podría decir que se mantienen paralelas entre sí, estando en la parte superior el caso en la que se comparan los momentos de h_1/h_3 con $V_{s2}=200$ m/s y $\rho_2=1700$ kg/m³, es decir cuando se compararon los momentos máximos con una profundidad de 6m y de 18m. Analizando las Figuras 58, 61 y 64 se observa que la relación de momentos considerando una profundidad de 6 m y 12 m es mayor en aproximadamente un 50% que el momento con un espesor del estrato de 6 m. Ahora la otra relación de momentos graficada corresponde a $h=6$ m y $h=18$ m, de

donde se observa que es mucho menor la relación de momentos cuando se tiene un espesor de $h=18\text{m}$, resultando mayor, en más del doble, el momento para un espesor de $h=6\text{m}$ con respecto de $h=18\text{m}$. Estudiando estos resultados y agregamos dos parámetros adicionales, velocidad de onda de corte y densidad del suelo, se comprueba una vez más que cuando hay un cambio grande de velocidades de onda de corte entre los estratos los momentos en la pila son mucho mayores en la interfaz. Es importante señalar que la pila de cimentación tiene una longitud de 24 metros y un espesor de $h=30\text{m}$ donde ya no hay momento.

Analizamos las Figuras 67-75 que resumen las demandas de momentos máximos en la cabeza de la pila de cimentación, se observa que existe una mayor variación en los momentos máximos conforme como función del radio de la pila. La tendencia que se observa es que para radios intermedios (0.3m, 0.4m, 0.5m y en algunos casos 0.75m) no hay variación en los momentos máximos; mientras que para radios de 0.1, 0.2 y 1.0 m se presenta una variación, es decir, para estos radios de pila de cimentación se presenta una influencia clara de la profundidad del estrato. Los valores de estos momentos no tienen mucha variación si se cambia algún otro parámetro como la velocidad de onda de corte y la densidad y su comportamiento es similar.

4.2.5 Influencia de la altura de la superestructura (H)

Por último, tenemos la influencia que tiene la superestructura que se presenta en las Figuras 76-93. Los resultados muestran que para los momentos en la interfaz de los estratos (Figuras 76-84) no tiene influencia la altura de la superestructura, de hecho, se observa que se mantiene constante, y que mantiene un comportamiento muy similar. Cabe resaltar que para un espesor del primer estrato del suelo de $h_3=18\text{m}$, se tiene que el estrato es mucho mayor que cualquier otro, al mantenerse una línea prácticamente horizontal para todos los casos alrededor de un valor de relación de momento aproximadamente de 0.50. Para las demás relaciones de momento se mantiene constante y el valor es aproximadamente de 1.0. En cambio, si analizamos los momentos máximos en la cabeza de la pila de cimentación (Figs. 85-93) observamos que existe una muy notable variación de la respuesta. Si analizamos la influencia de cada una de las variables (h_1 , ρ_1 , V_{s1}) en todas las gráficas se observa un comportamiento similar. En este caso no se puede generalizar porque existe una variación muy grande en las demandas de momentos. Por lo que se recomienda estudiar detenidamente la influencia de cada variable. Lo que se puede distinguir fácilmente es que para $V_{s1}=100\text{ m/s}$ y los tres valores de la densidad (1500 , 1700 y 2000 kg/m^3), las relaciones de momento tienen un comportamiento muy similar (Figs. 85-87), lo mismo se presenta para $V_{s2}=200\text{ m/s}$ y para las tres densidades del suelo consideradas. Las relaciones de momento presentan un comportamiento diferente del anterior (V_{s1}), sin embargo, los tres casos son muy similares (Figs. 88-90). Finalmente, para una $V_{s3}=400\text{ m/s}$ y las tres densidades del suelo se tiene un comportamiento diferente a los antes descritos (V_{s1} y V_{s2}), siguiente el comportamiento similar con respecto de las tres densidades del suelo (Figs. 91-93).

CAPÍTULO 5

PROPUESTA PARA EVALUAR LOS MOMENTOS FLEXIONANTES CINEMÁTICOS MÁXIMOS EN LA CABEZA DE LAS PILAS DE CIMENTACIÓN

5. PROPUESTA PARA EVALUAR LOS MOMENTOS FLEXIONANTES CINEMÁTICOS MÁXIMOS EN LA CABEZA DE LAS PILAS DE CIMENTACIÓN

Para el análisis de las formas funcionales por ajustar, se tomaron como base algunas de las propuestas que se tienen en la literatura y que se hizo referencia en los primeros capítulos de este trabajo, con base en el análisis de las respuestas obtenidas es que hemos generado una nueva propuesta que incluye la mayor cantidad de parámetros que intervienen en el problema planteado en esta investigación.

En este capítulo se presentan los resultados del análisis de regresión no lineal múltiple de varias ecuaciones propuestas, donde los análisis de regresión múltiple se realizaron con ayuda del programa MATLAB (R2017a), obteniendo como resultado el valor de las constantes que intervienen en cada una de las formas funcionales propuestas, los términos de las ecuaciones están representados mediante coeficientes y exponentes. Para la elección de la forma funcional que presente el mejor ajuste se analizan: el coeficiente de determinación R^2 , que representa que tan bien se ajusta la expresión propuesta a la base de datos; los intervalos de confianza para un grado de significancia del 95% de las constantes estimadas con los análisis de regresión; y finalmente, el intervalo de confianza para un grado de significancia del 95 del modelo de regresión propuesto. Con base en estos tres estimadores es que se selecciona la forma funcional más conveniente para estimar las demandas de momentos flexionantes que se podrían presentar entre diferentes estratos de suelo y en la cabeza de los pilotes. Cabe resaltar que de la misma manera que en el capítulo 1, se mantuvieron las mismas variables de cada autor.

5.1 FORMAS FUNCIONALES CONSIDERADAS PARA ESTIMAR EL MOMENTO EN LA INTERFAZ DE LOS ESTRATOS

Se eligieron tres ecuaciones existentes en la literatura a tomar como base para generar la propuesta final de este trabajo para estimar los momentos flexionantes en la interfaz de los estratos:

Ecuación 1:

A. Nikolaou, G. Mylonakis y G. Gazetas (1995)

Desarrollaron la siguiente expresión para estimar de manera práctica el momento a flexión a que puede estar sometida la pila considerando el efecto de la demanda sísmica mediante la aceleración de la roca. En la expresión se observa que se

incluyen la mayoría de las variables que intervienen en la respuesta dinámica de los suelos.

$$M_{max} \cong 2.7 \times 10^{-7} E_p d^3 \left(\frac{a_{rock}}{g} \right) \left(\frac{L}{d} \right)^{1.3} \left(\frac{E_p}{E_{s1}} \right)^{0.70} \left(\frac{V_1}{V_2} \right)^{-0.30} \left(\frac{H_1}{L} \right)^{1.25} \quad (5-1)$$

Donde:

a_{rock} : Aceleración máxima en la roca.

g : Aceleración de la gravedad.

L : Longitud de la pila.

d : Diámetro de la pila.

E_p : Módulo de elasticidad de la pila.

E_{s1} : Módulo de elasticidad del estrato 1 (superior) del suelo.

V_1 : Velocidad de onda de corte del estrato 1 (superior).

V_2 : Velocidad de onda de corte del estrato 2 (inferior).

H_1 : Profundidad del estrato 1 (superior).

Ecuación 2:

S. Nikolaou, G. Mylonakis, G. Gazetas, & T. Tazoh (2001)

Proponen una expresión con forma de solución cerrada para calcular en forma aproximada el momento máximo de flexión en estado estable en la interfaz de dos estratos de suelo, la ecuación es función del esfuerzo cortante que se presenta en la interface del estrato de suelo (τ_c).

$$\tau_c \approx a_s \rho_1 h_1 \quad (5-2)$$

Donde:

a_s : Aceleración en campo libre en la superficie del suelo.

ρ_1 : Densidad de masa del estrato superior del suelo.

h_1 : Espesor del estrato superior del suelo.

$$M \cong 0.042 \tau_c d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^{0.30} \left(\frac{E_p}{E_1} \right)^{0.65} \left(\frac{V_2}{V_1} \right)^{0.50} \quad (5-3)$$

Donde:

L : Longitud de la pila.

d : Diámetro de la pila.

E_p : Módulo de elasticidad de la pila.

E_1 : Módulo de elasticidad de la superficie del suelo.

V_2 : Velocidad de onda de corte del estrato 2 (inferior).

V_1 : Velocidad de onda de corte del estrato 1 (superior).

Ecuación 3:

Bertha. A. Olmos y José M. Roesset (2009)

El objetivo de su investigación fue explorar en qué condiciones los momentos de flexión generados por el paso de las ondas sísmicas pueden ser mayor en la interfaz de dos estratos que en la cabeza de la pila. Para estudiar la variación de los momentos, consideraron un movimiento armónico actuando en el estrato firme, roca basal.

$$BM_b = \left(\frac{8}{\pi^2 D}\right) \rho_s L \left(\frac{EI}{G}\right)^{3/4} \frac{\alpha^{1.3}}{(6 + \alpha^{1.3})} \quad (5-4)$$

Donde:

D: Relación de amortiguamiento del suelo.

ρ : Densidad del suelo.

L: Espesor del estrato superior.

E: Módulo de elasticidad del suelo.

I: Momento de inercia de la sección de la pila de cimentación.

G: Módulo de rigidez al corte del suelo.

α : Relación de velocidad de onda de corte.

$$a = \frac{v_2}{v_1} \quad (5-5)$$

Donde:

v_2 : Velocidad de onda de corte del estrato inferior.

v_1 : Velocidad de onda de corte del estrato superior.

A partir de estas tres ecuaciones, se desarrollaron las propuestas que a continuación se describen, para lo cual fue necesario realizar análisis de regresión no lineal múltiple que permitan determinar los valores de las constantes que se presentan en las formas funcionales propuestas en forma de coeficientes y exponentes de las ecuaciones.

Para encontrar el mejor ajuste de la regresión se revisó el valor del coeficiente de determinación (R^2), el cual se intentó que sea cercano a la unidad, ya que se asume que

entre más cercano sea a este valor la forma funcional presenta un mejor ajuste al conjunto de datos, en cambio entre más alejado esté del valor de la unidad, se asume que las variables no están correlacionadas. También se estimaron los intervalos de confianza para un grado de significancia del 95% de las constantes estimadas con los análisis de regresión, sí el valor de las constantes estimadas con el análisis de regresión de las constantes se encuentra dentro de estos intervalos, entonces quiere decir que la expresión propuesta es representativa de la base de datos. Finalmente, se estimó el intervalo de confianza para un grado de significancia del 95% del modelo de regresión propuesto, con lo cual se evalúa en conjunto a la forma funcional propuesta, y este parámetro nos permite decidir si se acepta o no la forma funcional.

Se utilizaron todos los casos analizados correspondientes a los momentos en la interfaz de los estratos, correspondiente a un total de 30240 resultados obtenidos de los análisis numéricos desarrollados con el programa EQSPILE.for (desarrollado en código Fortran) y descrito en los capítulos 3 y 4, cabe recordar que el programa permitía considerar el pilote con cabeza fija y cabeza libre, el número de casos antes reportado incluye ambas consideraciones, es decir que la mitad de los resultados obtenidos corresponden a la consideración de cabeza de pila libre (15120) y el otro 50% consideran el caso de cabeza de la pila fija.

5.2 FORMAS FUNCIONALES CONSIDERADAS PARA ESTIMAR EL MOMENTO EN LA CABEZA DE LA PILA

R. Di Laora, G. Mylonakis, A. Mandolini (2013)

Un porcentaje importante de los resultados obtenidos en los análisis indican que el momento a flexión en la cabeza del pilote presenta una relación lineal con la aceleración máxima del suelo en la superficie, tal y como lo expresan la ecuación:

$$\frac{M_{CAP}}{\xi} = \beta \frac{a_{maxS}}{g} \quad (5-6)$$

Donde:

M_{CAP} : Momento a flexión en la cabeza de la pila

ξ : Valor independiente de la excitación sísmica.

β : Coeficiente de correlación.

a_{maxS} : Aceleración máxima en la superficie del suelo.

$$\xi = \gamma d^4 \left(\frac{V_{S2}}{V_{S1}} \right)^a \left(\frac{E_p}{E_1} \right)^b \quad (5-7)$$

Donde:

γ : peso unitario de la capa superior del suelo.

d: Diámetro de pila.

V_{s1} : Velocidad de onda de corte de la capa superior.

V_{s2} : Velocidad de onda de corte de la capa inferior.

E_p : Módulo de elasticidad de la pila.

E_1 : Módulo de elasticidad de la capa superior del suelo.

I_p : Momento de inercia de la sección de la pila de cimentación

La forma funcional completa con la que se decidió hacer el ajuste es:

$$M_{CAP} = \frac{PGA}{g} \rho d^4 \left(\frac{V_{s2}}{V_{s1}} \right)^a \left(\frac{E_p}{E_1} \right)^b I_p \quad (5-8)$$

Para el mejor ajuste se estimaron los exponentes y se incluyeron algunos coeficientes que conduzcan a un mejor ajuste en la regresión no lineal múltiple.

5.3 ANALISIS DE REGRESIÓN MÚLTIPLE

Para el análisis de regresión múltiple se implementaron las siguientes expresiones:

Para estimar la varianza se requirió obtener el valor de la diferencia de los momentos reales y los momentos estimados con la nueva ecuación ajustada, esta diferencia elevada al cuadrado, que es lo que se conoce como el error cuadrático medio. Con base en esta información la varianza es una medida de dispersión condicional definida por:

$$S_{Y|x_1, x_2, \dots, x_m}^2 = \frac{\Delta^2}{n - m - 1} \quad (5-9)$$

Donde:

Δ^2 : Es el error cuadrático.

n: Número total de datos (tamaño de la muestra).

m: Número de variables.

La desviación estándar condicional es:

$$S_{Y|x_1, x_2, \dots, x_m} = \frac{\Delta}{\sqrt{n - m - 1}} \quad (5-10)$$

Por otro lado, para la varianza de la muestra es:

$$S_Y^2 = \frac{1}{n - 1} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2 \quad (5-11)$$

Donde:

y_i : Es el valor i de la muestra.

\bar{y} : Es la media de la muestra.

n : Número total de datos (tamaño de la muestra).

Mientras que, la desviación estándar de la muestra es:

$$S_Y = \sqrt{S_Y^2} \quad (5-12)$$

Finalmente, el coeficiente de determinación es:

$$r^2 = 1 - \frac{S_{Y|x_1, x_2, \dots, x_m}^2}{S_Y^2} \quad (5-13)$$

A continuación, se resumen las ecuaciones propuestas:

Para las tres ecuaciones mencionadas, se tienen las siguientes propuestas para estimar el momento en la pila de cimentación en la interfaz de los estratos, se realizaron análisis de regresión de los cuales se seleccionaron las formas funcionales cuyo coeficiente de determinación r^2 tienda a la unidad, de las propuestas seleccionadas se calculó también el intervalo de confianza del 95% de las constantes, así como el intervalo de confianza del 95% de la forma funcional. El número de variables que se indican en la siguiente sección, fue el número de constantes calculadas en el análisis de regresión las cuales son coeficientes o exponentes.

5.4 PROPUESTAS DE ECUACIONES PARA ESTIMAR MOMENTOS EN LA INTERFAZ DE LOS ESTRATOS

Para la ecuación 1 (Ec. 5-1), se obtuvo la siguiente propuesta (ecuación 5-14):

PROPUESTA 1

Número total de variables: 7

$$M \cong 6.5197 \times 10^{-6} E_p d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^{0.2977} \left(\frac{E_p}{E_{s1}}\right)^{0.0236} \left(\frac{V_1}{V_2}\right)^{-1.1213} \left(\frac{H_1}{L}\right)^{0.0278} \left(\frac{PGA}{g}\right)^{1.2075} \left[2.2 + \left(\frac{L}{H_1}\right)\right] \quad (5-14)$$

Para la ecuación 2 (Ec. 5-3), se obtuvo la siguiente propuesta (ecuación 5-15):

PROPUESTA 2

Número de total variables: 6

$$M \cong 0.4875 \rho_1 \left(\frac{E_p}{E_1}\right) d^4 \left(\frac{L}{d}\right)^{1.2932} \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.0368} \left(\frac{V_2}{V_1}\right)^{-1.0012} \left[0.7978 + \left(\frac{PGA}{g}\right)\right]^{2.8586} \quad (5-15)$$

Para la ecuación 3 (Ec. 5-4), se obtuvieron las siguientes propuestas (ecuaciones 5-20, 5-21):

PROPUESTA 3

Número total de variables: 4

$$M \cong \left(\frac{-2853000}{D}\right) \rho_s L \left(\frac{EI}{G}\right)^{\frac{3}{4}} \left(\frac{\alpha^{-0.4261}}{\alpha^{-0.4261} - 2563200}\right) \left(\frac{PGA}{g}\right)^{1.1363} \quad (5-16)$$

Como se puede observar en las ecuaciones propuestas que resultaron del análisis de regresión (5-14 a 5-16), son las que al menos tuvieron un valor del coeficiente de R^2 más cercano a la unidad. Se hace notar que se hicieron modificaciones en algunas de las propuestas, tales como, el normalizar la aceleración máxima registrada respecto a la aceleración de la gravedad, así como incluir algún otro parámetro ya que se observó en capítulos anteriores que tiene una influencia importante en la estimación de momentos.

En las Tabla 22 se resumen los resultados obtenidos del análisis de regresión no lineal múltiple, donde se reportan el valor del coeficiente de determinación R^2 y los intervalos de confianza de los parámetros ajustados. Se decidió comparar las constantes obtenidas del análisis de regresión para estudiar cómo afectan de manera directa a un parámetro, ya sea que este se haya propuesto en forma individual o como una relación entre dos parámetros, donde cada uno de los parámetros representa propiedades específicas del problema, cómo la relación de rigidez entre el suelo y la pila de cimentación (E_p/E_s), la relación de rigidez entre estratos de suelo (V_1/V_2), las relaciones de esbeltez de la pila de cimentación (L/d), y las relaciones de profundidad entre otros parámetros. Para efecto de representar las variables obtenidas del análisis de regresión se utilizaron las primeras letras del alfabeto, con el fin de no generar confusión con algunos de los parámetros utilizados en las fórmulas.

Tabla 22. Resultados de las pruebas de bondad de ajuste y el coeficiente de determinación (R^2) de las propuestas de las ecuaciones 5-1, 5-3 y 5-4.

Ecuación Propuesta	Coeficiente de determinación R^2	Parámetro	Constantes	Intervalo de confianza
PROPUESTA 1 (5-14)	0.7291	$\left(\frac{L}{d}\right)^b$	$b = 0.2977$	$\langle\mu_b\rangle_{0.95} = (0.2586; 0.3368)$
		$\left(\frac{E_p}{E_{s1}}\right)^c$	$c = 0.0236$	$\langle\mu_c\rangle_{0.95} = (-0.0293; 0.0764)$
		$\left(\frac{V_1}{V_2}\right)^d$	$d = -1.121$	$\langle\mu_d\rangle_{0.95} = (-1.2286; -1.0140)$
		$\left(\frac{h_1}{L}\right)^e$	$e = 0.0278$	$\langle\mu_e\rangle_{0.95} = (-290.666; 290.722)$
		$\left(\frac{PGA}{g}\right)^f$	$f = 1.2075$	$\langle\mu_f\rangle_{0.95} = (1.1972; 1.2177)$
		$\left[g + \left(\frac{L}{H_1}\right)\right]$	$g = 2.20$	$\langle\mu_g\rangle_{0.95} = (-2622.3; 2626.7)$
PROPUESTA 2 (5-15)	0.6955	$a \cdot \rho$	$a = 0.4875$	$\langle\mu_a\rangle_{0.95} = (0.2578; 0.7171)$
		$\left(\frac{L}{d}\right)^b$	$b = 1.2932$	$\langle\mu_b\rangle_{0.95} = (1.2508; 1.3356)$
		$\left(\frac{E_p}{E_1}\right)^c$	$c = 0.0368$	$\langle\mu_c\rangle_{0.95} = (-0.0204; 0.0939)$
		$\left(\frac{V_2}{V_1}\right)^d$	$d = -1.001$	$\langle\mu_d\rangle_{0.95} = (-1.1170; -0.8854)$
		$\left[e + \left(\frac{PGA}{g}\right)\right]$	$e = 0.7978$	$\langle\mu_e\rangle_{0.95} = (-0.6349; 0.9607)$
		$\left[e + \left(\frac{PGA}{g}\right)\right]^f$	$f = 2.8586$	$\langle\mu_f\rangle_{0.95} = (2.5241; 3.19131)$
PROPUESTA 3 (5-16)	0.6839	$\frac{a}{D}$	$a = -2853000$	$\langle\mu_a\rangle_{0.95} = (-7.241 \times 10^{12}; 7.241 \times 10^{12})$
		$(\alpha)^b$	$b = -0.426$	$\langle\mu_b\rangle_{0.95} = (-0.6471; -0.2044)$
		$\left(\frac{\alpha^b}{\alpha^b - c}\right)$	$c = -2563200$	$\langle\mu_c\rangle_{0.95} = (-6.506 \times 10^{12}; 6.506 \times 10^{12})$
		$\left(\frac{PGA}{g}\right)^d$	$d = 1.1363$	$\langle\mu_d\rangle_{0.95} = (1.1249; 1.1477)$

Las ecuaciones que se muestran para estimar los momentos en la interfaz de los estratos, ecuaciones 5-14, 5-15 y 5-16 son las ecuaciones con mejor ajuste, presentando el valor del coeficiente de determinación R^2 más alto (cerca de la unidad) de los estimados, así como los intervalos de confianza de las constantes. Analizando más a detalle, las ecuaciones 5-14 y 5-15 son las que tienen una mejor estimación de los momentos en la interfaz de los estratos, las cuales serán seleccionadas como propuestas para la estimación de momentos en la interfaz de los estratos.

En el apéndice B se muestran las propuestas de las ecuaciones por separado, solo se realizó para la ecuación seleccionada (apartado 5.6) considerando cabeza libre y fija, ya que cabe recordar que en las propuestas antes mencionadas se consideraron ambas opciones, de donde se puede observar que la variación de las variables (coeficientes y exponentes) obtenidas del análisis de regresión es mínima para algunos parámetros.

5.5 PROPUESTAS DE ECUACIONES PARA ESTIMAR MOMENTOS EN LA CABEZA DE LA PILA DE CIMENTACIÓN

Para la ecuación (5-8), se tienen las siguientes propuestas para estimar el momento en la cabeza de la pila de cimentación.

Tomando como base la discusión de resultado del capítulo previo, y si observamos las figuras 50-57, 67-75 y 85-93, es notable que se presenta una dispersión en los resultados para algunos subcasos, lo cual se supone que no puede ajustarse mediante una sola ecuación correspondiente al total de análisis. Después de hacer varios ajustes modificando los parámetros de la ecuación 5-8, no se logró obtener un ajuste razonable de los parámetros, por lo que se decidió crear funciones que consideren diferentes espesores del estrato. Por ejemplo, para una altura de pila de la superestructura (H) igual a 5 m y para las siguientes profundidades del estrato superior considerando cabeza libre se obtuvieron las ecuaciones que se presentan a continuación, es importante recordar que la estructura (parámetros) de la ecuación es la misma, la diferencia estriba en los datos considerados para la regresión, los cuales son representativos de la profundidad a considerar en el primer estrato. La Tabla 23 resume los resultados de aplicar las pruebas de bondad de ajuste y el coeficiente de determinación.

5.5.1 Considerando cabeza libre y H=5m para los diferentes valores de espesor de estrato

Para H=5m y h=6 m y h= 12m.

Número de variables: 6

$$M_{CAP} = 311.1739 \left(\frac{PGA}{g} \right)^{1.3219} \rho d^4 \left(\frac{V_{S2}}{V_{S1}} \right)^{-1.2190} \left(\frac{E_p}{E_1} \right)^{0.5852} \left[0.9437 + \left(\frac{I_p}{d^4} \right)^{-0.2619} \right] \quad (5-17)$$

Para H=5m y h=18 m y h= 30m.

Número de variables: 6

$$M_{CAP} = 533.8962 \left(\frac{PGA}{g} \right)^{1.5687} \rho d^4 \left(\frac{V_{S2}}{V_{S1}} \right)^{-3.0185} \left(\frac{E_p}{E_1} \right)^{0.8982} \left[2.7151 + \left(\frac{I_p}{d^4} \right)^{-0.6122} \right] \quad (5-18)$$

Para H=5m y h=42m.

Número de variables: 6

$$M_{CAP} = 18.1590 \left(\frac{PGA}{g} \right)^{1.3117} \rho d^4 \left(\frac{V_{S2}}{V_{S1}} \right)^{-1.8436} \left(\frac{E_p}{E_1} \right)^{0.2902} \left[2.7571 + \left(\frac{I_p}{d^4} \right)^{-0.5057} \right] \quad (5-19)$$

5.5.2 Considerando cabeza fija, H=5m para los diferentes valores de espesor de estrato

Para momentos en la cabeza de la pila de cimentación considerando cabeza fija y H=5m y para las diferentes profundidades de los estratos, se obtuvieron resultados que a continuación se muestran. La Tabla 24 resume los resultados de aplicar las pruebas de bondad de ajuste y el coeficiente de determinación.

Para H=5m y h=6 y h=12m

Número de variables: 6

$$M_{CAP} = 724.8240 \left(\frac{PGA}{g} \right)^{1.3379} \rho d^4 \left(\frac{V_{S2}}{V_{S1}} \right)^{-3.9538} \left(\frac{E_p}{E_1} \right)^{1.6570} \left[2.0906 + \left(\frac{I_p}{d^4} \right)^{-0.4863} \right] \quad (5-20)$$

Para H=5m y h=18m y h=30m

Número de variables: 6

$$M_{CAP} = 275.4289 \left(\frac{PGA}{g} \right)^{1.3547} \rho d^4 \left(\frac{V_{S2}}{V_{S1}} \right)^{-3.4615} \left(\frac{E_p}{E_1} \right)^{1.1945} \left[2.4866 + \left(\frac{I_p}{d^4} \right)^{-0.5695} \right] \quad (5-21)$$

Para H=5m y h=42m

Número de variables: 6

$$M_{CAP} = 20.6415 \left(\frac{PGA}{g} \right)^{0.7191} \rho d^4 \left(\frac{V_{S2}}{V_{S1}} \right)^{-4.0871} \left(\frac{E_p}{E_1} \right)^{1.0746} \left[2.9788 + \left(\frac{I_p}{d^4} \right)^{-0.5684} \right] \quad (5-22)$$

Tabla 23. Resultados de las pruebas de bondad de ajuste y el coeficiente de determinación (R^2) de la propuesta de la ecuación 5-8.

Ecuación Propuesta	Coeficiente de determinación R^2	Parámetro	Constantes	Intervalo de confianza
5-17 h=6 y 12 m	0.7509	$\left(\frac{PGA}{g}\right)^a$	$a = 1.3219$	$\langle\mu_a\rangle_{0.95} = (1.2975; 1.3463)$
		$\left(\frac{VS_2}{VS_1}\right)^b$	$b = -1.2190$	$\langle\mu_b\rangle_{0.95} = (-1.4683; -0.9698)$
		$\left(\frac{E_p}{E_1}\right)^c$	$c = 0.5852$	$\langle\mu_c\rangle_{0.95} = (0.4616; 0.7088)$
		$\left[d + \left(\frac{I_p}{d^4}\right)^e\right]$	$d = 0.9437$	$\langle\mu_d\rangle_{0.95} = (-7.6780x10^8; 7.6780x10^8)$
		$\left(\frac{I_p}{d^4}\right)^e$	$e = -0.2619$	$\langle\mu_e\rangle_{0.95} = (-7.4111x10^7; 7.4111x10^7)$
5-18 h=18 y 30 m	0.6261	$\left(\frac{PGA}{g}\right)^a$	$a = 1.5687$	$\langle\mu_a\rangle_{0.95} = (1.5325; 1.6049)$
		$\left(\frac{VS_2}{VS_1}\right)^b$	$b = -3.0185$	$\langle\mu_b\rangle_{0.95} = (-3.3611; -2.6760)$
		$\left(\frac{E_p}{E_1}\right)^c$	$c = 0.8982$	$\langle\mu_c\rangle_{0.95} = (0.7295; 1.0669)$
		$\left[d + \left(\frac{I_p}{d^4}\right)^e\right]$	$d = 2.7151$	$\langle\mu_d\rangle_{0.95} = (-4.1132x10^9; 4.1132x10^9)$
		$\left(\frac{I_p}{d^4}\right)^e$	$e = -0.6122$	$\langle\mu_e\rangle_{0.95} = (-1.6027x10^8; 1.6027x10^8)$
5-19 h= 48 m	0.6602	$\left(\frac{PGA}{g}\right)^a$	$a = 1.3117$	$\langle\mu_a\rangle_{0.95} = (1.2697; 1.3537)$
		$\left(\frac{VS_2}{VS_1}\right)^b$	$b = -1.8436$	$\langle\mu_b\rangle_{0.95} = (-2.0034; -1.4004)$
		$\left(\frac{E_p}{E_1}\right)^c$	$c = 0.2902$	$\langle\mu_c\rangle_{0.95} = (0.0728; 0.5077)$
		$\left[d + \left(\frac{I_p}{d^4}\right)^e\right]$	$d = 2.7571$	$\langle\mu_d\rangle_{0.95} = (-4.3785x10^9; 4.3785x10^9)$
		$\left(\frac{I_p}{d^4}\right)^e$	$e = -0.5057$	$\langle\mu_e\rangle_{0.95} = (-2.0034x10^8; 2.0034x10^8)$

Tabla 24. Resultados de las pruebas de bondad de ajuste y el coeficiente de determinación (R^2) de la propuesta de la ecuación 5-8.

Ecuación Propuesta	Coeficiente de determinación R^2	Parámetro	Constantes	Intervalo de confianza
5-20 h=6 y 12 m	0.7304	$\left(\frac{PGA}{g}\right)^a$	$a = 1.3239$	$\langle\mu_a\rangle_{0.95} = (1.3379; 1.3899)$
		$\left(\frac{V_{S2}}{V_{S1}}\right)^b$	$b = -3.9538$	$\langle\mu_b\rangle_{0.95} = (-4.2267; -3.6808)$
		$\left(\frac{E_p}{E_1}\right)^c$	$c = 1.6570$	$\langle\mu_c\rangle_{0.95} = (1.5219; 1.7920)$
		$\left[d + \left(\frac{I_p}{d^4}\right)^e\right]$	$d = 2.0906$	$\langle\mu_d\rangle_{0.95} = (-2.021x10^9; 2.021x10^9)$
		$\left(\frac{I_p}{d^4}\right)^e$	$e = -0.4863$	$\langle\mu_e\rangle_{0.95} = (-1.0305x10^8; 1.0305x10^8)$
5-21 h=18 y 30 m	0.5259	$\left(\frac{PGA}{g}\right)^a$	$a = 1.3547$	$\langle\mu_a\rangle_{0.95} = (1.3169; 1.3924)$
		$\left(\frac{V_{S2}}{V_{S1}}\right)^b$	$b = -3.4615$	$\langle\mu_b\rangle_{0.95} = (-3.8570; -3.0660)$
		$\left(\frac{E_p}{E_1}\right)^c$	$c = 1.1945$	$\langle\mu_c\rangle_{0.95} = (0.9992; 1.3898)$
		$\left[d + \left(\frac{I_p}{d^4}\right)^e\right]$	$d = 2.4866$	$\langle\mu_d\rangle_{0.95} = (-3.1840x10^9; 3.1840x10^9)$
		$\left(\frac{I_p}{d^4}\right)^e$	$e = -0.5695$	$\langle\mu_e\rangle_{0.95} = (-1.4741x10^8; 1.4741x10^8)$
5-22 h= 48 m	0.5198	$\left(\frac{PGA}{g}\right)^a$	$a = 0.7191$	$\langle\mu_a\rangle_{0.95} = (0.6549; 0.7833)$
		$\left(\frac{V_{S2}}{V_{S1}}\right)^b$	$b = -4.0871$	$\langle\mu_b\rangle_{0.95} = (-4.6828; -3.4913)$
		$\left(\frac{E_p}{E_1}\right)^c$	$c = 1.0746$	$\langle\mu_c\rangle_{0.95} = (0.790; 1.3592)$
		$\left[d + \left(\frac{I_p}{d^4}\right)^e\right]$	$d = 2.9788$	$\langle\mu_d\rangle_{0.95} = (-5.1525x10^9; 5.155x10^9)$
		$\left(\frac{I_p}{d^4}\right)^e$	$e = -0.5684$	$\langle\mu_e\rangle_{0.95} = (-2.1520x10^8; 2.1520x10^8)$

Debido a que al momento de generar las propuestas de ecuaciones para estimar los momentos en la cabeza de la pila de cimentación considerando una altura $H=5\text{m}$ y $H=10\text{m}$ juntas, no se obtuvo alguna regresión aceptable debido al valor del coeficiente de determinación, ya que era inferior a 0.5, lo cual podemos corroborar en los resultados que se presentan en las figuras 85-83, por lo que se decidió considerar expresiones separadas como función de la altura.

Por lo que al momento de hacer el análisis de regresión para $H=10\text{m}$ se esperó que se obtuviera un mejor ajuste considerando la ecuación (5-8) como base. Sin embargo, se realizaron regresiones para poder ajustar la estimación de momentos en esta zona de la pila de cimentación, se cambiaron algunos parámetros, se agregaron algunos otros, y, sin embargo, no se logró llegar a una forma funcional que presentará un buen ajuste a la base de datos. Por lo que se da por hecho que con esta consideración los resultados cambian de forma significativa, esto es la razón por la que no se pudo considerar el conjunto de datos dentro del conjunto de datos estimados para $H=5\text{m}$.

5.5.3 Considerando cabeza libre, $H=10\text{m}$ para los diferentes valores de espesor de estrato

Para $H=10$ considerando cabeza libre y para diferentes espesores de estratos se obtuvieron las siguientes propuestas. La Tabla 25 resume los resultados de aplicar las pruebas de bondad de ajuste y el coeficiente de determinación.

Para $H=10\text{m}$ y $h=6$, $h=12\text{m}$

Número de variables: 6

$$M_{CAP} = 91.2409 \left(\frac{PGA}{g} \right)^{0.7949} \rho d^4 \left(\frac{V_{S2}}{V_{S1}} \right)^{-2.0896} \left(\frac{E_p}{E_1} \right)^{1.1554} \left[0.4154 + \left(\frac{I_p}{d^4} \right)^{-0.1309} \right] \quad (5-23)$$

Para $H=10\text{m}$ y $h=18$, $h=30\text{m}$

Número de variables: 6

$$M_{CAP} = 91.7408 \left(\frac{PGA}{g} \right)^{0.4071} \rho d^4 \left(\frac{V_{S2}}{V_{S1}} \right)^{-1.7416} \left(\frac{E_p}{E_1} \right)^{0.9617} \left[0.2023 + \left(\frac{I_p}{d^4} \right)^{-0.0649} \right] \quad (5-24)$$

Para $H=10\text{m}$ y $h=6$, $h=12$

Número de variables: 6

$$M_{CAP} = 8.9144 \left(\frac{PGA}{g} \right)^{0.7574} \rho d^4 \left(\frac{V_{S2}}{V_{S1}} \right)^{-2.8139} \left(\frac{E_p}{E_1} \right)^{1.2830} \left[0.8300 + \left(\frac{I_p}{d^4} \right)^{-0.2399} \right] \quad (5-25)$$

Tabla 25. Resultados de las pruebas de bondad de ajuste y el coeficiente de determinación (R^2) de la propuesta -ecuación 5-8.

Ecuación Propuesta	Coeficiente de determinación R^2	Parámetro	Constantes	Intervalo de confianza
5-23 h=6 y 12 m	0.4807	$\left(\frac{PGA}{g}\right)^a$	$a = 0.7949$	$\langle\mu_a\rangle_{0.95} = (0.7567; 0.8332)$
		$\left(\frac{V_{S2}}{V_{S1}}\right)^b$	$b = -2.0896$	$\langle\mu_b\rangle_{0.95} = (-2.4525; -1.7267)$
		$\left(\frac{E_p}{E_1}\right)^c$	$c = 1.1554$	$\langle\mu_c\rangle_{0.95} = (0.9749; 1.3358)$
		$\left[d + \left(\frac{I_p}{d^4}\right)^e\right]$	$d = 0.4154$	$\langle\mu_d\rangle_{0.95} = (-6.7974x10^8; 6.7974x10^8)$
		$\left(\frac{I_p}{d^4}\right)^e$	$e = -0.1309$	$\langle\mu_e\rangle_{0.95} = (-4.3132x10^7; 4.3132x10^7)$
5-24 h=18 y 30 m	0.4740	$\left(\frac{PGA}{g}\right)^a$	$a = 0.4071$	$\langle\mu_a\rangle_{0.95} = (0.3574; 0.4568)$
		$\left(\frac{V_{S2}}{V_{S1}}\right)^b$	$b = -1.7416$	$\langle\mu_b\rangle_{0.95} = (-2.1542; -1.3291)$
		$\left(\frac{E_p}{E_1}\right)^c$	$c = 0.9617$	$\langle\mu_c\rangle_{0.95} = (0.7565; 0.1668)$
		$\left[d + \left(\frac{I_p}{d^4}\right)^e\right]$	$d = 0.2023$	$\langle\mu_d\rangle_{0.95} = (-4.1061x10^8; 4.1061x10^8)$
		$\left(\frac{I_p}{d^4}\right)^e$	$e = -0.0649$	$\langle\mu_e\rangle_{0.95} = (-1.8310x10^7; 1.8310x10^7)$
5-25 h= 48 m	0.4631	$\left(\frac{PGA}{g}\right)^a$	$a = 0.7574$	$\langle\mu_a\rangle_{0.95} = (0.6909; 0.8238)$
		$\left(\frac{V_{S2}}{V_{S1}}\right)^b$	$b = -2.8139$	$\langle\mu_b\rangle_{0.95} = (-3.4423; -2.1854)$
		$\left(\frac{E_p}{E_1}\right)^c$	$c = 1.2830$	$\langle\mu_c\rangle_{0.95} = (0.9705; 1.5954)$
		$\left[d + \left(\frac{I_p}{d^4}\right)^e\right]$	$d = 0.8300$	$\langle\mu_d\rangle_{0.95} = (-2.1578x10^9; 2.1578x10^9)$
		$\left(\frac{I_p}{d^4}\right)^e$	$e = -0.2399$	$\langle\mu_e\rangle_{0.95} = (-1.4791x10^8; 1.4791x10^8)$

Es importante reconocer que para un mismo caso (cabeza libre y H=10m) existe una considerable variación en el valor de las variables (constantes) para diferentes tipos de profundidades de estratos, dejando en evidencia que en este caso es difícil ajustar una sola ecuación para momentos en la cabeza de pila de cimentación.

5.5.4 Considerando cabeza fija, H=10m para los diferentes valores de espesor de estrato

Para H=10 considerando cabeza fija y para diferentes espesores de estratos se obtuvieron las propuestas de las Ecs. 5-31 a 5-33. La Tabla 26 resume los resultados de aplicar las pruebas de bondad de ajuste y el coeficiente de determinación.

Para H=10m y h=6, h=12m

Número de variables: 7

$$M_{CAP} = 125.5919 \left(\frac{PGA}{g} \right)^{1.0357} \rho d^4 \left(\frac{V_{S2}}{V_{S1}} \right)^{-1.1424} \left(\frac{E_p}{E_1} \right)^{0.7305} \left[0.4211 + \left(\frac{I_p}{d^4} \right)^{-0.1319} \right] \quad (5-26)$$

Para H=10m y h=18, h=30m

Número de variables: 7

$$M_{CAP} = 159.1836 \left(\frac{PGA}{g} \right)^{0.8264} \rho d^4 \left(\frac{V_{S2}}{V_{S1}} \right)^{-1.8574} \left(\frac{E_p}{E_1} \right)^{0.7719} \left[0.8651 + \left(\frac{I_p}{d^4} \right)^{-0.2405} \right] \quad (5-27)$$

Para H=10m y h=42m

Número de variables: 7

$$M_{CAP} = 14.2519 \left(\frac{PGA}{g} \right)^{0.9394} \rho d^4 \left(\frac{V_{S2}}{V_{S1}} \right)^{-3.5936} \left(\frac{E_p}{E_1} \right)^{0.12922} \left[1.9090 + \left(\frac{I_p}{d^4} \right)^{-0.4476} \right] \quad (5-28)$$

Tabla 26. Resultados de las pruebas de bondad de ajuste y el coeficiente de determinación (R^2) de la propuesta de la ecuación 5-8.

Ecuación Propuesta	Coeficiente de determinación R^2	Parámetro	Constantes	Intervalo de confianza
5-26 h=6 y 12 m	0.6595	$\left(\frac{PGA}{g}\right)^a$	$a = 1.0357$	$\langle\mu_a\rangle_{0.95} = (1.0065; 1.0650)$
		$\left(\frac{V_{S2}}{V_{S1}}\right)^b$	$b = -1.1424$	$\langle\mu_b\rangle_{0.95} = (-1.4375; -0.8472)$
		$\left(\frac{E_p}{E_1}\right)^c$	$c = 0.7305$	$\langle\mu_c\rangle_{0.95} = (0.5838; 0.8772)$
		$\left[d + \left(\frac{I_p}{d^4}\right)^e\right]$	$d = 0.4211$	$\langle\mu_d\rangle_{0.95} = (-4.6776x10^8; 4.6776x10^8)$
		$\left(\frac{I_p}{d^4}\right)^e$	$e = -0.1319$	$\langle\mu_e\rangle_{0.95} = (-2.9691x10^7; 2.9691x10^7)$
5-27 h=18 y 30 m	0.4950	$\left(\frac{PGA}{g}\right)^a$	$a = 0.8264$	$\langle\mu_a\rangle_{0.95} = (0.7567; 0.8332)$
		$\left(\frac{V_{S2}}{V_{S1}}\right)^b$	$b = -1.8574$	$\langle\mu_b\rangle_{0.95} = (0.7844; 0.8685)$
		$\left(\frac{E_p}{E_1}\right)^c$	$c = 0.7719$	$\langle\mu_c\rangle_{0.95} = (-2.2605; -1.4543)$
		$\left[d + \left(\frac{I_p}{d^4}\right)^e\right]$	$d = 0.8651$	$\langle\mu_d\rangle_{0.95} = (-1.3697x10^9; 1.3967x10^9)$
		$\left(\frac{I_p}{d^4}\right)^e$	$e = -2405$	$\langle\mu_e\rangle_{0.95} = (-9.2598x10^7; 9.2598x10^7)$
5-28 h= 48 m	0.5854	$\left(\frac{PGA}{g}\right)^a$	$a = 0.9394$	$\langle\mu_a\rangle_{0.95} = (0.8884; 0.9904)$
		$\left(\frac{V_{S2}}{V_{S1}}\right)^b$	$b = -3.5936$	$\langle\mu_b\rangle_{0.95} = (-4.1077; -3.0794)$
		$\left(\frac{E_p}{E_1}\right)^c$	$c = 1.2922$	$\langle\mu_c\rangle_{0.95} = (1.0382; 1.5461)$
		$\left[d + \left(\frac{I_p}{d^4}\right)^e\right]$	$d = 1.9090$	$\langle\mu_d\rangle_{0.95} = (-3.4494x10^9; -3.4494x10^9)$
		$\left(\frac{I_p}{d^4}\right)^e$	$e = -0.4476$	$\langle\mu_e\rangle_{0.95} = (-1.8455x10^8; 1.8455x10^8)$

5.6 SELECCIÓN DE FORMAS FUNCIONALES

5.6.1 Propuesta para estimar momentos en la interfaz de los estratos de la pila de cimentación

De todas las propuestas se selecciona la que tenga mejor valor del coeficiente de determinación R^2 , así como los valores de las constantes estén dentro del intervalo de confianza del 95%. La siguiente ecuación fue en la que obtuvo el mejor ajuste.

PROPUESTA 1

$$M \cong 6.5197 \times 10^{-6} E_p d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^{0.2977} \left(\frac{E_p}{E_{s1}}\right)^{0.0236} \left(\frac{V_1}{V_2}\right)^{-1.1213} \left(\frac{H_1}{L}\right)^{0.0278} \left(\frac{PGA}{g}\right)^{1.2075} \left[2.2 + \left(\frac{L}{H_1}\right)\right] \quad (5-14)$$

A continuación, se muestran las gráficas donde se muestran los valores de residuales respecto a los valores de cada parámetro, como ya se mencionó anteriormente, los parámetros describen en específico propiedades o relaciones como relaciones de rigidez de pila-suelo, relaciones de rigidez entre estratos, relación de esbeltez de la pila, entre otras. Por lo que en las Figuras 94 a 98 se observa la tendencia de los datos respecto a un parámetro en específico, de donde se estudia la procedencia de la magnitud del error máximo y la dispersión que tiene como función de los límites de aplicabilidad de cada variable. Cabe resaltar que el número de puntos graficados son 30 240, así como que son pocos los casos en donde se observa que existe un valor de error relativamente alto.

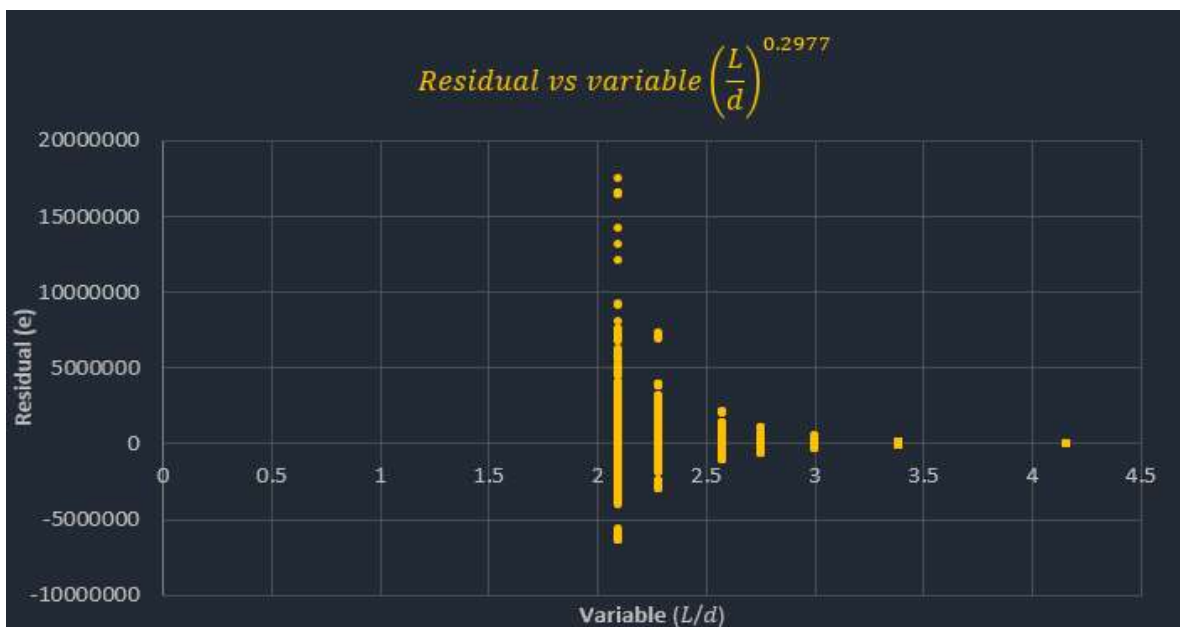


Figura 94. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{L}{d}\right)^{0.2977}$ de la ecuación 5-14.

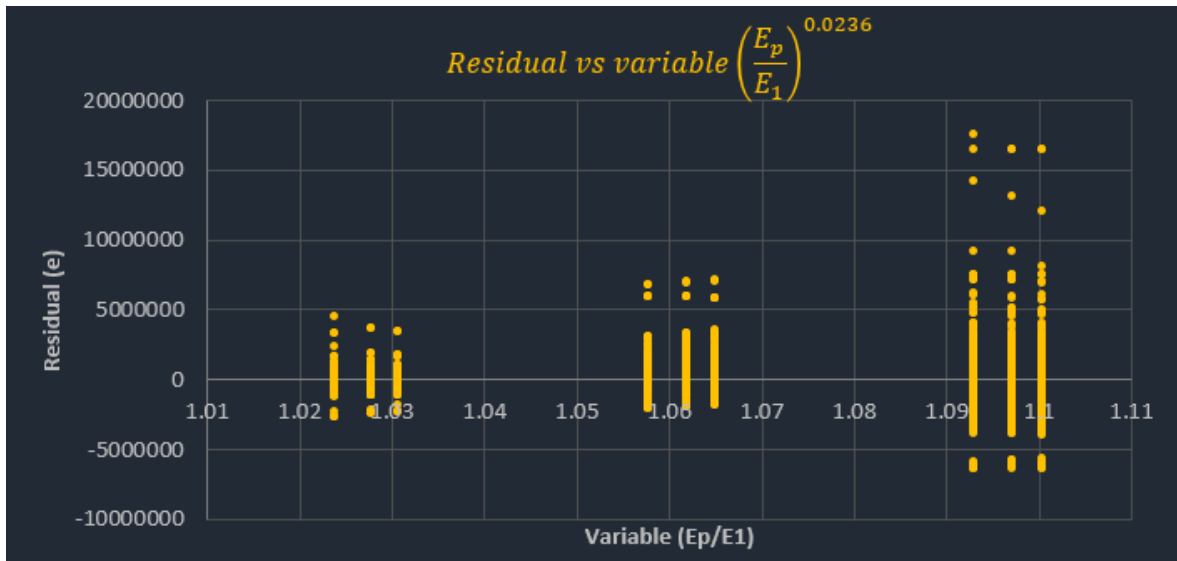


Figura 95. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.0236}$ de la ecuación 5-14.

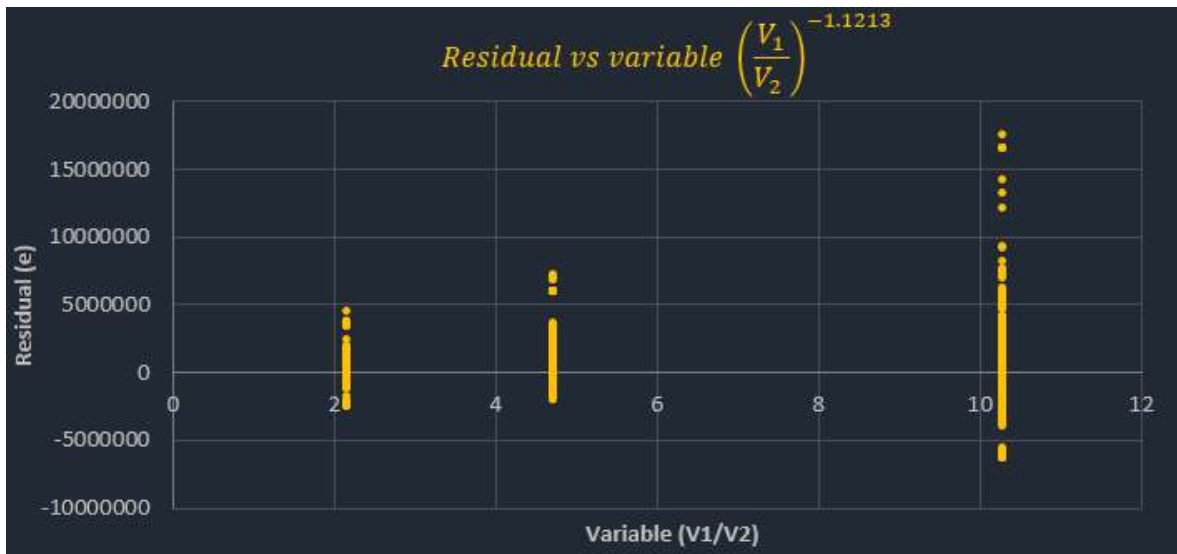


Figura 96. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{V_1}{V_2}\right)^{-1.1213}$ de la ecuación 5-14.

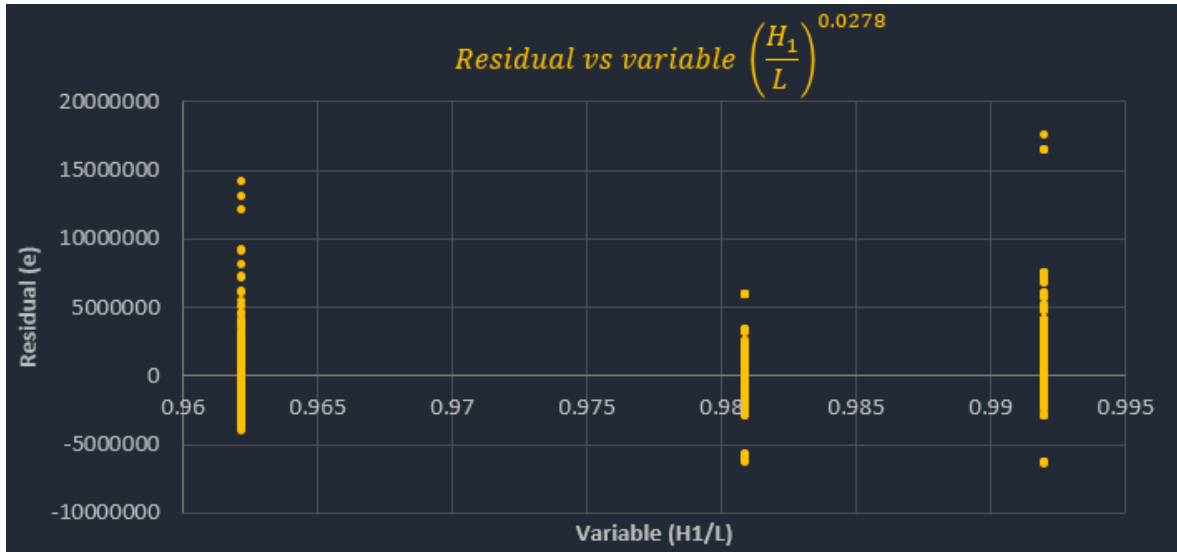


Figura 97. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{H_1}{L}\right)^{0.0278}$ de la ecuación 5-14.

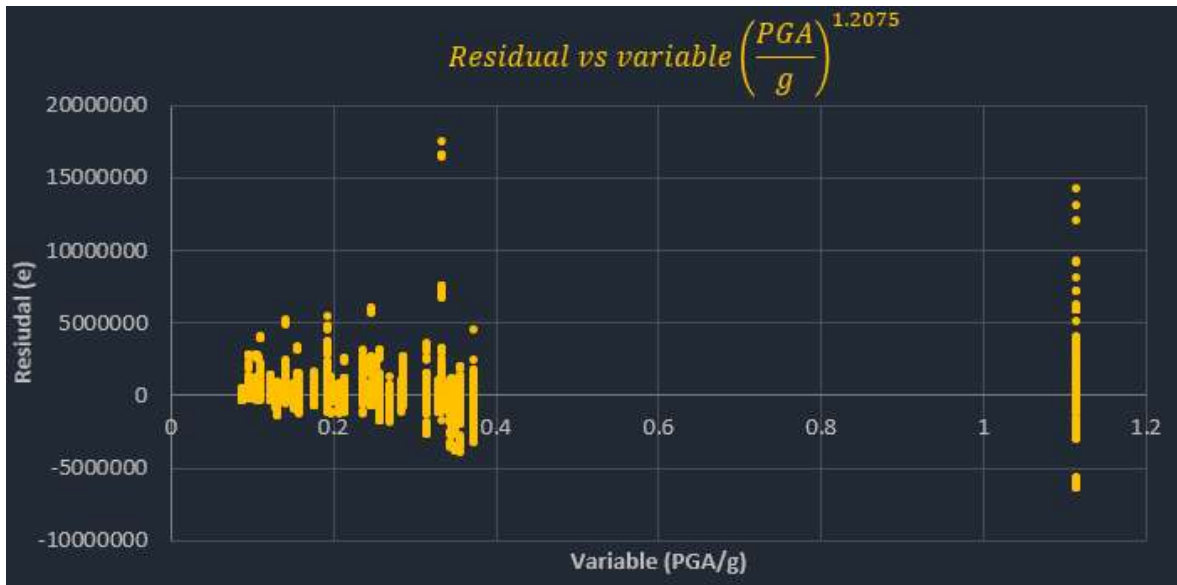


Figura 98. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{PGA}{g}\right)^{1.2075}$ de la ecuación 5-14.

Como se puede observar en todos los casos la dispersión puede considerarse constante, solo que existen algunos casos donde su dispersión es mucho mayor correspondiente a los casos que presentan el error máximo.

5.6.2 Propuestas para estimar momentos en la cabeza de la pila de cimentación

Las ecuaciones resultantes para el caso de la estimación de momentos en la cabeza de la pila considerando cabeza libre y fija para una H=10 m, no se obtuvo un valor del coeficiente de determinación (R^2) aceptable por lo que para este caso se decidió no hacer una propuesta de forma funcional.

Considerado H=5M y cabeza libre:

Número de variables: 6

Para H=5m y h=6 m y h= 12m.

$$M_{CAP} = 311.1739 \left(\frac{PGA}{g} \right)^{1.3219} \rho d^4 \left(\frac{V_{S2}}{V_{S1}} \right)^{-1.2190} \left(\frac{E_p}{E_1} \right)^{0.5852} \left[0.9437 + \left(\frac{I_p}{d^4} \right)^{-0.2619} \right] \quad (5-17)$$

Para H=5m y h=18 m y h= 30m.

$$M_{CAP} = 533.8962 \left(\frac{PGA}{g} \right)^{1.5687} \rho d^4 \left(\frac{V_{S2}}{V_{S1}} \right)^{-3.0185} \left(\frac{E_p}{E_1} \right)^{0.8982} \left[2.7151 + \left(\frac{I_p}{d^4} \right)^{-0.6122} \right] \quad (5-18)$$

Para H=5m y h=42m.

$$M_{CAP} = 18.1590 \left(\frac{PGA}{g} \right)^{1.3117} \rho d^4 \left(\frac{V_{S2}}{V_{S1}} \right)^{-1.8436} \left(\frac{E_p}{E_1} \right)^{0.2902} \left[2.7571 + \left(\frac{I_p}{d^4} \right)^{-0.5057} \right] \quad (5-19)$$

Considerando H=5M Y cabeza fija:

Número de variables: 6

Para H=5m y h=6 y h=12m

$$M_{CAP} = 724.8240 \left(\frac{PGA}{g} \right)^{1.3379} \rho d^4 \left(\frac{V_{S2}}{V_{S1}} \right)^{-3.9538} \left(\frac{E_p}{E_1} \right)^{1.6570} \left[2.0906 + \left(\frac{I_p}{d^4} \right)^{-0.4863} \right] \quad (5-20)$$

Para H=5m y h=18m y h=30m

$$M_{CAP} = 275.4289 \left(\frac{PGA}{g} \right)^{1.3547} \rho d^4 \left(\frac{V_{S2}}{V_{S1}} \right)^{-3.4615} \left(\frac{E_p}{E_1} \right)^{1.1945} \left[2.4866 + \left(\frac{I_p}{d^4} \right)^{-0.5695} \right] \quad (5-21)$$

Para H=5m y h=42m

$$M_{CAP} = 20.6415 \left(\frac{PGA}{g} \right)^{0.7191} \rho d^4 \left(\frac{V_{S2}}{V_{S1}} \right)^{-4.0871} \left(\frac{E_p}{E_1} \right)^{1.0746} \left[2.9788 + \left(\frac{I_p}{d^4} \right)^{-0.5684} \right] \quad (5-22)$$

En las Figuras 99 a 110 se observa la dispersión para los momentos en cabeza de la pila considerando cabeza libre para los diferentes espesores de los estratos y H=5m. Es importante observar como es la dispersión, así como el error máximo a que valores de los parámetros está asociado. En general, se puede considerar que la dispersión es constante para cualquier caso.

Posteriormente se muestra en las Figuras 111 a 122 la dispersión para los momentos en la cabeza de la pila considerando cabeza fija para los diferentes espesores de los estratos y H=5m, de donde se observa una dispersión constante, que podría considerarse un poco mayor que cualquiera de los casos antes analizados.

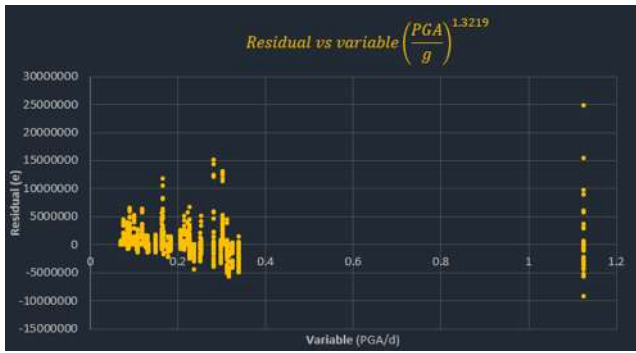


Figura 99. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{PGA}{g}\right)^{1.3219}$ de la ecuación 5-17

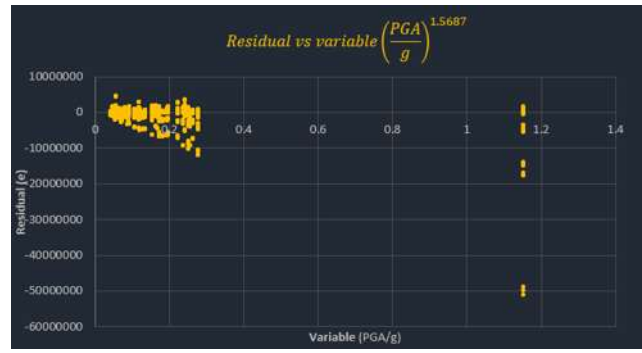


Figura 100. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{PGA}{g}\right)^{1.5687}$ de la ecuación 5-18

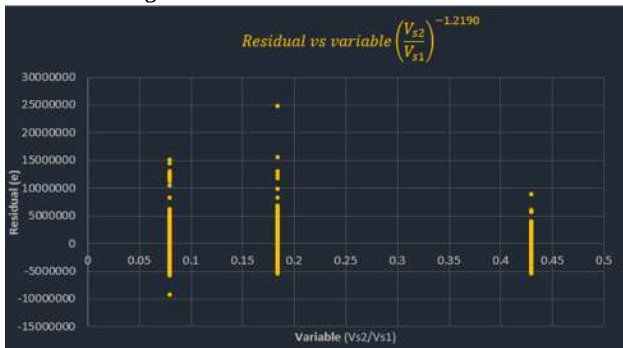


Figura 101. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{Vs2}{Vs1}\right)^{-1.2190}$ de la ecuación 5-17



Figura 102. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{Vs2}{Vs1}\right)^{-3.0185}$ de la ecuación 5-18

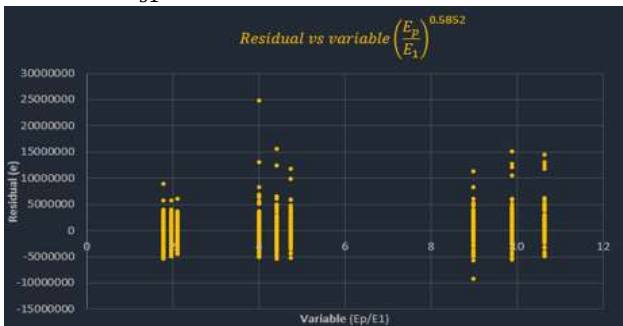


Figura 103. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{Ep}{E1}\right)^{0.5852}$ de la ecuación 5-17.

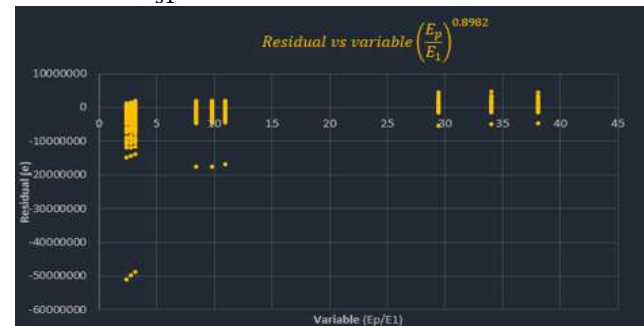


Figura 104. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{Ep}{E1}\right)^{0.8982}$ de la ecuación 5-18.



Figura 105. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{Ip}{d^4}\right)^{-0.2619}$ de la ecuación 5-17.

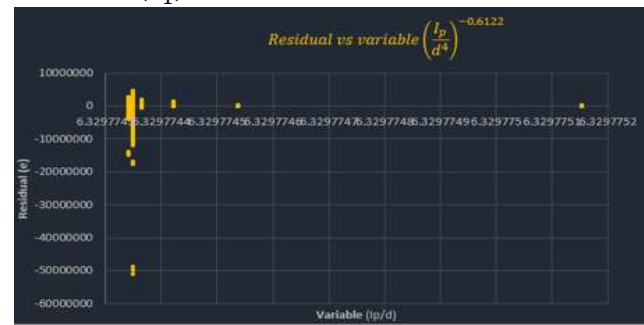


Figura 106. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{Ip}{d^4}\right)^{-0.6122}$ de la ecuación 5-18.

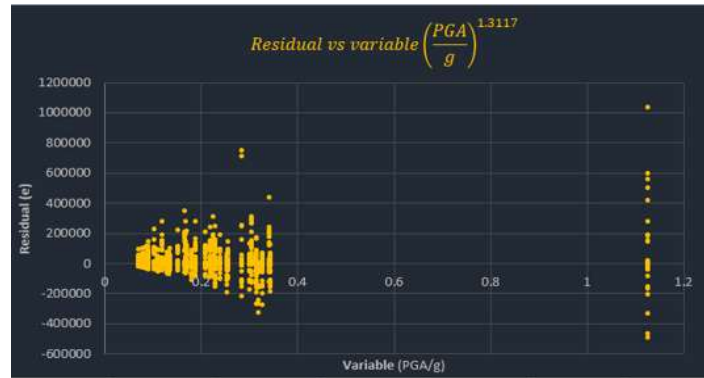


Figura 107. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{PGA}{g}\right)^{1.3117}$ de la ecuación 5-19.

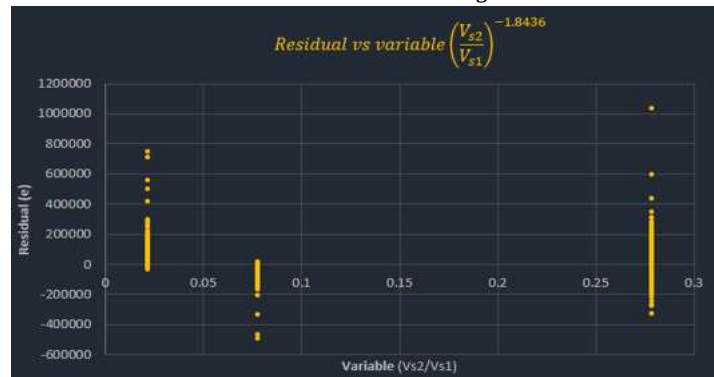


Figura 108. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{Vs2}{Vs1}\right)^{-1.8436}$ de la ecuación 5-19

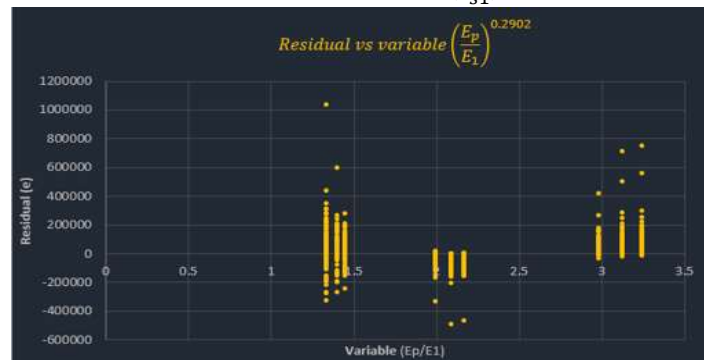


Figura 109. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{Ep}{E1}\right)^{0.2902}$ de la ecuación 5-19.

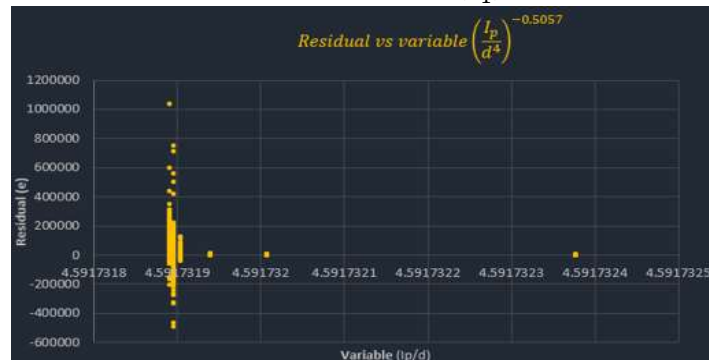


Figura 110. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{Ip}{d}\right)^{-0.5067}$ de la ecuación 5-19.

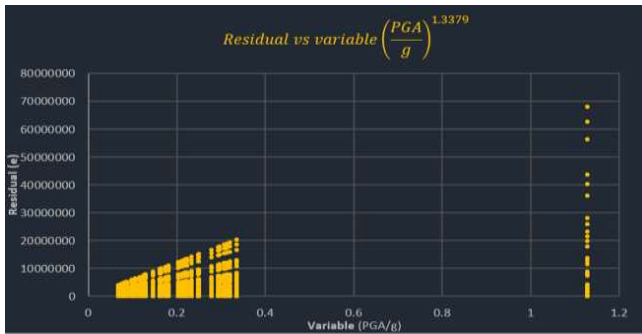


Figura 111. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{PGA}{g}\right)^{1.3379}$ de la ecuación 5-20

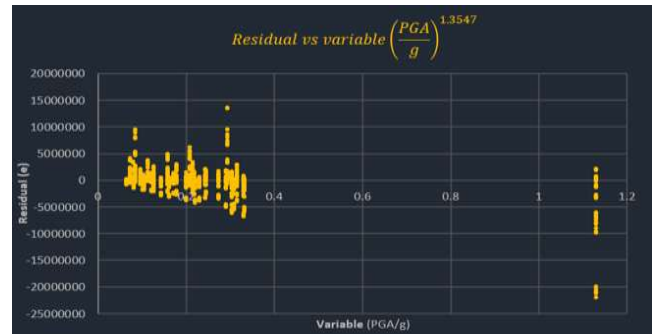


Figura 112. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{PGA}{g}\right)^{1.3547}$ de la ecuación 5-21

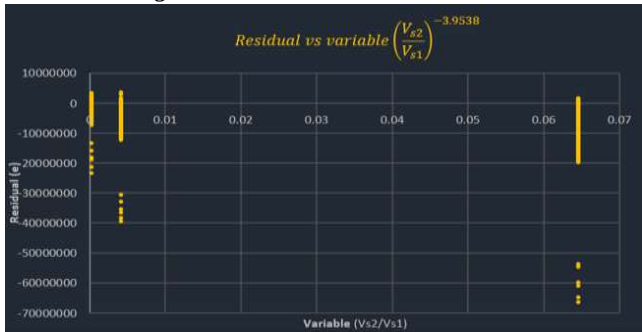


Figura 113. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{Vs2}{Vs1}\right)^{-3.9538}$ de la ecuación 5-20

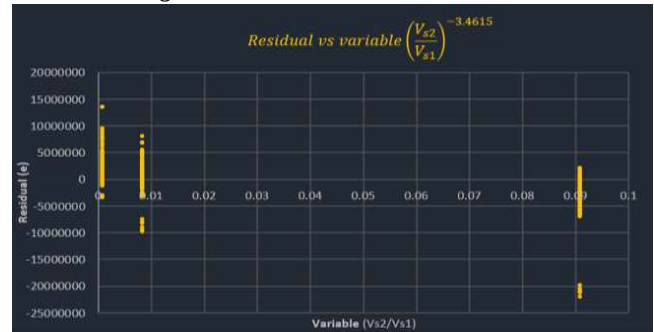


Figura 114. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{Vs2}{Vs1}\right)^{-3.4615}$ de la ecuación 5-21

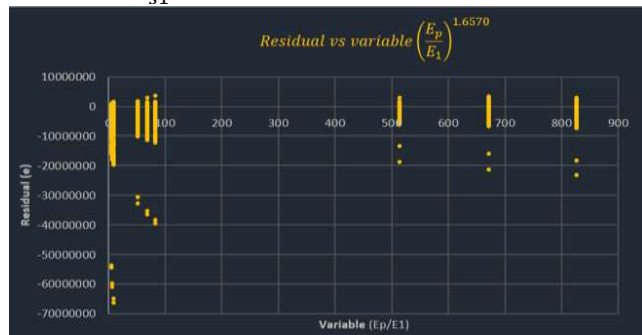


Figura 115. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{Ep}{E1}\right)^{1.6570}$ de la ecuación 5-20.

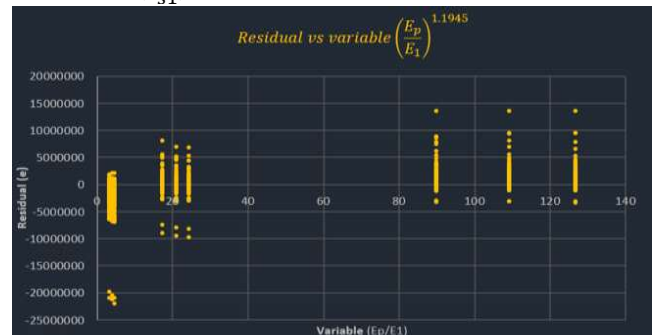


Figura 116. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{Ep}{E1}\right)^{1.1945}$ de la ecuación 5-21.



Figura 117. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{Ip}{d^4}\right)^{-0.4863}$ de la ecuación 5-20.

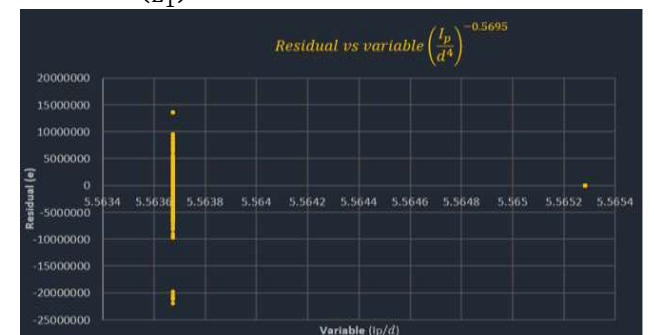


Figura 118. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{Ip}{d^4}\right)^{-0.5695}$ de la ecuación 5-21.

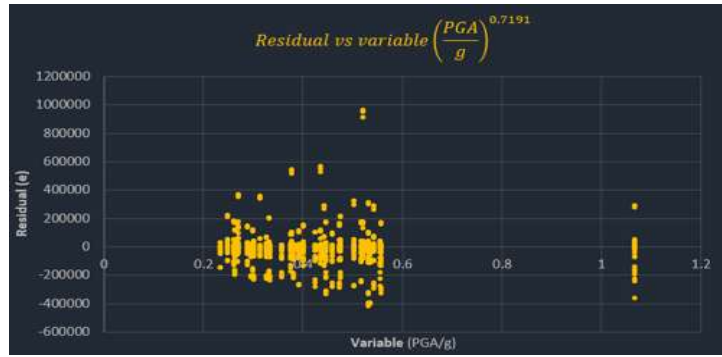


Figura 119. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{PGA}{g}\right)^{0.7191}$ de la ecuación 5-22.

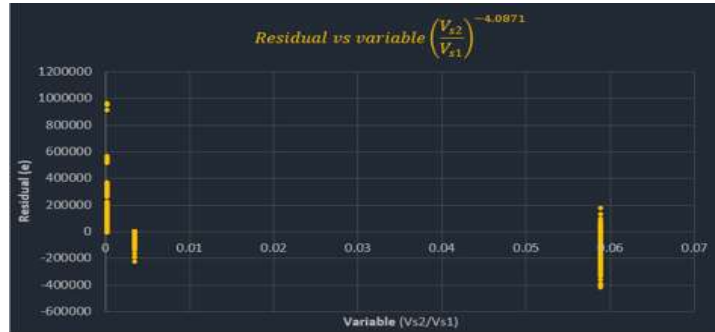


Figura 120. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{Vs2}{Vs1}\right)^{-4.0871}$ de la ecuación 5-22.

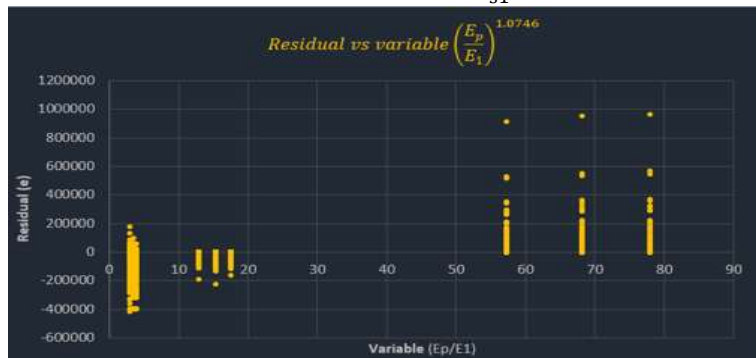


Figura 121. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{Ep}{E1}\right)^{1.0746}$ de la ecuación 5-22.

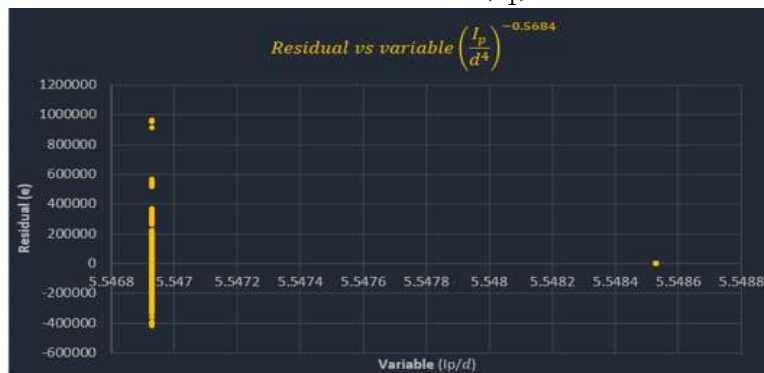


Figura 122. Gráfica de los residuales contra $\left(\frac{Ip}{d^4}\right)^{-0.5684}$ de la ecuación 5-22.

CONCLUSIÓN

El objetivo de esta investigación fue obtener ecuaciones aproximadas para estimar las demandas de momentos que se presentan en pilas de cimentación, considerando dos posiciones localizadas a lo largo de su longitud y definidas como interfaz entre dos estratos de suelo y cabeza de la pila, debido a que estos dos puntos son críticos para estimar los momentos flexionantes inducidos por los efectos cinemáticos de la interacción suelo estructura. Se realizaron análisis en el dominio de la frecuencia para estimar las demandas de momentos que se presentan en una pila de cimentación como efecto del paso de las ondas sísmicas generadas por la ocurrencia de terremotos; para ello se utilizó un total de 40 acelerogramas registrados en la zona de subducción del pacífico de México, y se utilizó un programa desarrollado específicamente para tal fin. Se realizó un análisis paramétrico sobre los principales parámetros que influyen en la respuesta dinámica de las pilas de cimentación ante aceleraciones sísmicas considerando los efectos ISE, entre las variables consideradas se tienen: el espesor de los estratos, la velocidad de ondas de corte, el módulo de elasticidad del suelo, así como el módulo de elasticidad de la pila de cimentación, su radio y longitud, entre otros parámetros. En este trabajo se consideró una pila enterrada en dos estratos de suelo con diferente valor de rigidez, de la combinación de los parámetros elegidos se generó un total de 30240 combinaciones de casos de estudio, para los cuales se estimaron los momentos en la interfaz de los estratos y 50400 combinaciones para los momentos en la cabeza de la pila de cimentación. Con base a los resultados de los análisis dinámicos en el dominio de la frecuencia, se procedió a realizar un análisis de regresión no lineal múltiple para 3 formas funcionales propuestas para estimar momentos en la interfaz de dos estratos de suelo y 1 ecuación para estimar los momentos en la cabeza de la pila. La aplicabilidad de las ecuaciones propuestas se analizó con bases estadísticas y probabilistas, para la selección de la ecuación que mejor predice los momentos, es decir, que presenta el menor error en la estimación de los momentos en pilas de cimentación. Para decidir cuál fue la más adecuada se revisó el coeficiente de determinación R^2 , así como el nivel de confianza del 95% de cada uno de las constantes (coeficientes y exponentes) que intervienen en los parámetros de cada ecuación propuesta, además del intervalo de confianza de toda la ecuación.

Con base a estos análisis se decidió que la mejor forma funcional para estimar la demanda de momento flexionante en una pila al nivel donde se encuentra la interfaz de dos estratos de suelo es la ecuación de 5-16 debido a que es la ecuación que requiere de menor número de parámetros (8) y presenta buen comportamiento estadístico para un nivel de confianza del 95%:

$$M \cong 6.5197 \times 10^{-6} E_p d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^{0.2977} \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.0236} \left(\frac{V_1}{V_2}\right)^{-1.1213} \left(\frac{H_1}{L}\right)^{0.0278} \left(\frac{PGA}{g}\right)^{1.2075} \left[2.2 + \left(\frac{L}{H_1}\right)\right] \quad (5-14)$$

Mientras que la ecuación para estimar momentos en la cabeza de la pila de cimentación considerando una altura de la superestructura (H) de 5 m es función de la profundidad del estrato de suelo superior, obteniéndose las siguientes ecuaciones como función de la profundidad del estrato de suelo:

Para cabeza libre:

Para H=5m y h=6 m y h= 12m.

$$M = 311.1739 \left(\frac{PGA}{g}\right)^{1.3219} \rho d^4 \left(\frac{V_{S2}}{V_{S1}}\right)^{-1.2190} \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.5852} \left[0.9437 + \left(\frac{I_p}{d^4}\right)^{-0.2619}\right] \quad (5-17)$$

Para H=5m y h=18 m y h= 30m.

$$M = 533.8962 \left(\frac{PGA}{g}\right)^{1.5687} \rho d^4 \left(\frac{V_{S2}}{V_{S1}}\right)^{-3.0185} \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.8982} \left[2.7151 + \left(\frac{I_p}{d^4}\right)^{-0.6122}\right] \quad (5-18)$$

Para H=5m y h=42m.

$$M = 18.1590 \left(\frac{PGA}{g}\right)^{1.3117} \rho d^4 \left(\frac{V_{S2}}{V_{S1}}\right)^{-1.8436} \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.2902} \left[2.7571 + \left(\frac{I_p}{d^4}\right)^{-0.5057}\right] \quad (5-19)$$

Para cabeza fija:

Para h=6m y h=12m

$$M = 724.8240 \left(\frac{PGA}{g}\right)^{1.3379} \rho d^4 \left(\frac{V_{S2}}{V_{S1}}\right)^{-3.9538} \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{1.6570} \left[2.0906 + \left(\frac{I_p}{d^4}\right)^{-0.4863}\right] \quad (5-20)$$

Para H=5m y h=18m y h=30m

$$M_{CAP} = 275.4289 \left(\frac{PGA}{g} \right)^{1.3547} \rho d^4 \left(\frac{V_{S2}}{V_{S1}} \right)^{-3.4615} \left(\frac{E_p}{E_1} \right)^{1.1945} \left[2.4866 + \left(\frac{I_p}{d^4} \right)^{-0.5695} \right] \quad (5-21)$$

Para H=5m y h=42m

$$M_{CAP} = 20.6415 \left(\frac{PGA}{g} \right)^{0.7191} \rho d^4 \left(\frac{V_{S2}}{V_{S1}} \right)^{-4.0871} \left(\frac{E_p}{E_1} \right)^{1.0746} \left[2.9788 + \left(\frac{I_p}{d^4} \right)^{-0.5684} \right] \quad (5-22)$$

Como acciones futuras dentro de esta línea de investigación se puede considerar un análisis paramétrico, tomando como base las mismas variables, pero ahora asumiendo una cimentación considerando un grupo de pilotes. Con base en esos análisis encontrar una forma funcional para estimar el momento flexionante entre dos estratos de suelo que incluya los efectos de interacción suelo-estructura y de grupos de pilotes.

REFERENCIAS

Fernández L. y Avilés J. (2008, octubre 1). Efectos de interacción suelo-estructura en edificios con planta baja blanda. *Revista de Ingeniería Sísmica*. No. 79 pp.71-90

Maiorano, R.M.S, Aversa S., Wu, G. (2007, junio 25). Effects of soil non-linearity on bending moments in piles due to seismic kinematic interaction. 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering.

Sanctis, L Maiorano, R.M.S., Aversa, S. (2010, febrero 18). A method for assessing kinematic bending moments at the pile head. *Earthquake engineering and structural dynamics*. No.39, pp. 1133–1154.

Di Laora, R., Mylonakis, G., Mandolini, A (2012, mayo 11). Pile-head kinematic bending in layered soil. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. No. 42, pp. 319–337.

Mylonakis G. (2001, Agosto). Simplified model for seismic pile bending at soil layer interfaces. *Soils and Foundations*, volumen (41) No. 4, pp. 47-58.

Nikolaou, S., Mylonakis, G. Gazetas, G. Tazoh, T (2001, enero). Kinematic pile bending during earthquakes: analysis and field measurements. *Geotechnique*, No. 5, pp. 425-440.

Nikolaou, S. Mylonakis, G. Gazetas (1995, diciembre 23). Kinematic bending moments in seismically stressed piles. Technical Report NCEER-95-0022.

Olmos, B. Roesset J. (2013, diciembre). Seismic forces on piles. *Structure and Infrastructure Engineering* Vol. 9, No. 12, pp. 1283–1298.

Mylonakis G, Nikolaou, S. (2002, junio). Design methods for earthquake-induced pile bending. International Conference and Exposition, Deep Foundations Institute.

Dezi, F., Carbonari, S., Leoni, G. (2009). Kinematic bending moments in pile foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, pp. 119-132.

Di Laora, R., Mylonakis, G., Mandolini A. (2013, mayo 11). Pile-head kinematic bending in layered soil. *Earthquake Engineering Structure Dynamics*. No. 42, pp. 319–337.

NIST (2012). Soil-structure Interaction for building structures, NEHRP Consultants Joint Venture, GCR 12-917-21.

Kausel E. (2010). Early history of soil–structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. No.30, pp. 822–832.

Khari, M., Bin Kassim, K., Bin Adnan, A., Moayed, H. (2014). Kinematic bending moment of piles under seismic motions. *Asian Journal of Earth Sciences*. No. 7, pp. 1-9.

Dezi, F., Carbonari, S. Leoni, G. (2009, septiembre). A model for the 3D kinematic interaction analysis of pile groups in layered soils. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*.

Kumar, T., Madabhushi, G. (2018, noviembre 8). Seismic behaviour of soft clay and its influence on the response of friction pile foundations. *Bulletin of Earthquake Engineering*.

Turner, B., Brandenberg, S., Stewart, J. (2015, noviembre 1) Influence of kinematic SSI on foundation input motions for pile-supported bridges. 6th International conference on Earthquake Geotechnical Engineering.

Basile, F. (2010, octubre 30). Kinematic moments in pile groups. 14 ECEE.

Maiorano, R.M.S., Sanctis, L., Aversa, S., Mandolini, A. (2009, mayo 7). Kinematic response analysis of piled foundations under seismic excitation. *Can Geotech. J.* Vol. 46, pp. 571-584.

Hussien, M. Karray, M., Tobita, T., Iai, S. (2015, junio 5). Kinematic and inertial forces in pile foundations under seismic loading. *Computers and Geotechnics*. No. 69, pp 166-181.

CFE (2015). Manual de diseño de obras civiles, diseño por sismo

Kramer, S (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice Hall

Hernández, E. (2019, junio). Uso de dispositivos de control para edificios en zonas de moderada y alta sismicidad [Tesis de maestría]. Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, México.

APÉNDICE A

Vs=100 m/s - $\rho=1500$

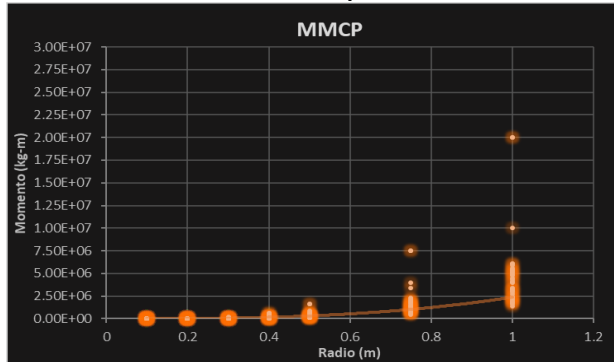


Fig. X10. MMCP considerando cabeza libre.

Vs=100 m/s - $\rho=1700$

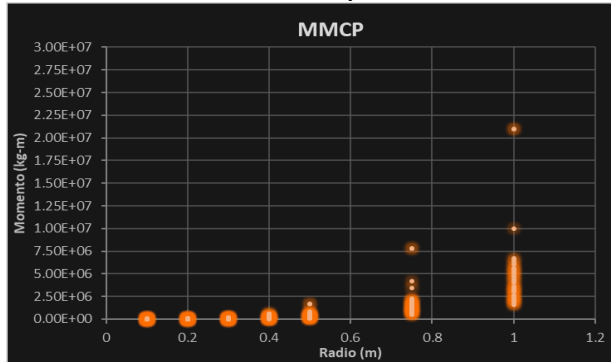


Fig. X11. MMCP considerando cabeza libre.

Vs=100 m/s - $\rho=2000$

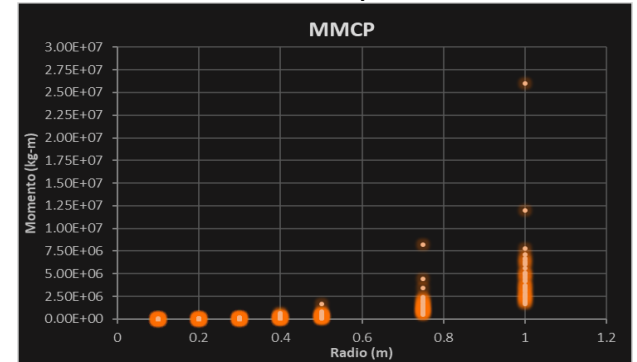


Fig. X12. MMCP considerando cabeza libre.

Vs=200 m/s - $\rho=1500$

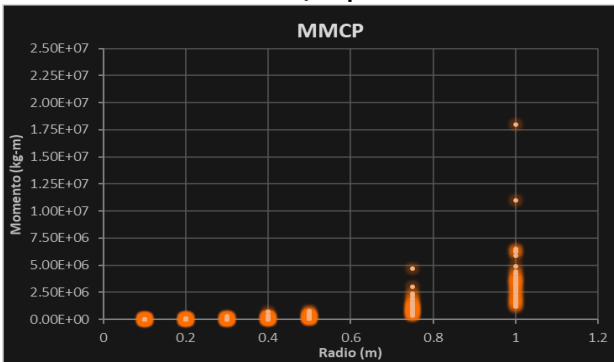


Fig. X13. MMCP considerando cabeza libre .

Vs=200 m/s - $\rho=1700$

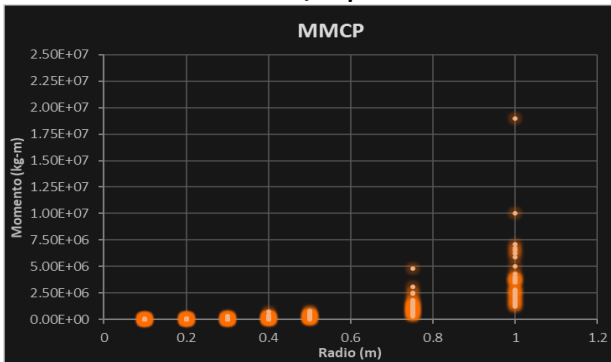


Fig. X14. MMCP considerando cabeza libre.

Vs=200 m/s - $\rho=2000$

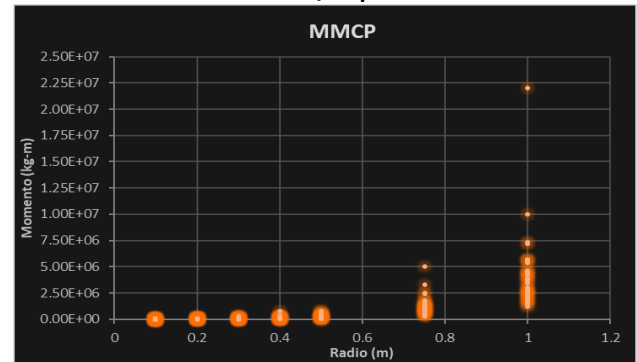


Fig. X15. MMCP considerando cabeza libre .

Vs=200 m/s - $\rho=1500$

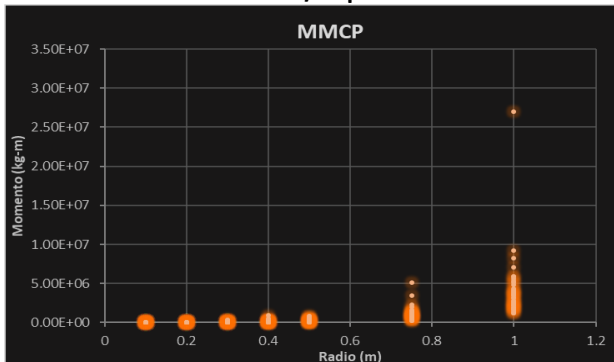


Fig. X16. MMCP considerando cabeza libre .

Vs=400 m/s - $\rho=1700$

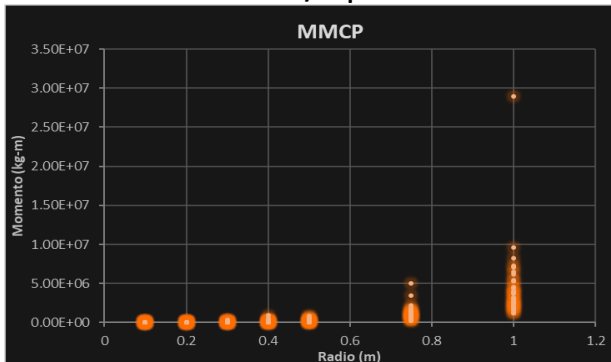


Fig. X17. MMCP considerando cabeza libre .

Vs=400m/s- $\rho=2000$

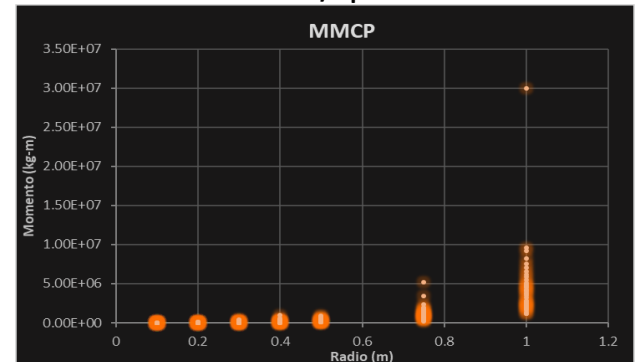


Fig. X18. MMCP considerando cabeza libre .

Vs=100 m/s - ρ=1500

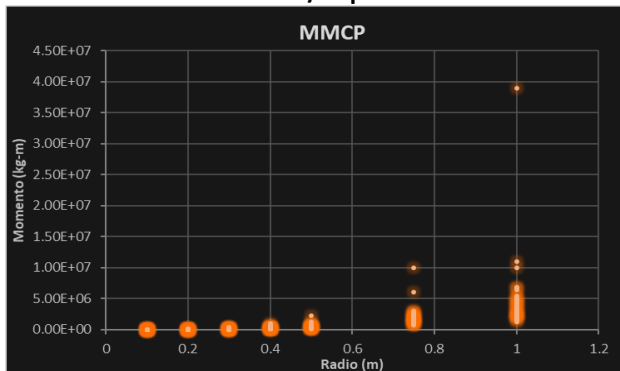


Fig. X10. MMCP considerando cabeza fija.

Vs=100 m/s - ρ=1700

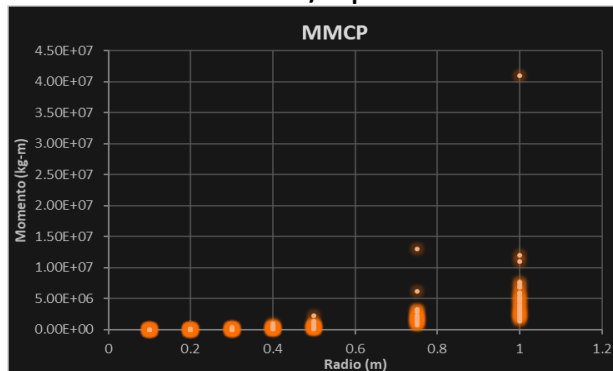


Fig. X11. MMCP considerando cabeza fija.

Vs=100 m/s - ρ=2000

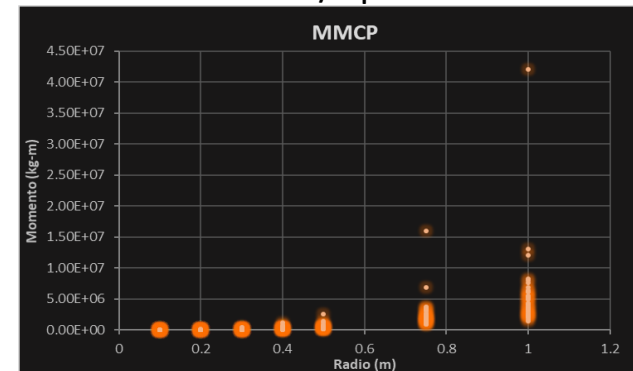


Fig. X12. MMCP considerando cabeza fija.

Vs=200 m/s - ρ=1500

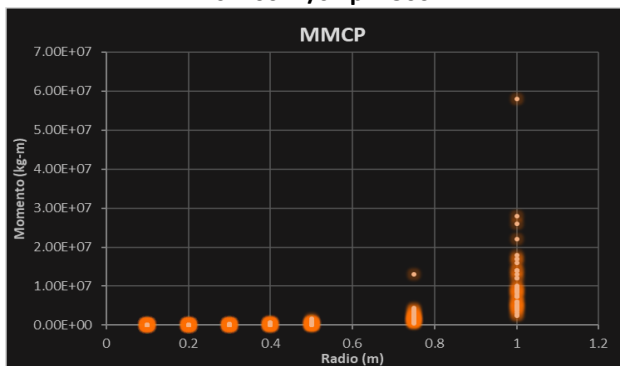


Fig. X13. MMCP considerando cabeza fija.

Vs=200 m/s - ρ=1700

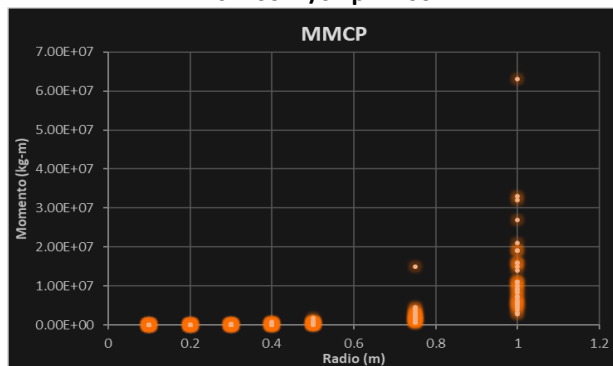


Fig. X14. MMCP considerando cabeza fija.

Vs=200 m/s - ρ=2000

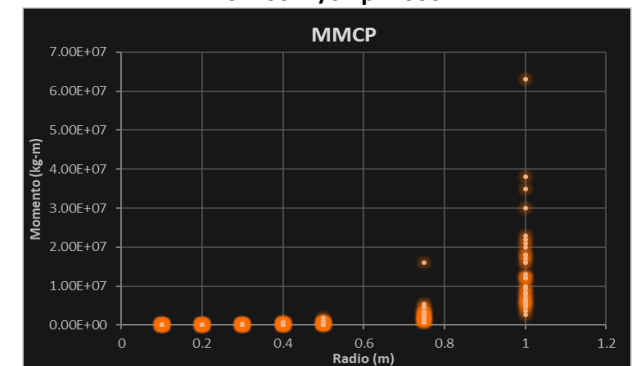


Fig. X15. MMCP considerando cabeza fija.

Vs=200 m/s - ρ=1500

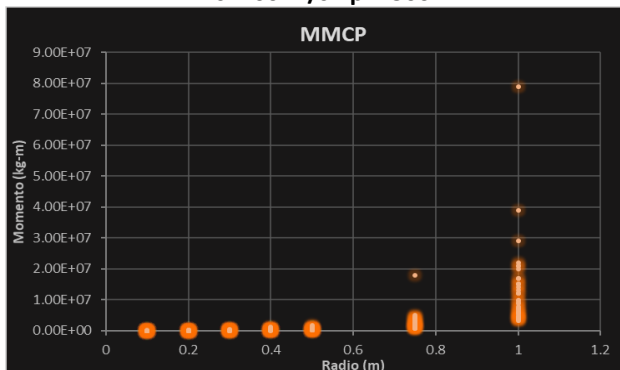


Fig. X16. MMCP considerando cabeza fija.

Vs=400 m/s - ρ=1700

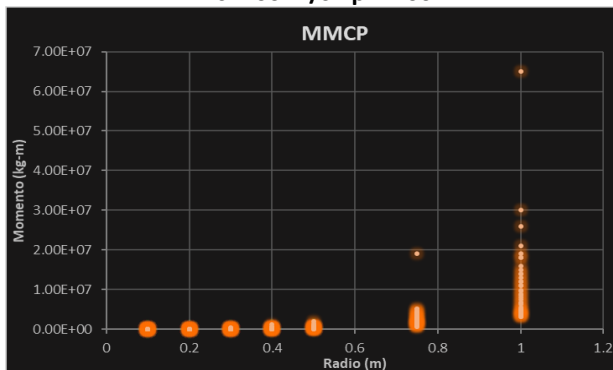


Fig. X17. MMCP considerando cabeza fija.

Vs=400m/s-ρ=2000

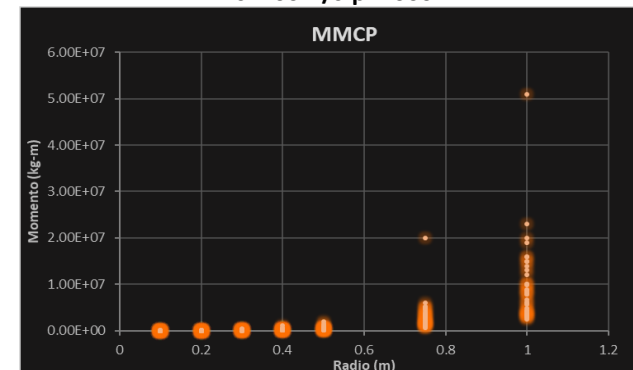


Fig. X18. MMCP considerando cabeza fija.

APÉNDICE B

Se resume a continuación la generación de ecuaciones considerando cabeza libre, si las comparamos con las ecuaciones del capítulo 5 se puede notar que no existe una diferencia apreciable, importante señalar que se mantiene la misma estructura.

PROPUESTA 1

Número de variables: 7

$$M \cong 6.5029 \times 10^{-6} E_p d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^{0.3127} \left(\frac{E_p}{E_{s1}}\right)^{0.0599} \left(\frac{V_1}{V_2}\right)^{-1.0349} \left(\frac{H_1}{L}\right)^{0.0501} \left(\frac{PGA}{g}\right)^{1.1795} \left[2.2 + \left(\frac{L}{H_1}\right)\right] \quad (\text{B-1})$$

$$R^2=0.7357$$

Considerando cabeza fija se obtienen casi los mismos valores de las variables. A continuación, se escribe la ecuación propuesta para el momento en la interfaz de los estratos, para esta regresión múltiple, se obtuvieron 15120 resultados, considerando la cabeza de la pila de cimentación fija, en los resultados se obtiene resultados muy similares incluso iguales para algunos casos considerando cabeza libre, en un caso particular se nota un cambio importante (E_p/E_{s1}), lo cual nos demuestra cual es la influencia de cada parámetro solo cambiando esta consideración.

PROPUESTA 1

Número de variables: 7

$$M \cong 6.5447 \times 10^{-6} E_p d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^{0.2808} \left(\frac{E_p}{E_{s1}}\right)^{-0.0125} \left(\frac{V_1}{V_2}\right)^{-1.2086} \left(\frac{H_1}{L}\right)^{0.0041} \left(\frac{PGA}{g}\right)^{1.2364} \left[2.1999 + \left(\frac{L}{H_1}\right)\right] \quad (\text{B-2})$$

$$R^2=0.7232$$

