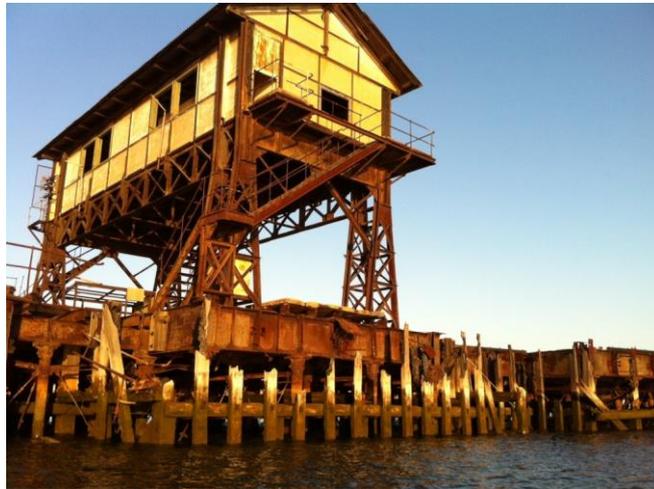


**TRABAJO DE FIN DE MÁSTER**  
**Máster en Ingeniería de Caminos, Canales y**  
**Puertos.**



**MODELADO DE PILOTES CON HÉLICE.**  
**APLICACIÓN AL MUELLE DE THARSIS.**

Autor: Pilar Bentabol Brinkmann

Tutor: Manuel Vázquez Boza

**Departamento de Estructuras de Edificación e**  
**Ingeniería del Terreno**  
**Escuela Técnica Superior de Ingeniería**  
**Universidad de Sevilla**

Sevilla, 2017





Trabajo de Fin de Máster  
Máster en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos.

# **MODELADO DE PILOTES CON HÉLICE. APLICACIÓN AL MUELLE DE THARSIS.**

Autor:

Pilar Bentabol Brinkmann

Tutor:

Manuel Vázquez Boza

Profesor Ayudante Doctor

Departamento de Estructuras de Edificación e Ingeniería del Terreno.

Escuela Técnica Superior de Ingeniería

Universidad de Sevilla

Sevilla, 2017



*A mi familia, que nunca dudó.*



# Agradecimientos

---

*A mis padres, que han creído en mi desde que empecé esta aventura, gracias por ser mi pequeño refugio.*

*A mi familia de acogida, eternamente agradecida por todo, no tengo palabras.*

*A mis compañeros, sin vosotros sé que no habría llegado hasta aquí. Sé que llegaremos aún mucho más lejos.*

*A ti, por hacerme entender que la vida es mucho más. Y por estar, que no es poco.*

*A todos mis profesores, por haberme enseñado a amar la Ingeniería de Caminos. La naturaleza y la infraestructura se dan de la mano en mi mente gracias a vosotros.*

*A mi tutor, por la paciencia y por mostrarme la parte quizás más bonita de la geotecnia.*



# Resumen

---

Este trabajo consiste en la caracterización de la resistencia a compresión simple de los pilotes del Muelle de Tharsis. Los pilotes tienen la peculiar característica de ser de hélice, un tipo de pilote inventado por el ingeniero Alexander Mitchell a principios del siglo XIX, y que fue muy usado en aquella época precisamente en la cimentación de estructuras marinas.

Se hará un estudio del Muelle, describiendo la tipología estructural que hoy en día lo define, y a continuación se definirán dos métodos de cálculo de la resistencia al hundimiento bajo cargas de compresión: un primer método de tipo teórico y un segundo método basado en el modelo de los Elementos Finitos, mediante el programa informático PLAXIS 2D.



<b>Agradecimientos</b>	<b>7</b>
<b>Resumen</b>	<b>9</b>
<b>Índice</b>	<b>11</b>
<b>Índice de Tablas</b>	<b>13</b>
<b>Índice de Figuras</b>	<b>15</b>
<b>1 El Muelle de Tharsis</b>	<b>19</b>
1.1. <i>Objetivo y motivación del trabajo</i>	19
1.2. <i>El Muelle de Tharsis</i>	20
1.2.1. Contexto histórico	20
1.2.2. La Compañía de Tharsis	21
1.2.3. El Muelle de Tharsis	22
1.2.4. Resumen cronológico	25
1.3. <i>Tipología estructural y de la cimentación</i>	26
1.4. <i>Estado Actual</i>	29
1.5. <i>Enquadre geológico-geotécnico del Muelle de Tharsis</i>	31
1.5.1. Entorno geológico	31
1.5.2. Entorno geotécnico	34
<b>2 Introducción a los pilotes en hélice</b>	<b>39</b>
2.1. <i>Introducción al uso de pilotes como cimentación especial</i>	39
2.2. <i>Introducción a los pilotes en hélice</i>	40
2.2.1. Eje central	41
2.2.2. Hélices	41
2.2.3. Ventajas de los pilotes con hélice	41
2.2.4. Desventajas de los pilotes con hélice	42
2.3. <i>Uso de pilotes de hélice en la historia</i>	42
2.3.1. Faro de Maplin Sand (Inglaterra)	42
2.3.2. Muelle de Portugalete	44
2.3.3. Muelle de Riotinto	46
2.4. <i>Uso de los pilotes de hélice en la actualidad</i>	47
<b>3 Métodos analíticos para el cálculo de pilotes de hélice</b>	<b>49</b>
3.1. <i>Introducción teórica a los métodos de cálculo</i>	49
3.2.1. Cylindrical Shear Method	49
3.2.2. Individual Bearing Method	51
3.2. <i>Parámetros de cálculo</i>	52
3.3. <i>Resultados</i>	58
3.3.1. Conclusiones	58
3.4. <i>Conclusiones finales</i>	65
<b>4 Modelado de pilotes en hélice con el método de los Elementos Finitos en Plaxis 2D</b>	<b>69</b>
4.1. <i>Caracterización geométrica</i>	69
4.2. <i>Características del material de fundición</i>	71
4.3. <i>Modelado en Plaxis2D</i>	71
4.4. <i>Resultados</i>	74

---

<b>5</b>	<b>Comparación entre los métodos de cálculo y conclusiones finales</b>	<b>77</b>
<b>Anexo 1: resultados de los métodos analíticos</b>		<b>79</b>
<i>Cylindrical Shear Method</i>		79
<i>Individual Bearing Method</i>		83
<b>Anexo 2: resultados obtenidos de PLAXIS</b>		<b>87</b>
<b>Referencias</b>		<b>109</b>

# ÍNDICE DE TABLAS

---

Tabla 1. Tabla resumen de las características geotécnicas de la zona	37
Tabla 2. Tablas resumen de los parámetros geotécnicos de los fangos	52
Tabla 3. Valores del factor de adhesión según el índice de consistencia (Narasimba Rao et al. (1993))	53
Tabla 4. Carga de hundimiento (kN) según la longitud de empotramiento	60
Tabla 5 . Carga de hundimiento (kN) según el diámetro de la hélice (m)	61
Tabla 6. Carga de hundimiento (kN) en función del diámetro de la hélice	64
Tabla 7. Carga de hundimiento (kN) en función de la longitud de empotramiento	64
Tabla 8. Comparativa entre resultados para el <i>Individual Bearing Method</i>	65
Tabla 9. Comparación entre métodos	66
Tabla 10. Tabla resumen de los parámetros geométricos	69
Tabla 11. Tabla resumen de los parámetros geotécnicos de los fangos	69
Tabla 12. Características mecánicas de la fundición	71
Tabla 13. Propiedades de cada parte del pilote con diámetro 1.67 m aplicadas en PLAXIS 2D	72
Tabla 14. Resultados obtenidos de PLAXIS	75
Tabla 15 . Comparativa entre los diferentes resultados obtenidos	77
Tabla 16. CSM pilote tipo 1	79
Tabla 17. CSM pilote tipo 2	80
Tabla 18. CSM pilote tipo 3	81
Tabla 19. CSM pilote tipo 4	82
Tabla 20. IBM pilote tipo 1	83
Tabla 21. IBM pilote tipo 2	84
Tabla 22. IBM pilote tipo 3	85
Tabla 23. IBM pilote tipo 4	86



# ÍNDICE DE FIGURAS

---

Figura 1. Muelle de Tharsis (año 2016)	19
Figura 2. Vista aérea de la ría de Huelva (S.XX)	20
Figura 3. Acciones de la Compañía " <i>The Tharsis Sulphur and Copper Company Limited</i> "	21
Figura 4. El Muelle de Tharsis en sus últimos años de explotación.	22
Figura 5. Evolución del Muelle de Tharsis (Andivia, 1890)	22
Figura 6. Vista de la ría con todos los muelles.	23
Figura 7. Planta del muelle original de 1870	23
Figura 8. Planta de la plataforma del muelle de embarque, en la que se aprecian las dos grúas fijas y las dos grúas móviles.	24
Figura 9. Perfil longitudinal del muelle extraído de la Relación de material adicional de 1870.	26
Figura 10. Detalle de sección de azuche del Proyecto de ferrocarril minero de Tharsis al río Odiel (1970) en la cabeza del embarcadero.	28
Figura 11. Sección de los pilotes del Proyecto de Ampliación de Arrol (1915)	28
Figura 12. Máquina eléctrica de hinca de pilotes.	29
Figura 13. Captura de la ría en la actualidad, donde se aprecian los altos niveles de colmatación de sedimentos	29
Figura 14. Pilotes en la actualidad, donde se observa la corrosión y la colmatación.	30
Figura 15. Imagen del muelle donde se observan las rejillas que se usaron para la colocación de la tubería.	30
Figura 16. Cortes litológicos de la zona de estudio (MOPTMA)	31
Figura 17. Leyenda con clasificación de facies geológicas (IGME)	32
Figura 18. Ilustraciones del libro de Mitchell (Mitchell, 1848) sobre cimentaciones marinas	40
Figura 19. Alzado del faro de Maplin Sand (Redman, 1842)	43
Figura 20. Planta de plataforma de madera del faro de Maplin Sand (Redman 1842)	44
Figura 21. El Muelle a principios del Siglo XX	44
Figura 22. Alzado del Muelle de Portugalete (Revista de Obras Públicas, 1889)	45
Figura 23. Detalle de capitel de pilote con el nudo de enlace y apoyo de las vigas principales	45
Figura 24. Muelle de Portugalete, ya inhabilitado en su uso portuario (2009)	46
Figura 25. Sección de pórtico del muelle de Riotinto, y planta de la plataforma de madera. (Gibson, 1878)	46
Figura 26. El Muelle de Riotinto en la actualidad.	47
Figura 27. Diagrama del método del Cilindro a cortante (Fernández, 2014)	50
Figura 28. Diagrama del Individual Bearing Method a Compresión (Fernández, 2014)	52
Figura 29. Ecuación y representación de la recta obtenida	54
Figura 30. Ábaco con diferentes autores para obtener el factor de adhesión (Das, 1998)	54
Figura 31. Sección del pilote con empotramiento mínimo	56

---

Figura 32. Sección del pilote con empotramiento máximo	57
Figura 33. Resistencia vs Diámetro de hélice	59
Figura 34. Resistencia vs longitud de empotramiento	59
Figura 35. Representación gráfica del modelo de cortante cilíndrico para el terreno en estudio	60
Figura 36 . Representación gráfica del Cylindrical Shear Method según las longitudes de empotramiento	61
Figura 37. Carga de hundimiento (kN) vs diámetro de la hélice	62
Figura 38. Carga de hundimiento (kN) vs longitud de empotramiento	63
Figura 39. Representación gráfica de la carga de hundimiento frente al diámetro de la hélice	63
Figura 40 . Representacion gráfica de la carga de hundimiento(kN) frente a la longitud de empotramiento (m)	64
Figura 41 . Comparación gráfica de los métodos	67
Figura 42. Tren de cargas UIC7	71
Figura 43. Representaciones gráficas de los modelos de comportamiento de los suelos	73
Figura 44. Malla obtenida en PLAXIS	74
Figura 45. Desplazamientos Modelo 1.1	87
Figura 46. Tensiones movilizadas Modelo 1.1	87
Figura 47. Puntos plásticos Modelo 1.1	88
Figura 48. Curva carga-asiento Modelo 1.1	88
Figura 49. Desplazamientos Modelo 1.2	89
Figura 50. Tensiones movilizadas Modelo 1.2	89
Figura 51. Puntos plásticos Modelo 1.2	90
Figura 52. Curva carga-asiento Modelo 1.2	90
Figura 53. Desplazamientos Modelo 1.3	91
Figura 54. Tensiones movilizadas Modelo 1.3	91
Figura 55. Puntos plásticos Modelo 1.3	92
Figura 56. Curva carga-asiento Modelo 1.3	92
Figura 57. Desplazamientos Modelo 1.4	93
Figura 58. Tensiones movilizadas Modelo 1.4	93
Figura 59. Puntos Plásticos Modelo 1.4	94
Figura 60. Curva carga-asiento Modelo 1.4	94
Figura 61. Desplazamientos Modelo 1.5	95
Figura 62. Tensiones Movilizadas Modelo 1.5	95
Figura 63. Puntos plásticos Modelo 1.5	96
Figura 64. Curva carga-asiento Modelo 1.5	96
Figura 65. Composición de curvas para PILOTE 1	97
Figura 66. Desplazamientos Modelo 2.1	97
Ilustración 67. Tensiones movilizadas Modelo 2.1	98
Figura 68. Puntos plásticos Modelo 2.1	98
Figura 69. Curva carga-asiento Modelo 2.1	99
Figura 70. Desplazamientos Modelo 2.2	99

Ilustración 71. Tensiones Movilizadas Modelo 2.2	100
Figura 72. Puntos plásticos Modelo 2.2	100
Figura 73. Curva carga-asiento Modelo 2.2	101
Figura 74. Desplazamientos Modelo 2.3	101
Ilustración 75. Tensiones movilizadas Modelo 2.3	102
Figura 76. Puntos plásticos Modelo 2.3	102
Figura 77. Curva carga-asiento Modelo 2.3	103
Figura 78. Desplazamientos Modelo 2.4	103
Ilustración 79. Tensiones movilizadas Modelo 2.4	104
Figura 80. Puntos plásticos Modelo 2.4	104
Figura 81. Curva carga-asiento Modelo 2.4	105
Figura 82. Desplazamientos Modelo 2.5	105
Ilustración 83. Tensiones movilizadas Modelo 2.5	106
Figura 84. Puntos plásticos Modelo 2.5	106
Figura 85. Curva carga-asiento Modelo 2.5	107
Figura 86. Composición de las curvas carga-asiento para el pilote tipo 2	107



# 1 EL MUELLE DE THARSIS

---

*“...Mi tía Huelva, la choquera, madrina de Juan Ramón plataforma  
marinera de donde salió Colón  
llevando tres carabelas, flamenca de blanco y verde  
soñadora y cantarina,  
donde la alondra y Valverde  
suenan por las cuatro esquinas..”*

*- Juan Quesada -*

## 1.1. Objetivo y motivación del trabajo

**E**l Muelle de Tharsis es un muelle minero situado en la desembocadura del Río Odiel (Huelva), que data del siglo XIX y que actualmente se encuentra en desuso.

Fue declarado bien de interés cultural (BIC) en 1997, lo que le otorga el máximo rango de protección patrimonial. Lo cierto es que no se llegaron a tomar las medidas necesarias para su conservación, y por causa de su abandono se vio envuelto en varias situaciones graves como los incendios acontecidos en el año 1999, que han motivado que la infraestructura se encuentre actualmente en un estado crítico.

En noviembre de 2016, la Autoridad Portuaria de Huelva firmó un acuerdo de colaboración con la Fundación para la Investigación de la Universidad de Sevilla, en el que se acordaba la realización de una diagnosis del estado de conservación del muelle. (Europa Press, 2016).

En este proyecto de investigación (que actualmente está en desarrollo), se realizará un completo estudio del muelle incluyendo su cimentación y los elementos resistentes que debe conservar. Se basará en ensayos y pruebas realizados in-situ para obtener un diagnóstico lo más certero posible que permita llevar a cabo una completa diagnosis de este muelle. Esto permitirá su revalorización, colocándolo en el lugar que este cargadero se merece como insignia de los mejores tiempos mineros de Huelva.



Figura 1. Muelle de Tharsis (año 2016)

El objetivo principal de este trabajo es la evaluación de la resistencia a cargas de compresión de los pilotes empleados en la construcción del Muelle de Tharsis, ya que por su condición de BIC no se autorizan pruebas de carga en los pilotes. El motivo por el que no se pueden realizar dichas pruebas es simple: conllevan la rotura de la estructura bajo estudio. No es posible averiguar su límite resistente a compresión salvo usando cálculos teóricos, que es de lo que trata este trabajo.

Para llevar a cabo este trabajo se seguirá el siguiente proceso:

- Descripción del Muelle de Tharsis, centrada en su tipología estructural y en el diseño de su cimentación así como una revisión de su estado actual.
- Estado del conocimiento de las cimentaciones de pilotes de hélice, tanto en la historia como en la actualidad.
- Obtención de la carga de hundimiento de los pilotes que componen la cimentación del Muelle de Tharsis a través de métodos analíticos, en base a la revisión bibliográfica realizada.
- Cálculo de la carga de hundimiento de los pilotes que componen la cimentación del Muelle de Tharsis, basado en el método de los Elementos Finitos. Se hará a través del programa PLAXIS 2D, obteniendo un modelado a partir de hipótesis reales del terreno, y una geometría aproximada a la real.
- Comparación entre los diferentes métodos y conclusiones finales.

## 1.2. El Muelle de Tharsis

### 1.2.1. Contexto histórico

Tras la primera mitad del S. XIX España estaba sumida en una grave crisis económica como consecuencia de una serie de sucesos históricos como fueron la derrota de Trafalgar, la Guerra de Independencia y las revueltas en las colonias en Sudamérica, sucesos que causaron la caída de la hegemonía española.

La Hacienda Pública española se ve sumergida en una espiral de deudas que debe solucionar mediante la entrada de capital extranjero, a través de la aplicación de medidas tanto en el marco legal como en el marco político.

Es de esta manera como se introducen en la provincia de Huelva los recursos y los conocimientos necesarios para la explotación minera, elementos con los que hasta ese momento no contaba para permitir que su desarrollo fuese rentable. Se desencadena en el último cuarto del S. XIX lo que históricamente se conoce como "fiebre minera", con una inversión, una tecnología y una cultura industrial de extracción de minerales provocada principalmente por empresas extranjeras.

Dicha actividad minera traería a la provincia determinadas construcciones metálicas, ligadas principalmente al desarrollo del ferrocarril, tales como los muelles de las compañías de Río Tinto y Tharsis, ambos situados en el Puerto de Huelva. En la Figura 2 se puede observar el Muelle Norte de Huelva y el Muelle de Tharsis.



Figura 2. Vista aérea de la ría de Huelva (S.XX)

Además, en pleno S. XIX, la demanda de ácido sulfúrico era creciente por ser un elemento imprescindible en la fabricación de papel y algodón, y las extracciones habituales en el sur de Italia atravesaban dificultades económicas, propiciando el interés de las corporaciones sobre los yacimientos de la provincia de Huelva, de los que además podría extraerse también cobre, oro y plata.

### 1.2.2. La Compañía de Tharsis

No es hasta 1854 cuando, concluyendo los trabajos de investigación en las minas y tras aportar el capital necesario, se hacen las primeras extracciones de mineral bajo la propiedad individual del Marqués de Decazes y de Ernest Deligny, un joven ingeniero francés. Dichos propietarios consiguieron captar la atención del financiero Eugène Duclerc, gracias al reconocimiento por parte de Deligny de la navegabilidad del río Odiel, una vía indispensable para la evacuación de mineral hacia Europa. Juntos formaron “*la Compagnie des Mines de Cuivre d’Huelva*” (junio de 1855).

El Muelle de Tharsis se proyecta hacia finales de 1858 como final de la línea de ferrocarril Tharsis-Huelva, en propiedad de la compañía que fundaría Deligny años atrás, encargando el proyecto a *la Compagnie General de Matériels de Chemin de Fer*, de Bélgica. El proyecto cayó en saco roto ante la falta de recursos para llevarlo a cabo.

Para poder propiciar el desarrollo del negocio se comienzan a aplicar técnicas más avanzadas y productivas a medio plazo como el laboreo a cielo abierto, desencadenándose los primeros pleitos por los problemas medioambientales que aquellas técnicas acarreaban. Aunque dichas actualizaciones consiguieron estabilizar la empresa, nuevos problemas y litigios provocan que Charles Tennant, un gran industrial de Glasgow, se interesara en las minas, dando lugar en 1866 a su adquisición y a la creación de “*The Tharsis Sulphur and Copper Company Limited*”.



Figura 3. Acciones de la Compañía “*The Tharsis Sulphur and Copper Company Limited*”

Para poder dar salida al mineral, se desarrolló una línea de ferrocarril bajo el proyecto aprobado por Real Orden en abril de 1867, redactado por la empresa de George Featherstone Griffin. Éste contaba con 47 kilómetros de longitud que conectaban las minas de Tharsis con el Puntal de la Cruz en Corrales, en donde había situado un pequeño embarcadero del que también fue aprobado un proyecto por Real Orden en agosto del mismo año firmado por el escocés William Moore.

No es hasta los meses de septiembre a noviembre de 1871 cuando tienen lugar las primeras operaciones de embarque, aunque hay fuentes que afirman que podría haber sido en febrero de ese mismo año ya que el certificado de terminación de obras se firmó en mayo de 1870.

En 1915, Guillermo Rutherford, en ese momento director de la Tharsis Sulphur, se pone en contacto con el ingeniero escocés William Arrol, director de una de las empresas líderes de Europa en materia de ingeniería civil<sup>1</sup> de su tiempo, con la pretensión de realizar una ampliación del muelle con un ramal adosado al viaducto

<sup>1</sup> Arrol fue diseñador de algunos de los puentes más importantes del Reino Unido, como el Tay Bridge, el Forth Bridge y el Puente de la Torre de Londres. Fue nombrado caballero en 1890 por la monarquía británica por sus diseños.

primitivo .La Dirección General de Obras Públicas otorgaba la concesión en julio de 1916 y se autorizaba la ampliación de la mano de un equipo de *Arrol & Company*, que ejecutó la obra entre 1919 y 1921, aunque su recepción no se produjo hasta enero de 1923.

Hacia 1979, por cumplimiento de las leyes vigentes<sup>2</sup> se constituye la Compañía Española de Minas de Tharsis, empresa completamente nacionalizada. Desde ese momento, y hasta 1998, año del cierre definitivo de la compañía, se produce un declive de la empresa provocado principalmente por lo anticuado de los métodos de extracción de los minerales, que implicaban unos niveles de contaminación excesivos en comparación con otros métodos existentes.



Figura 4. El Muelle de Tharsis en sus últimos años de explotación.

### 1.2.3. El Muelle de Tharsis

Flanqueado por el estero de San Andrés y la ría de Aljaraque, el muelle arranca en el Puntal de la Cruz para adentrarse en la orilla derecha del río Odiel.



Evolución del Muelle de Tharsis: 1) Construcción 1871; 2) Ampliación con nuevo ramal 1923; 3) Demolición embarcadero original 1980. Montaje de Víctor Andivia a partir de fotografía realizada por FOAT S.L. *Fotografía Aérea y Terrestre*.

Figura 5. Evolución del Muelle de Tharsis (Andivia, 1890)

El muelle primitivo, cuya manga de acceso sería compartida por el nuevo ramal de embarcadero construido en el primer cuarto del siglo XX, estaba compuesto por un viaducto de 713.22 metros de longitud. Comenzaba en un tramo curvo y enlazaba con otro rectilíneo que se curvaba hasta la zona de embarque, sumando una longitud aproximada de 900 metros. La línea de ferrocarril se componía de una sola vía que se bifurcaba en otras tres antes del embarcadero.

La estructura del muelle se dividía en varias zonas, siendo la primera de ellas la correspondiente a una sola vía, sostenida por pilotes tubulares de fundición en núcleos de dos alineaciones, separados 3,048 m. y longitudinalmente 6,069 m. Las secciones eran circulares con el objetivo de resistir de forma más eficiente el

<sup>2</sup> Ley 22/1973, de 21 de julio, de Minas.

embate de las olas. Al bifurcarse la vía, los pilotes pasaban a ser tres en cada alineación transversal en el segundo tramo, siendo las filas de siete pilotes en la sección transversal del último tramo.

En cuanto al alzado de la estructura, está compuesta por pilotes de fundición que son continuados en altura por pilares que sostienen un entramado horizontal que no está cubierto por el agua. Dichas columnas de fundición no tenían más de 4 m. de longitud, por lo que debían unirse mediante planchas in-situ, o a través de piezas acampanadas en sus extremos.



Figura 6. Vista de la ría con todos los muelles.

Los pilares sostienen vigas en T longitudinales de 6.10 m. de largo y 560 mm. de canto, sobre las que descansan otras vigas transversales que se prolongan 1.35 m. en planta para formar unas ménsulas que sostienen las pasarelas laterales del piso superior.

En 1955 se colocaron vigas IPN-180 intercaladas entre las transversales y a finales de 1950 se colocaron tirantes formados por dos redondos de 49 mm en las vigas longitudinales, desde el pilote 35 hasta el 68, todo ello como refuerzo de la estructura.

Para sobrellevar los embates de los atraques, se crea en la plataforma de embarque una estructura de madera, a modo de empalizada que transmitía directamente a los pilotes centrales de madera.

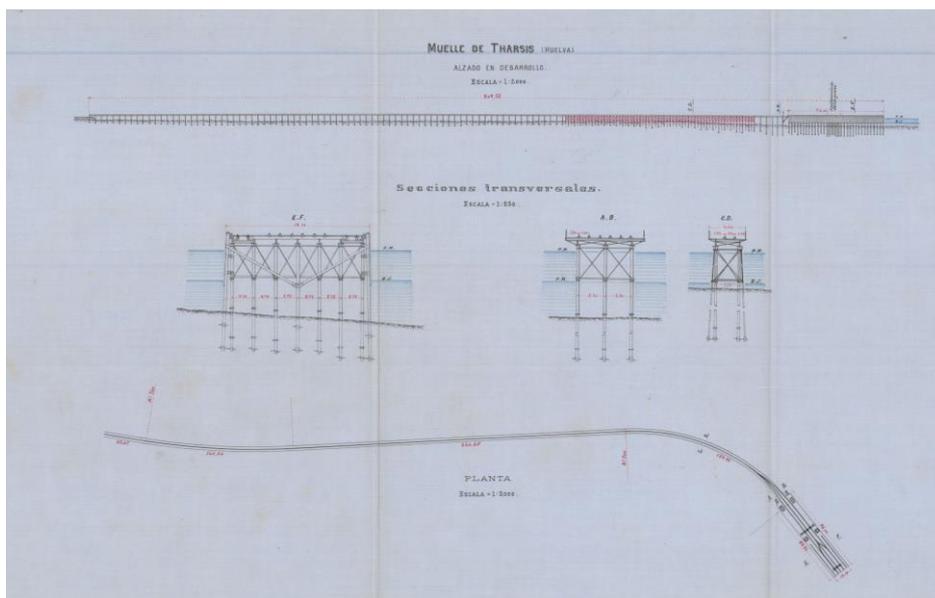


Figura 7. Planta del muelle original de 1870

En cuanto al nuevo ramal construido en 1921, se enganchaba al ramal existente a 300 m. del comienzo del

mismo, bifurcándose. Durante 190 m. avanzaba formando un arco paralelo al exterior hasta desembocar en otro embarcadero de en torno a 140 m. de longitud. En cuanto a la cimentación, presentaba la misma estructura que la estructura original, ya que el número de pilotes aumentaba conforme se bifurcaban las vías sobre el muelle, pasando por alineaciones de dos, tres, cinco y siete pilotes.

En el Pliego de Condiciones de la construcción del muelle de Arrol (Arrol, 1915), se pueden leer, en referencia a la cimentación del nuevo embarcadero, los siguientes párrafos:

*“El sistema de construcción será el mismo de la parte actual del muelle consistente en pilotes tubulares de hierro fundido, con hélices Mitchell y capiteles, soportando un entramado de vigas longitudinales y viguetas transversales de acero, sobre el que irá un piso de madera con vías férreas, prolongación de las del viaducto de Tharsis (...).*

*El viaducto nuevo, al separarse del actual tendrá 20 palizadas de 2 pilotes, luego 9 de 3 pilotes, y después 35 de 5 pilotes.*

*La separación entre ejes de los pilotes, tanto en el sentido transversal como en el longitudinal, será de 3.047 m, habiendo en esta última parte un ensanche en 4 palizadas, con un pilote más a cada lado para soporte de la caseta de oficina.*

*El muelle constará de 46 palizadas de 7 pilotes a igual distancia entre sus ejes que en el viaducto, y estará rodeado de una fuerte defensa de madera, formada por pilotes arriostrados longitudinalmente y por 24 entramados transversales, riostras y panas y terminando en una escalera con un refuerzo en el frente. (...).*

*La vía del viaducto actual se bifurcará con una aguja al llegar al punto de tangencia ya determinado y seguirá por el nuevo viaducto, dividiéndose en 2 en el grupo de palizadas de 3 pilotes, y luego en 4 en el de 5 pilotes para entrar en el muelle de tal modo que las dos laterales queden en el centro de una vía de grúas por cada lado.”*

El entramado de pilotes en la entrada es de hierro fundido, con separación entre ejes de 3.05 m. en ambos sentidos e idéntico arriostramiento entre ellos. Las vigas longitudinales, de 3.05 m. de longitud y 610 mm. de canto, están arriostradas transversalmente con vigas de celosía.

En cuanto a la zona de la cabeza del muelle, las vigas longitudinales exteriores tienen 9.15 m. de longitud y 107 mm. de canto, y las interiores son similares en longitud, pero con canto de 770 mm. Estas últimas van arriostradas en sentido transversal con vigas de celosía separadas 6.10 m. Adicionalmente, la estructura cuenta con un entramado de madera para su defensa.

Para realizar las maniobras de embarque, se incluyeron en el proyecto dos grúas fijas de 3 toneladas cada una, accionadas a vapor, aunque al permitirse el atraque de un tercer buque se colocaron dos grúas más, de menor tamaño y tonelaje y que se podían trasladar sobre raíles.

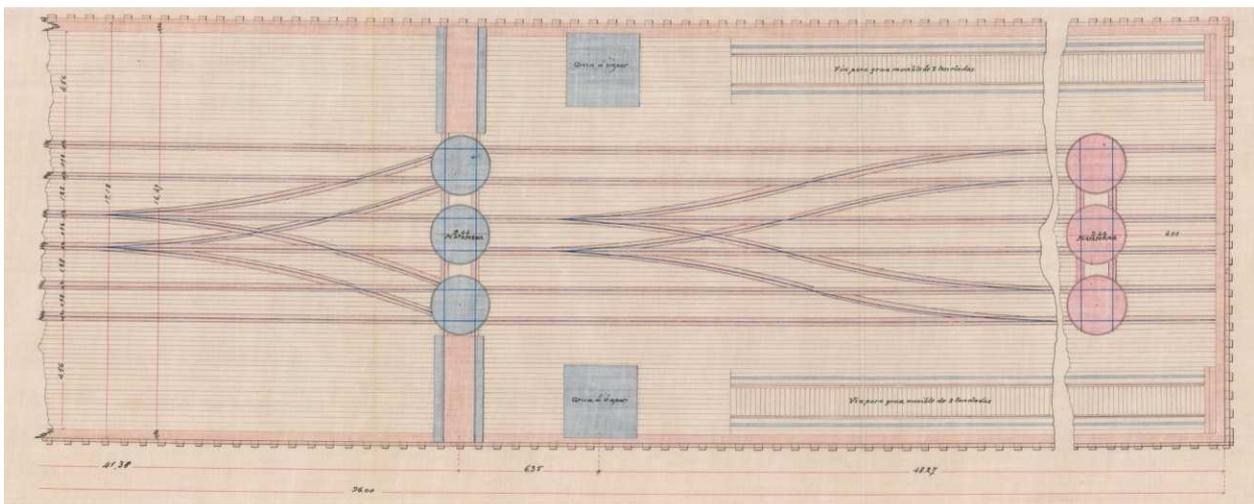


Figura 8. Planta de la plataforma del muelle de embarque, en la que se aprecian las dos grúas fijas y las dos grúas móviles.

Para la explotación del embarcadero, en la ampliación de 1915 se contrataron dos grúas eléctricas de pórtico,

también móviles sobre raíles, pero con una capacidad de hasta 150 toneladas por hora. También se instaló al comienzo del embarcadero una oficina-puente con cierta altura sobre el muelle, para permitir el paso de los trenes, y controlar las maniobras y los movimientos en las operaciones de carga y descarga del muelle. La oficina está construida sobre una estructura de vigas en celosía, con escaleras metálicas exteriores simétricas y una cubierta de chapa galvanizada sobre cerchas metálicas. Tanto el forjado como el vuelo perimetral están constituidos por una losa de hormigón armado.

#### 1.2.4. Resumen cronológico

**1858-** *La Compagnie des Mines de Cuivre* de Huelva encarga la confección del proyecto del ferrocarril y del muelle a la empresa belga *Compagnie General de Matériels de Chemin de Fer*, como desarrollo final de la línea de ferrocarril Tharsis-Huelva.

**1866-** Se alquilan las minas de Tharsis y La Zarza al consorcio escocés *The Tharsis Sulphur and Cooper Company Limited*.

**1867-** El 29 de abril de 1867 se aprueba por Real Orden la transferencia del ferrocarril a la compañía *The Tharsis Sulphur and Cooper Company Limited*. El 24 de agosto de 1867 se aprueba por Real Orden el Proyecto de Contrucción del Muelle.

**1868-** El 24 de junio William Moore y James Pring firman el proyecto del Muelle.

**1869-** En abril de 1869 el ferrocarril empieza a transportar mineral.

**1870-** El 31 de enero de 1870 es introducida una reforma en el proyecto del muelle. El 9 de mayo se firma el certificado de terminación de las obras. En septiembre es necesario presentar una relación de material adicional debido al considerable aumento en la longitud de hinca de los pilotes, así como a otros cambios introducidos sobre el proyecto anterior.

**1871-** El 6 de febrero de 1871 queda abierta al tráfico la vía. Entre septiembre y noviembre tienen lugar las primeras operaciones de embarque.

**1890-** Para solucionar los movimientos asociados a problemas de flecha, se colocan en el eje de cada tramo hasta la empalizada nº35 nuevos pórticos, formados por dos pilotes anclados y arriostrados en ambos sentidos, longitudinal y transversalmente.

**1915-** William Arrol redacta el proyecto del segundo ramal del muelle.

**1916-** El 1 de julio de 1916, la Dirección General de Obras Públicas otorga la concesión para la construcción del segundo ramal.

**1919-** El 29 de marzo de 1919 se firma el acta de replanteo del segundo ramal.

**1921-** En febrero de 1921 dan comienzo los trabajos para la hinca de los pilotes.

**1922-** En junio de 1922 finaliza la obra del segundo muelle.

**1923-** El 27 de enero es recibida la obra del segundo muelle, e inaugurada oficialmente el 12 de abril de este año.

**1955-** Se sustituyen las vigas transversales de madera sobre las que apoyaban los carriles de la vía central del viaducto debido a su mal estado de conservación y se colocan vigas IPN-280 intercaladas entre las primitivas, como refuerzo del conjunto. Se introducen también a finales de esta década tirante formados desde el pilote nº35 hasta el nº68 para disminuir la flecha que se producía por flexión ante la carga.

**1966-** El primer muelle queda fuera de servicio.

**1980-** El 14 de febrero se autoriza por Orden Ministerial el desmantelamiento del primer muelle.

**1991-** Acaba el uso y funcionamiento por parte de la compañía concesionaria.

**1993-** La fecha documental de nula explotación es el 19 de noviembre de 1993.

**1994-** A principios de 1994, la compañía comienza el desmantelamiento y venta del muelle.

**1995-** El Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente aprueba mediante Real Decreto, una serie de actuaciones en el muelle para el abastecimiento urgente de agua a la Ciudad de Cádiz.

La Consejería de Medio Ambiente de la Junta de Andalucía realiza obras de regeneración en el Puntal de La Cruz, que incluían la limpieza y reexplanación de la zona de acceso al muelle, que aparejaron la demolición de la Antigua Casa Estación-Apeadero, el edificio laboratorio y la caseta de control.

La Consejería de Cultura de la Junta de Andalucía comienza el proceso de inscripción con carácter específico del muelle en el Catálogo General del Patrimonio Histórico Andaluz.

**1997-** La Consejería de Cultura de la Junta de Andalucía inscribe por Orden de 14 de octubre en el Catálogo del Patrimonio Histórico Andaluz, con carácter específico y categoría de Monumento, el Bien Inmueble denominado Muelle de Carga de la Empresa Compañía Española de Minas de Tharsis, en Huelva.

**1999-** Los días 19 de agosto y 4 de septiembre de este año, se declaran incendios que provocan grandes destrozos.

**2003-** El 29 de septiembre de 2003 el Consejo de Administración de la Autoridad Portuaria de Huelva declara la caducidad de la concesión administrativa otorgada a la Compañía Española de Minas de Tharsis, S.A.

### 1.3. Tipología estructural y de la cimentación

Como ya se ha dicho anteriormente, la cimentación del muelle en sí, descontando los pilotes colocados en la defensa de madera, está conformada por pilotes de hélice.

Debía ser concebida para soportar tanto el peso de la estructura y los trabajos que sobre él se ejecutarían, como los vaivenes de la marea, que en la ría de Huelva es bastante variable y por tanto someterían a la estructura a grandes cambios en sus condiciones de apoyo. Así es como se recurriría a este sistema creado por Alexander Mitchell, a base de pilotes de rosca helicoidal atornillados al subsuelo, que permitían la construcción de estructuras a bajo coste y con rapidez de ejecución en lugares que presentarían dificultades por la composición de sus estratos y por la presencia de agua en los mismos. En capítulos posteriores se describirá con más detalle el uso de estos pilotes y sus características.

Los pilotes primitivos estaban constituidos en hierro fundido, mientras que los de la ampliación de fabricaron en acero, y de la misma manera fueron llevadas a cabo las hélices.

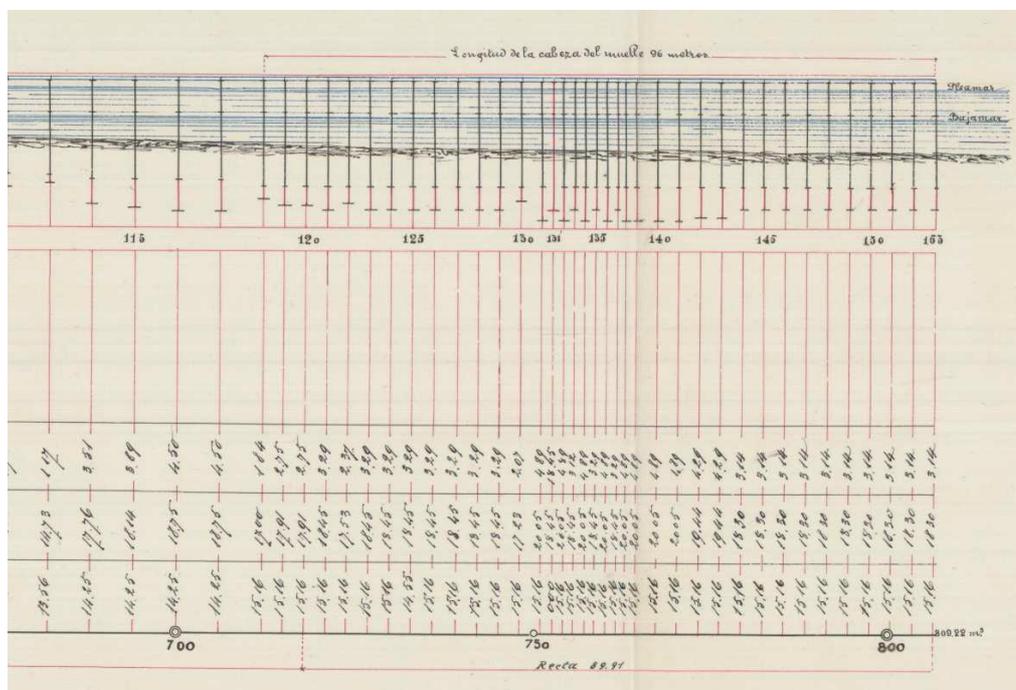


Figura 9. Perfil longitudinal del muelle extraído de la Relación de material adicional de 1870.

Tomando la distribución en planta, y según los diferentes tramos que componen el muelle, se descompone su descripción de la siguiente forma, completando lo descrito en puntos anteriores:

- Manga de acceso: este es el tramo correspondiente a la zona más próxima a la costa, recogida en el

proyecto inicial de 1870. Tiene una longitud de 415 m, constituida por 68 tramos o vanos de 6.096 m cada uno. La anchura de la plataforma es de 4.57 m con una única vía. En él, los pilotes se disponen pareados con una distancia entre ejes de 3.048 m en sentido transversal.

La profundidad de la hincia en el muelle primitivo varía entre los 6 y los 10 metros, según el terreno, de manera que desde el pilote nº1 hasta el nº68, la profundidad variaba desde 1.83 m. hasta 4.88 m., respectivamente, según el proyecto original.

Los pilotes tienen un diámetro exterior de 254 mm e interior de 204 mm, lo que supone un espesor de pared de 25 mm, todo en fábrica de hierro fundido.

Estos pilotes van arriestrados en ambos sentidos con perfiles, que no son uniformes debido a la reparaciones y sustituciones a lo largo del tiempo, como el refuerzo que se colocó a finales del siglo XIX, introduciendo pilotes intermedios de menor diámetro, 140 mm en el exterior y 90 mm interiormente, desde el inicio hasta la palizada nº35, debido a la aparición de asientos.

Es lógico pensar que no solo han cambiado los perfiles, sino que, con el tiempo y por la situación en una zona de sustrato marino, la sedimentación y la oxidación han reducido notablemente la profundidad de hincia de los pilotes.

- Zona de entrada: tanto esta zona como la cabeza del muelle se corresponden con la ampliación proyectada en 1915. Tiene una longitud de 238 m, con anchura variable entre 3.048 y 12,20 m, pasando de una a cuatro vías.

Los pilotes son de acero, con 254 mm y 305 mm de diámetro exterior, ambos de 25 mm de pared y espaciados 3.048 m tanto transversal como longitudinalmente, pasándose de dos pilotes a cinco en cada apoyo, con 9 filas de 3 pilotes y 35 filas de 5 pilotes.

Los pilotes de 254 mm se colocan en las filas exteriores del muelle y en las filas que soportan las vías de vagones y de las grúas. Los de 305 mm se emplean para el resto de la construcción.

En la zona de entrada, la altura de los pilotes variaba desde 4.88 m. en el principio hasta 9.15 m. al final, aunque por los mismos motivos que en la zona de la manga de acceso, actualmente la altura libre es de tan solo 3,05 m.

- Embarcadero o cabeza del muelle: la zona final del muelle tiene una longitud de 140.30 m y una anchura de 21.35 m. Está formada por 46 pórticos de 7 pilotes. Los pilotes de la cabeza del muelle tienen la misma disposición y dimensiones que la zona de entrada. Aunque en proyecto eran de menor diámetro, se decidió que serían iguales por las grandes cargas que supuso el cambio de tableros de madera a metálicos para evitar incendios.

En cuanto a la caracterización del tramo final que compone la punta de los pilotes, en el proyecto de 1870 están diseñados con elementos de 1.75 m de longitud, sobre los que se añaden suplementos fijados mediante tornillos de hasta 4.49 m de longitud.

En lo que se refiere a la rosca de la punta, se define en el proyecto un azuche con un paso de 0.20 m, un diámetro de 1.220 m y una longitud total de azuche de 0.66 m.

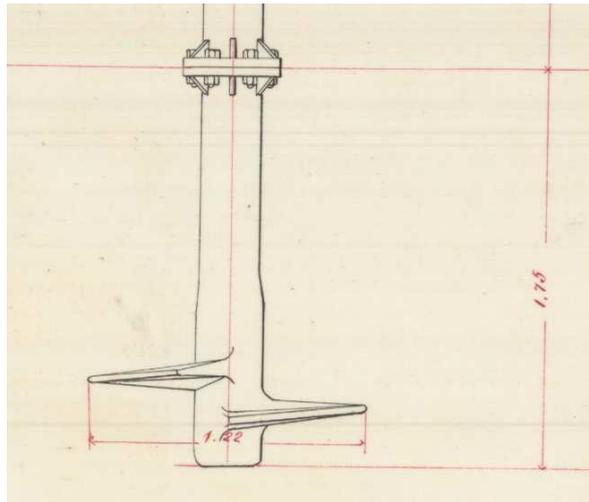


Figura 10. Detalle de sección de azuche del Proyecto de ferrocarril minero de Tharsis al río Odiel (1970) en la cabeza del embarcadero.

Las dimensiones de la hélice cambiaron en el proyecto de la ampliación del embarcadero de Arrol (1915), correspondiente a la zona de entrada y a la cabeza del muelle. En los cálculos recogidos en dicho proyecto se habla de unas superficies de contacto de 17.900 y 21.500 cm<sup>2</sup>, correspondientes respectivamente a 1,50 y 1,67 m de diámetro.

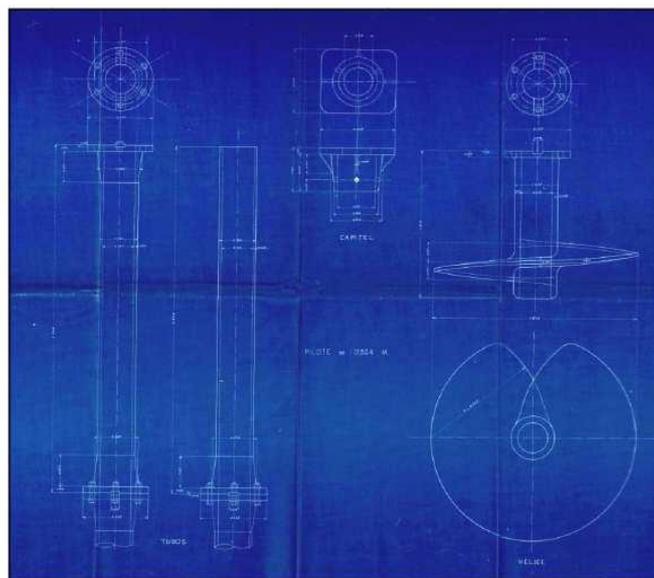


Figura 11. Sección de los pilotes del Proyecto de Ampliación de Arrol (1915)

En cuanto a la longitud de los pilotes, según se recoge en el Proyecto inicial de 1870 (Pring , y otros, 1870), el empotramiento previsto de los pilotes es de 4.57 m, a partir de los ensayos que se hicieron con una sonda.

En la relación de material adicional de 1870 (Moore, 1870) para el embarcadero, se recoge que fue necesario un suplemento de longitudes de un total de 422.72 m de pilotes de 254 mm de diámetro y de 600.40 m de pilotes de 305 mm.

Observando los planos adjuntos a dicha relación de material adicional (Moore, 1870), se puede ver que la mayoría de los pilotes tuvieron que ser recrecidos, sobre todo en los 100 últimos metros de embarcadero, por lo que las profundidades de empotramiento llegaban a alcanzar hasta 9 metros.

En lo que se refiere a los pilotes de la ampliación de 1915, se previó una longitud de empotramiento de 5.50 m a los que se añadirían 2.84 m más si en la hinca se presentase un déficit de resistencia.

Para la construcción de los pilotes, se recurrió a métodos manuales en el caso de los correspondientes al muelle primitivo, ya que en aquella época aún no se había inventado la máquina de vapor, y por tanto no era posible

mecanizar los procesos.

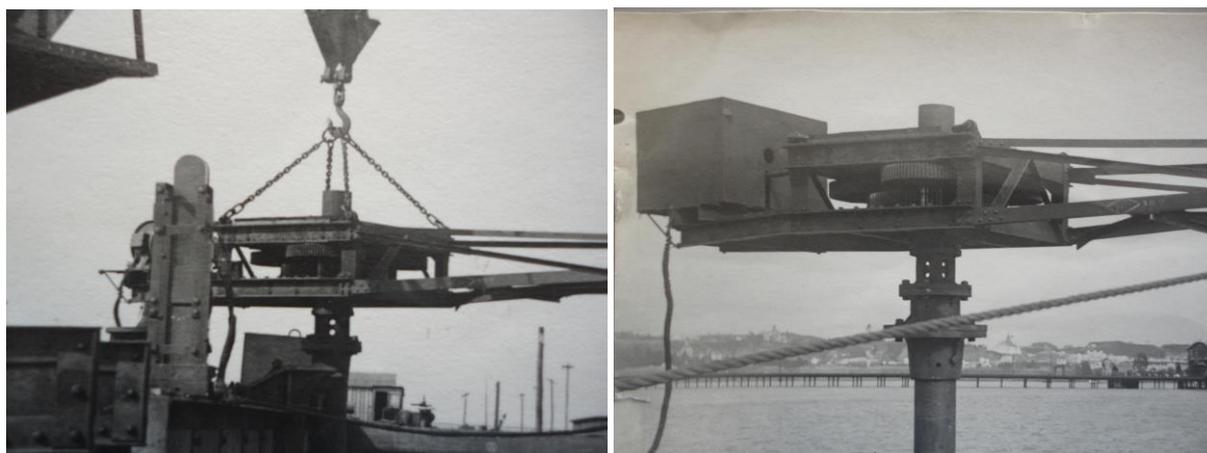


Figura 12. Máquina eléctrica de hinca de pilotes.

Sobre una plataforma flotante de madera anclada tras el replanteo de la estructura, se disponían grupos de operarios que empujaban brazos metálicos radialmente adosados al pilote para hacerlo girar en introducirlo en el subsuelo hasta alcanzar el estrato rocoso.

A medida que pasaba el tiempo fueron inventándose nuevos métodos que, aunque a sangre, precisaban menos operarios. Un ejemplo de ello es el cabrestante que Mitchell diseñó de manera que un grupo de operarios, alineados sobre la cubierta que se estaba construyendo, hacían girar el cabrestante ubicado en la vertical del pilote tirando de cuerdas que lo atravesaban, consiguiendo así la hinca por rotación.

Para cuando fue construida la ampliación ya se habían mecanizado los procesos, por lo que se empleó según testimonios fotográficos, y a falta de fuentes escritas, una máquina eléctrica para la hinca de pilotes con semejanzas a la usada quince años antes en el Muelle Norte de Huelva. (figura 12)

#### 1.4. Estado Actual

En lo que respecta al estado del muelle a día de hoy, solo es necesario hacer un análisis visual para poder deducir que se encuentra en un estado crítico de conservación, tanto por los incendios que se propagaron sobre el muelle en 1999, como por la colmatación de todo el entorno, sin dragar desde hace años debido al abandono de la actividad marítima en la zona.



Figura 13. Captura de la ría en la actualidad, donde se aprecian los altos niveles de colmatación de sedimentos

Así mismo, se suman a estas dos causas el hecho de que el muelle está sometido a las carreras de marea, que causan la corrosión a niveles muy superiores a los habituales, y al ambiente marino en general, que al contener sulfatos y otras sustancias, deterioran las estructuras a mayor velocidad. Este factor es mucho más influyente al ser de madera la estructura, de ahí que incluyendo el efecto de la corrosión y de los incendios, el estado de las

estructuras de madera y los recubrimientos sea crítico.



Figura 14. Pilotes en la actualidad, donde se observa la corrosión y la colmatación.

Como ya se ha dicho en puntos anteriores, la zona bifurcada correspondiente al muelle primitivo anterior a la renovación de 1915 se demolió, y tan sólo se conserva de él la manga de acceso compartida por ambos proyectos, y una pequeña parte del arranque en la bifurcación, dónde aún se observan los pilotes de hierro fundido.

A raíz del mal estado de conservación de esta parte del muelle, que dificultaba las labores en la parte funcional del mismo, en el año 1980 desapareció la susodicha proporción del proyecto primitivo de 1870 de Moore.

Fuera de todas las circunstancias que colocaron al muelle en su estado actual, hay que sumar la devaluación que sufrió en 1995 con la colocación de una tubería de gran tamaño para abastecer de agua a Cádiz. Aunque la tubería ya fue retirada, no se retiraron los soportes metálicos que la sostenían, por lo que se puede seguir observando el desperfecto que provocó la colocación de la conducción.

En lo que respecta a la estructura ampliada, se perdieron también las dos grúas, los elementos rodantes, las vías, los Norays, las casetas de control del guarda-agujas y las barandillas, más parte de los elementos aislados como traviesas, viguetas, perfiles metálicos, cables del tendido eléctrico, etc. Todo ello a causa en su mayoría del hurto de los mismos para venta como chatarra, o simplemente como vandalismo, confiriéndole a la estructura un aspecto ruinoso.



Figura 15. Imagen del muelle donde se observan las rejillas que se usaron para la colocación de la tubería.

Los pilotes de fundición han perdido mucha sección por oxidación, con grietas a lo largo del fuste y grandes exfoliaciones, al igual que las jácenas. El arquitecto José Álvarez Checa, autor del *Plan Director Para el Muelle de Carga de Tharsis (2004)*, al analizar su estado divide las patologías y deterioros en cuatro tipos de degradación (Checa, 2004):

-Corrosión: corrosión general, a veces muy fuerte, grandes superficies picadas y oxidadas dejando aparecer escamas de óxido que se desprenden con facilidad. Este efecto produce un efecto de pérdida de sección y por consiguiente una disminución de la resistencia del elemento.

-Abrasión: producida en aquellos elementos que sufren la acción de mareas como los pilotes, siendo la zona más vulnerable aquella correspondiente a la salpicadura, muy próxima a la zona superior de la estructura y por tanto, la zona con mayor peligro si se degrada, por la pérdida en las uniones con los apoyos.

-Podrición y quemado: las partes de madera del muelle se encuentra en muy mal estado debido a estas dos acciones, que han producido en algunas zonas hasta su desaparición total.

-Desmantelamiento.

## 1.5. Encuadre geológico-geotécnico del Muelle de Tharsis

### 1.5.1. Entorno geológico

Con base en el *Estudio Diagnóstico del Muelle Cargadero de Mineral de la Compañía de Tharsis en el Puerto de Huelva* (2017) (Universidad de Sevilla, 2017), se va a describir un encuadre de situación geológica y geotécnica, que se empleará más adelante para los modelos de cálculo.

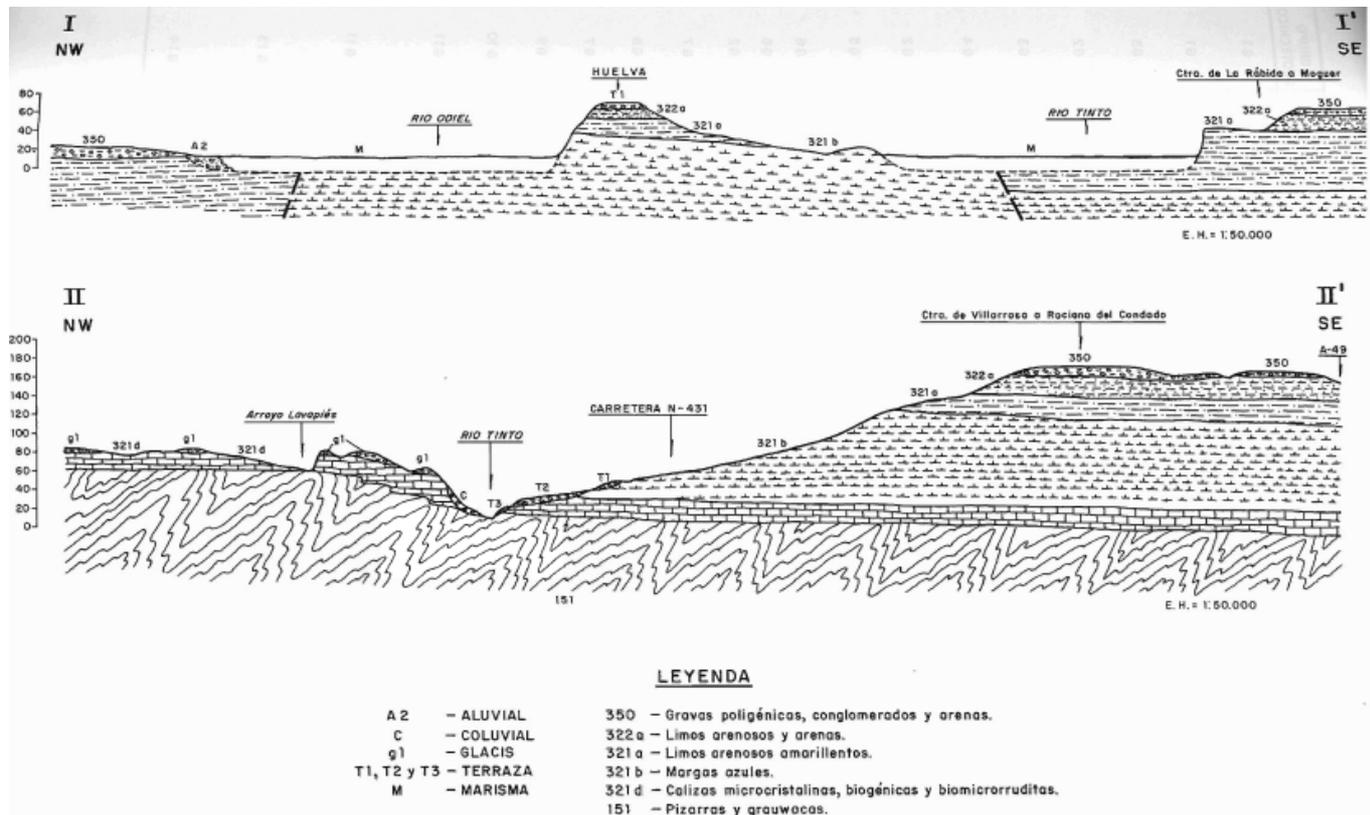


Figura 16. Cortes litológicos de la zona de estudio (MOPTMA)

En cuanto a la litología y las formaciones geológicas observadas se enmarcan en los siguientes tiempos geológicos: Carbonífero, Triásico, Mioceno Superior, Plioceno, Plioceno-Cuaternario y Cuaternario.

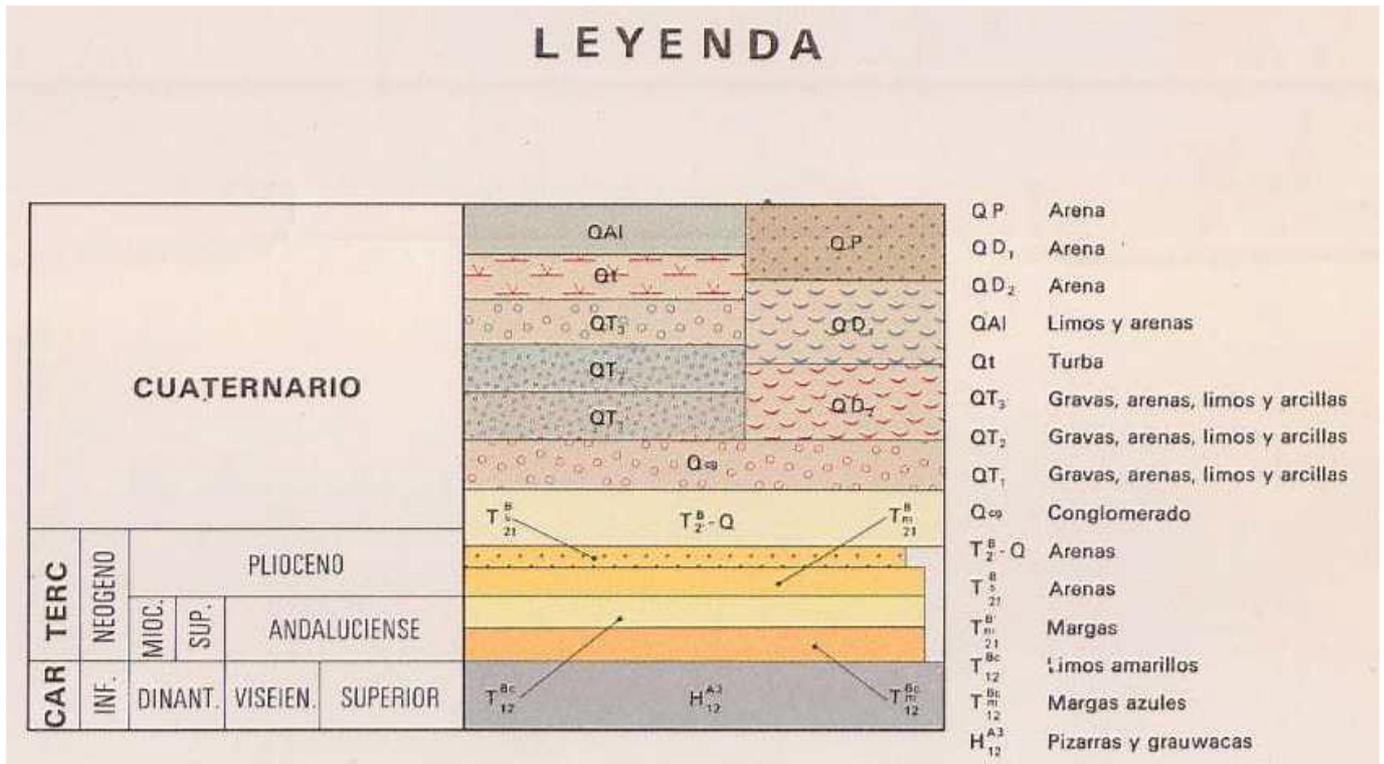


Figura 17. Leyenda con clasificación de facies geológicas (IGME)

Después del hundimiento progresivo de la zona durante el Viseiense por la erosión de las lavas ácidas y básicas emitidas en el Devónico emerge la unidad más antigua que es el Carbonífero inferior, representada por una monótona serie metamórfica de pizarras y grauwas, de tonos grisáceos. Sobre esta unidad se encuentra depositado el Triásico en facies Buntsandstein y Muschelkalk. Al Buntsandstein pertenecen las areniscas de grano fino y tono rojo-vinosos. El triásico medio (Muschelkalk) es carbonatado y está constituido por dolomías brechoides y dolomías moradas cristalinas. Sobre el Triásico y durante el Jurásico ocurre un proceso de sedimentación con calizas arcillosas y dolomías que se extiende hasta el Cretácico.

Sobre los materiales del Paleozoico, en especial del Carbonífero, descansa el Mioceno Superior donde se distinguen cuatro tramos. Uno basal, de caliza biogénica cuya característica es la irregular potencia de la formación. A continuación, aparecen unos limos arenosos de tonos amarillentos, que presentan intercalaciones de niveles de calcarenitas. El tercer tramo está compuesto por las margas azules del Guadalquivir (Tortonense Superior), cuyo proceso de deposición se hace rápidamente regresivo en forma de margas arenosas. Por el proceso regresivo aparecen las arenas andalucenses, que se extienden en todo el Mioceno. Se observan también las alternancias de niveles margosos con arenas. El último tramo, correspondiente a la regresión finimiocena, lo forman unos depósitos de limos arenosos, de tonos amarillentos que en su parte más alta se mezclan con restos de animales marinos. Debido al juego de los bloques del basamento paleozoico, en la zona occidental debió existir un entrante donde continuó una sedimentación marina de edad pliocena (El Rompido). El Plioceno comienza con unas margas arenosas de tonos amarillentos de escasa representación. Sobre las margas se deposita una serie de limos arenosos y arenas limosas, de tonos grisáceos, amarillentos y ocreos. Estos últimos están dispuestos en ciclos de 1 a 2 m de espesor, que están separados entre sí por costras ferruginosas.

Cabe pensar que en el bloque más occidental (Cartaya) arrastres fluviales locales hayan erosionado muy activamente las arenas marinas pliocenas, de tal forma que las arenas plio-cuaternarias se encuentran apoyadas directamente sobre las margas pliocenas o sobre un espesor disminuido de arenas marinas pliocenas. El Pliocuaternario es discordante con los depósitos subyacentes, y corresponde a unas gravas pilogánicas con matriz areno-arcillosa de tonos rojizos, para conglomerados y arenas arcillosas.

Debido a una subsidencia considerable en la zona, no se encuentran sedimentos marinos que indiquen un paso Plioceno-Cuaternario, de tal forma que la línea de costa, referida al paso Plioceno-Plistoceno inferior, se ha localizado a unos 30 kilómetros de la costa. Durante este periodo se produjeron varios ciclos de ambiente reductor dado que en las arenas se encuentran con facilidad costras peritosas así como pequeños niveles de

enriquecimiento de sales férricas, que sugieren superficies de ripples levemente encostradas y nuevamente recubiertas.

Con posterioridad y durante la fase glacial del Pleistoceno, en toda la cuenca se produce una nueva subsidencia, produciéndose un fuerte entrante costero con una profundidad variable, donde se instauro una red fluvial, que desde el borde emergido de la meseta proporcionó ingentes cantidades de detríticos que colmataron totalmente la zona. Como consecuencia de la inundación de los principales valles fluviales formados, los sedimentos finos empezaron a depositarse (fangos arcillosos, fangos arenosos, y arenas fangosas) encontrándose también intercalaciones de arenas y gravas.

Hay que hacer notar que, durante el Pleistoceno Medio y Superior, los ríos Tinto y Odiel sufrieron grandes fluctuaciones en cuanto a su recorrido, ya que por la testificación sísmica continua se constata la presencia de gran cantidad de "talwegs" o vaguadas, evidentemente aéreas y hoy día sumergidos y recubiertos por sedimentos blandos marinos, a causa de la gran subsidencia de la zona

Dentro del Cuaternario se incluyen los depósitos de terrazas, aluviales asociados a los cursos fluviales, así como antiguos glaciares, coluviales, dunas, mantos eólicos. A este grupo también pertenecen los depósitos recientes del Holoceno de los ríos Tinto y Odiel. Debido a la escasa pendiente que tienen los ríos, por estar cerca de la desembocadura, los materiales mayoritarios que transportan son limos, arcillas y fangos, que flocculan y precipitan por la acción de las aguas marinas. Sin embargo, el río Odiel, aguas abajo de Gibralfaro, presenta arenas, gravas y arcillas, con predominio de las primeras, depositadas en "point bars" actuales o en meandros antiguos.

En lo que respecta al clima se puede comentar que en la zona de estudio es árido, templado-cálido, con inviernos suaves. Este tipo de clima no origina procesos de alteración química intensa en las formaciones geológicas, pero si una acusada erosión física (insolación fuerte, aguas torrenciales) que, dada la presencia de materiales muy erosionables en la zona, reviste importancia suficiente para ser contemplada en el modelo geotécnico a la hora de exponer los riesgos geológicos potenciales.

En referencia a la topografía, en zonas de marismas o desembocaduras de ríos como el Guadiana, el Carreras, el Piedras, el Tinto y el Odiel se presentan cotas muy bajas, entre 2 y 10 m aproximadamente. Se puede decir que la zona no presenta accidentes topográficos reseñables y los que puedan aparecer son de carácter puntual.

El muelle de Tharsis se encuentra situado en el entorno de morfología alomada, debida a la naturaleza margosa-limosa de sus materiales. En muchos casos presenta una cima plana recubierta por materiales granulares (ranas, terrazas y terciarios con gravas) que las preservan de la erosión y constituyen pequeñas mesetas. Esta zona se haya surcada por una red de drenaje bastante tupida y de forma semidendrítica. Un sub-zona dentro de esta unidad puede corresponder a los valles y desembocaduras de los ríos que constituyen la red fluvial principal y que son el Guadiana, el Piedras, el Tinto y el Odiel. La característica fundamental la constituyen las inmensas rías y marismas que aparecen en la zona de confluencia con el mar.

Desde el punto de vista hidrológico, la zona se considera como una cuenca dividida en una serie de cuencas menores de comportamiento muy diferente entre si. No obstante, se puede hablar de características generales de dos conjuntos:

- Formaciones someras (arenas y gravas). Poseen una apreciable superficie de absorción y una porosidad ideal. Llevan casi siempre margas impermeables en la base. Si consideramos las gravas cuaternarias, solo dan lugar a manantiales de poco caudal, pero en las arenas neógenas que quedan colgadas por la evolución geomorfológica se encuentra agua con facilidad.

- Formaciones profundas. Debido a que las formaciones del Paleozoico rápidamente pasan a situarse a grandes profundidades (2.500 m en Palos de la Frontera), solo son de interés al norte de la zona y su transmisividad es pequeña. Hay infiltraciones a favor de discontinuidades mecánicas, fallas, diaclasas, etc... Las dolomías detríticas triásicas del Mesozoico dan buenos acuíferos al karstificarse, aunque con un caudal modesto. Se recomienda su uso para almacenamiento de aguas residuales.

Es necesario recalcar la incidencia en la zona del factor tectónico (fallas, fracturas). Tanto las marismas del Tinto como las del Odiel van sobre zonas falladas. Se trata de fallas que se produjeron en el basamento paleozoico en la orogenia hercínica y que han sido reactivadas durante la orogenia alpina y los movimientos de subsidencia y alzamiento del Terciario Tardío y el Pleistoceno

El bloque donde se asienta la ciudad de Huelva (cabezos) se halla levantado en relación tanto al bloque de

Cartaya como al de Palos. Estas fallas (probablemente sistemas de fallas paralelas) pueden reactivarse y producirse bien leves hundimientos o levantamientos, bien desplazamientos diferenciales a ambos lados de las fallas.

Algunas de las intercalaciones de las unidades de fango podrían ser susceptibles a licuefacción al presentar las  $D_{50} \approx 0,6$ ,  $C_u=15$ , % finos < 10%, alta aceleración ( $a = 0,10$ ) y bajas frecuencias sísmicas, características relevantes al tratarse de una zona sísmicamente activa en la que es frecuente la existencia de terremotos con magnitudes mayores de 5.

### 1.5.2 Entorno geotécnico

De los informes analizados se concluyen que en las 4 áreas geológicas o formaciones de la zona de estudio las características geotécnicas más relevantes son las siguientes (de mayor a menor profundidad):

a) Margas azules o arcillas del Mioceno Superior (Arcillas de Gibrleón).

- Color: gris, gris-azulado, verdoso o beige, con vetas de yeso en grietas.
- Minerales de arcilla: Montmorillonita, clorita y caolinita.
- Carbonato cálcico:  $CO_3Ca$  de 0%- 32,3%.
- Estado: en seco fisuras por retracción. Húmedas se parecen a un barro plástico.
- Plasticidad: WL entre 30-90%. WP entre 12-62%.
- % que pasa T200: 50-100%.
- Clasificación Unificada: CH y en algunos puntos CL.
- Espesor aproximado: 150 m, aumentando en la dirección de la costa.
- Pendiente: del 3% al 6%.
- Coeficiente de permeabilidad: Impermeable. Drenaje solo por escorrentía y evapotranspiración.
- Niveles freáticos: No aparecen en general, aunque no son descartables por la presencia de arenas o gravas. Presenta caudales muy pequeños de agotamiento.
- Aguas freáticas: pueden ser selenitosas, dada la presencia de cristales de yeso
- Riesgos geológicos: Corrimientos tipo flujo de arcilla de extensión media y profundidad baja. La probabilidad de que se produzcan es baja.

En cuanto a las características de resistencia y deformabilidad se tienen:

- Un aumento del SPT con la profundidad (mínimos de 14 a 23 y máximos de 50 a 67). A partir de los 8 m, el NSPT es mayor de 80.
- Un aumento de la resistencia a la penetración del ensayo dinámico borros o una disminución de la penetración con el nº de golpes (cm/golpes), con valores máximos de 1,8 cm/golpes a 1,5 m de profundidad y mínimos de 0,3 cm/golpes a 10 m de profundidad.
- Un ligero aumento de la resistencia a compresión simple  $q_u$  con la profundidad. Los valores mínimos oscilan de 100 kPa a 160 kPa y los máximos de 420 kPa a 520 kPa.
- De ensayos consolidados con drenaje, se han obtenido parámetros de resistencia como la cohesión efectiva (0-40 kPa) y el ángulo de rozamiento interno efectivo ( $19^\circ$  a  $32,6^\circ$ ).
- En cuanto al módulo edométrico, para presiones verticales entre 0 y 150 kPa varía entre 8.333 y 3.846 kPa. Para presiones de 150 a 600 kPa oscila entre 1.687 y 9.090 kPa.
- Con referencia a la presión de hinchamiento se han registrado valores menores de 150 kPa. Sin embargo, en la zona del Barrio de la Orden se han medido presiones de hasta 1.200 kPa, lo que constituye una llamada de atención de la expansividad que pueden presentar estos materiales.

b) Depósitos de arenas muy finas y limos arenosos y arcillosos suprayacentes a las arcillas del Mioceno Superior (Arenas de Huelva).

- Color: marrón amarillento de textura uniforme.
- Carbonato cálcico: cierto contenido de CO<sub>3</sub>Ca.
- Plasticidad: WL entre 10-40%. Menos plástico y más arenoso contiene costras férricas de varios centímetros.
- Clasificación Unificada: SM.
- Espesor aproximado: 80 m.
- Pendiente: del 3% al 6%.
- Permeabilidad: Semipermeable. Drenaje por escorrentía o por infiltración.
- Niveles freáticos: No se han encontrado, pero no son descartables por la presencia de niveles freáticos colgados. No provocan caudales excesivamente altos.
- Riesgos geológicos: Inestables en excavación. Son muy erosionables y propensos al arrastre.
- En lo que respecta a las características de resistencia y deformabilidad, se puede destacar que se produce un ligero aumento del SPT con la profundidad (mínimos de 13 a 23 y máximos de 50 a mayores de 80). A partir de los 12 m, el NSPT es mayor de 52.
- Además, se produce un aumento de la resistencia a la penetración del ensayo dinámico borros o una disminución de la penetración con el nº de golpes (cm/golpes), con valores máximos de 1,9 cm/golpes a 1,5 m de profundidad y mínimos de 0,3 cm/golpes a 10 m de profundidad.
- En cuanto al módulo edométrico, para presiones verticales entre 0 y 105 kPa varía entre 6.667 y 2.267 kPa. Para presiones de 150 a 600 kPa oscila entre 6.667 y 20.000 kPa.
- Respecto a las densidades secas máximas en la zona más arenosa oscilan entre 17,6 y 19,1 kN/m<sup>3</sup> (media de 18,5 kN/m<sup>3</sup>). En la zona más arcillosa se sitúan entre 17,3 y 18,7 kN/m<sup>3</sup> (media de 18,1 kN/m<sup>3</sup>). Con referencia a las humedades óptimas en la zona arenosa varían entre 9,45% y 16,74% (media de 13,26%). En la zona más arcillosa oscilan entre 14,9% y 1,2% (media de 16,62%). Son en general suelos adecuados o tolerables.

c) Depósitos más recientes, conformados tras la instalación de la red hidrográfica (terrazas, turberas, fangos blandos arenas marinas de barra y playa, arenas eólicas, depósitos aluviales, depósitos coluviales y rellenos artificiales).

- Fangos negruzcos blandos orgánicos.

Tienen carácter arcilloso, aunque a veces se presentan como limos arenosos. Puede contener también arena con gravilla. Son materiales no uniformes y erráticos.

- Tipos: CH, CL, ML.
- Espesor variable: 30-35 m.
- Se ha depositado sobre estructuras tipo barra o arenas conchíferas. Bajo éstas arenas se encuentran las arcillas margosas.
- Pendiente: menor del 3%. Son planos.
- Permeabilidad: son materiales impermeables. Drenaje nulo. Especialmente sensibles al oleaje y mareas excepcionales.
- Nivel freático: Caudales pequeños de agotamiento.
- Riesgos geológicos: Levantamientos del fondo e inestabilidad de las paredes de excavación.
- Aguas agresivas por el contenido de sulfatos y presencia de gases tóxicos.
- En cuanto a sus características de resistencia y deformabilidad se puede decir que el material

fangoso, arcilloso y homogéneo se encuentra interestratificado con niveles arenosos correspondientes a barras marinas antiguas, e inclusive con niveles de grava. Los valores bajos de resistencia se corresponden con los fangos y los altos con arenas y gravas.

- De los ensayos de SPT se aprecian dos agrupamientos bien diferenciados de la resistencia. Uno de ellos, correspondiente a los fangos, presenta valores menores de 10 en el entorno de 3 a 4. El otro, con valores del SPT entre 20 y >80, corresponde a las arenas y gravas de la barra marina.
- Los resultados de los ensayos dinámicos también se pueden dividir en dos grupos. Por un lado tenemos a los fangos, con valores de 3,5 a 20 cm/golpe. Por otro, los valores menores de 3,5 cm/golpe corresponden a las arenas y gravas de barra (media de 1 cm/golpe).
- En lo que respecta a la resistencia por la punta los fangos se sitúan en valores menores de 500 kPa (media 200-300 kPa), y las arenas y gravas entre 2.000 y 12.000 kPa.
- En los ensayos de Vane Test sobre muestras inalteradas de fango extraídas con pistón se aprecian valores de  $u$  de 7,5 y 22 kPa. No se constata en estos materiales un aumento del parámetro con la profundidad. La susceptibilidad oscila entre 1,2 y 5. La consistencia varía entre plástico blanda (0,25-0,5) y semilíquida (0-0,25), más frecuentemente semilíquida.
- Las densidades secas suelen ser menores de 15 kN/m<sup>3</sup>. Respecto a sus parámetros de resistencia, según estudios:  $c' = 0$  y  $\phi' = 20^\circ$ .
- En referencia a la compresibilidad, se han obtenido valores de  $C_c$  entre 0,22 y 0,84 y valores medios de  $C_v$  de 10-4 cm<sup>2</sup>/s. Por lo tanto, se trata de materiales muy compresibles. Su propia consolidación provoca la aparición de rozamiento negativo en los pilotes metálicos.
- Las densidades secas máximas varían entre 17,5 y 18,9 kN/m<sup>3</sup>, con un valor medio de 17,8 kN/m<sup>3</sup>. Las humedades óptimas oscilan entre 13,16 y 27,2% con un valor medio de 19,2%. Los límites líquidos se mueven entre el 30 y el 60%.
- Tienen un alto contenido de materia orgánica, a menudo superior a 1-2 %, y el paso por el tamiz 0,08 mm de la UNE es superior al 50%. Todo ello los coloca en el grupo de los suelos inadecuados.

#### - Arenas marinas de barra (Unidad Continental Conquero).

Son formas geológicas construidas por el mar. Aportan arenas uniformes finas a medias hasta el estuario del Odiel. A menudo muy conchíferas y con poco finos cuando están sucias. Pueden ser aflorantes o subyacentes a los depósitos marismales.

- Espesores: más de 25 m.
- Tipo: SP.
- Pendiente: menor del 3%.
- Son planas y alargadas y paralelas a las líneas de costa. Erosionables por acción del oleaje.
- Permeabilidad: permeables. Drenaje por infiltración. Problemas de agotamiento por inestabilidad de las excavaciones.
- Riesgos geológicos: arrastre de arenas hasta el estuario del Odiel por corrientes de deriva litoral. Una vez depositadas estas arenas se convierten en agentes erosivos.
- Suelen hallarse recubiertas por fangos. De los ensayos del SPT se han obtenido valores superiores a 43, llegando hasta 71, con valores medios próximos a 55. Por lo tanto, se trata de arenas densas o muy densas.
- Puede considerarse un suelo adecuado y seleccionado. Es necesario tener en cuenta la abundancia de conchas de gruesos tamaños muy dispares que pueden ser objeto de ataque químico y de procesos tipo colapso, lo que puede no ser importante por la alta densidad de las arenas.

Tabla 1. Tabla resumen de las características geotécnicas de la zona

Margas azules o arcillas de Mioceno Superior										
USCS	Límites (%)	$\gamma_{dmax}$ kN/m3	$W_{opt}$ (%)	$N_{SPT}$ Golpes	$q_u$ kPa	$c'$ kPa	$\phi'$ (°)	$E_{oed}$ kPa		$P_h$ kPa
CH (CL puntual)	$W_L$ : 30-90% $W_p$ : 12-62% $\%T_{200}$ : 50-100%	Min: 17 Max: 18.5	Min: 13 Max: 29	Min: 14-23 Max: 50-67	Min: 100-160 Max: 420-520	Min: 0 Max: 40	Min: 19 Max: 32.6	$\sigma_v$ 0-150 150-600	3.840-8.330 1.680-9.090	Min: 150 Max: 1.200
Depósitos de arenas muy finas y limos arenosos y arcillosos										
USCS	Límites (%)	$\gamma_{dmax}$ (kN/m3)	$W_{opt}$ (%)	$N_{SPT}$ (Golpes)	$E_{oed}$ kPa					
SM SC	$W_L$ : 10-40% $I_p$ : 6.8-12.5% $\%T_{200}$ : 16-38%	+arena 18.5 +arcilla 18.1	+arena 13.26 +arcilla 16.62	Min: 10-23 Max: >54	$\sigma_v$ 0-150 150-600	2.200-6.700 6.700-20.000				
Depósitos del Cuaternario o más recientes (fangos negros, arenas fangosas...)										
USCS	Límites (%)	$\gamma_d$ kN/m3	w %	$N_{SPT}$ (Golpes)	$q_u$ kPa	$c'$ kPa	$\phi'$ (°)	MO %		
CL ML-OL	$W_L$ : 20.7 (arena)-50,8% (arcilla) $I_p$ : 9.7-28.3% $\%T_{200}$ : 51.6-97%	Min: 11.2 Max: 16.4	Min: 20.4 (arena) Max: 54.1 (arcilla)	Min: 3-4 (barra) 20-80	Min: 5-18 Max: 22.7-40	Min: 5-490 Máx: 2.270-2.510	Min: 19 Max: 32.6	Min: 1-1.13 Max: 2-2.62		
$I_c$	Rp kPa	Rf kPa	$C_u$ kPa	$\gamma$ kN/m3	$C_c$	$C_s$	$C_v$ Cm2/s	e (°)		
Semilíquida 0-0.25 Valores negativos Plástica 0.25-0.5 (arcilla)	Min: 200-300 Max: 2.000-12.0000 (barra)	Min: 5 (arcilla) Max: 10 (arena)	Min: 7.5 (arena) Max: 15.2 (arcilla)	Min: 17 (arcilla) Max: 18.9 (arena)	Max: (arcilla) 0.328 Min: (arena) 0.259 Para $\sigma_v$ 100-200 kPa	0.27· $C_c$ - 0.0133	Min: (arcilla) 4.9·10e-3 Max: (arena) 1·10e-1	Min: 0.118 Max: 1.78		



## 2 INTRODUCCIÓN A LOS PILOTES EN HÉLICE

---

*“Investigar es ver lo que todo el mundo ha visto, y pensar lo que nadie más ha pensado”*

*-Albert Szent-*

### 2.1. Introducción al uso de pilotes como cimentación especial

Los pilotes son, según Hernández del Pozo (Hernández del Pozo, y otros, 2004), elementos de cimentación de gran longitud comparada con su sección transversal, que se hincan o se construyen en una cavidad previamente abierta en el terreno. Tienen por misión transmitir las cargas que gravitarían sobre un estrato del terreno a otro de mayor resistencia, ahorrando la total excavación para la búsqueda del mismo y el mayor volumen de cimentación.

Los pilotes transmiten al terreno las cargas que reciben de la estructura mediante una combinación de rozamiento lateral o resistencia por fuste y resistencia a la penetración o resistencia por punta. Ambas dependen de las características del pilote y del terreno, y la combinación idónea es el objeto del proyecto.

Cabe señalar que, como en todo trabajo relacionado con la ingeniería civil, existe cierto grado de incertidumbre en la capacidad de carga final de un pilote. Es por esto que buena parte de la investigación que se viene desarrollando en este campo tiene que ver con métodos que permitan hacer un control de calidad a bajo costo del pilotaje antes de aplicar las cargas. El método más obvio, aunque el más costoso, es hacer una prueba de carga.

Como métodos alternativos podemos mencionar: pruebas de resonancia, prensa hidráulica de Osterberg, pruebas de análisis de ondas, pruebas sísmicas...

En muchos casos las teorías que permiten estimar la resistencia de fuste y la resistencia de punta son de tipo empírico. Es decir, son el resultado de un análisis estadístico del comportamiento de ciertos pilotes en determinadas condiciones de terreno. Por lo tanto, es sumamente importante conocer el origen y las condiciones bajo las cuales determinadas fórmulas de cálculo son válidas.

Los casos en los que se suelen usar pilotes son los que se listan:

- Cuando las cargas transmitidas por la construcción no se pueden distribuir adecuadamente en una cimentación superficial excediendo la capacidad portante del suelo.
- Puede darse que los estratos inmediatos a los cimientos produzcan asentamientos imprevistos y que el suelo resistente esté a cierta profundidad; es el caso de construcciones que apoyan en terrenos de baja calidad.
- Cuando el terreno está sometido a grandes variaciones de volumen por hinchamientos y retracciones producidos con arcillas expansivas.
- Cuando la construcción está situada sobre agua o con la capa freática muy cerca del nivel de suelo.
- Cuando los cimientos están sometidos a esfuerzos de tracción.

Así, en una primera clasificación muy básica, los sistemas de pilotaje que existen son:

- Pilotes de madera: actualmente están prácticamente en desuso, aunque han sido los más empleados en la historia, por su facilidad de construcción, ya que provienen de la tala de árboles. Hoy en día pueden

ser encontrados en construcciones situadas en zonas con mucha arboleda, con suficiente resistencia para poder ser clavado, o en construcciones de tipo sostenible con una cimentación adaptable al diseño. Los más usados son los de pino y abeto, y normalmente se emplean con un recubrimiento que los proteja del medio en el que se hincan. La principal desventaja de este tipo de pilotes es su débil resistencia a los diferentes agentes corrosivos que se encuentran en los suelos, especialmente a las variaciones de la humedad.

- **Pilotes de acero:** suelen estar constituidos por lo general por tubos o perfiles en H laminados. Por su alta resistencia y ductilidad, los pilotes de acero pueden hincarse en suelos duros y soportar grandes cargas, incluida una alta carga de tracción, por lo que suelen ser indicados en situaciones con altas tracciones sobre la cimentación. Por otro lado, gracias a la facilidad de unión que tienen a través de la soldadura, se emplean en situaciones donde la profundidad del pilotaje supera los 18 m, hincando sección a sección y soldando in-situ.

A este tipo de pilotes se le puede añadir algún tipo de elementos en la punta, que facilita su hinca, como pueden ser las hélices, que se emplean desde mediados del siglo XVIII para simplificar los trabajos de hinca en suelos que presentan dificultades en su sostenimiento.

La principal desventaja de los pilotes de acero es su alto coste, así como lo ruidoso de su instalación, sin olvidar que son dados a la corrosión.

- **Pilotes de hormigón:** son elementos de hormigón armado o prefabricados. Tienen una alta capacidad a cortante, y su facilidad en la instalación y bajo coste, los hacen propicios a ser usados preferentemente a los de acero; además existe una gran cantidad de métodos para su ejecución, una situación que permite adaptarse a las condiciones de la construcción. En caso de suelos agresivos, el hormigón sabe contener aditivos que lo hacen resistente a los ataques.

Este trabajo se centrará en los pilotes de acero con hélices, diseñados por Alexander Mitchell en el siglo XVIII.

## 2.2. Introducción a los pilotes en hélice

En el año 1832, Alexander Mitchell patentó los pilotes de madera con terminación en hélice, como solución a cimentaciones en terrenos poco compactos, aplicando su invención años más tarde en el material que estaba en auge en la época de la revolución industrial, el acero (González García de Velasco, y otros, 2011).

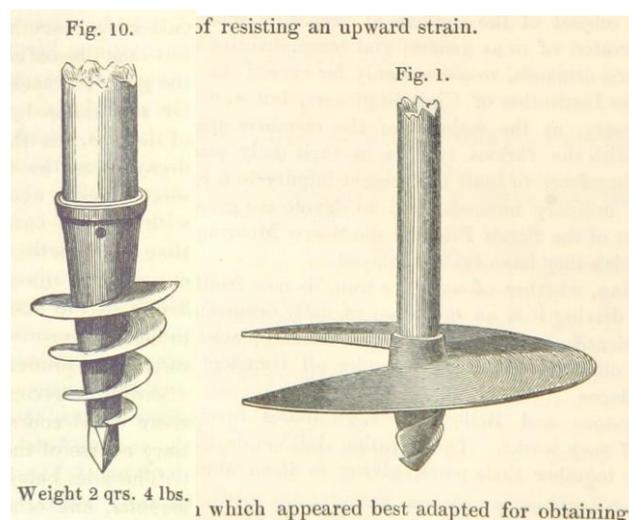


Figura 18. Ilustraciones del libro de Mitchell (Mitchell, 1848) sobre cimentaciones marinas

Estos pilotes consisten básicamente en un eje central de acero, el cual posee uno o más platos helicoidales o hélices soldados a la sección. A continuación, se describe con mayor precisión los elementos que componen un pilote helicoidal.

### 2.2.1 Eje central

Durante la instalación, el eje central transmite el torsor hacia los platos de la hélice, de manera que, una vez instalado el pilote, el eje transfiere la carga axial hacia las hélices y ésta a su vez a los estratos que la rodean.

El eje debe cumplir dos condiciones (Sanhueza, 2012):

1. Debe ser lo suficientemente grande como para soportar la tensión que se genera en el mismo.
2. Debe tener la suficiente resistencia como para resistir el torsor que sea necesario para su instalación.
3. El contacto con los estratos del suelo debe ser el suficiente para poder resistir los esfuerzos de pandeo.

Este tipo de pilotes puede ser encontrado tanto con sección cuadrada como con sección circular. Los primeros suelen ser empleados en aplicaciones de tipo amarres o anclajes, aunque requieren poca energía para su instalación por la pequeña sección que poseen. En cuanto a los de sección circular, son típicamente empleados en cimentaciones por su gran capacidad de resistencia a compresión y a carga lateral, requiriendo más energía en su instalación por la mayor fricción alrededor del eje, reduciendo su penetración en suelos con un alto valor de N en el ensayo SPT.<sup>3</sup>

### 2.2.2 Hélices

Los pilotes de hélice pueden poseer entre una y cuatro hélices por lo general, cuya misión en la instalación es facilitar el paso a través de los estratos, sin mezclarlos, produciendo la mínima perturbación posible. Una vez instalado el pilote, las hélices actuarán transmitiendo las cargas al terreno que queda por debajo de su superficie.

El tipo de hélice a emplear varía en función del terreno y de las cargas, siendo sus parámetros principales de diseño el espaciamiento entre las hélices y el diámetro de las mismas.

Las principales características que diferencian en su comportamiento físico los pilotes de hélice frente a los pilotes convencionales, son las siguientes:

- a) Diámetro variable de los discos helicoidales que poseen.
- b) Mínima resistencia a momentos flectores.
- c) Capacidad de atravesar obstáculos como rocas, cuerpos desconocidos, etc.

Por último, se exponen a continuación las ventajas y desventajas de este tipo de pilotes.

### 2.2.3 Ventajas de los pilotes con hélice

- Rapidez y economía.
- Facilidad en la ejecución en ángulos inclinados, lo cual permite aumentar su capacidad frente a cargas horizontales.
- Instalación en espacios reducidos y de difícil acceso.
- No requiere excavación.
- Pueden ser instalados en prácticamente cualquier tipo de suelo.
- No producen vibraciones en su instalación.
- Su coste es reducido frente a otras cimentaciones.
- No necesita hormigón.

---

<sup>3</sup> Ensayo de penetración estándar.

- Bajo impacto ambiental, ya que pueden ser retirados, reciclados o reutilizados.
- Mínima perturbación del suelo durante la instalación.
- Pueden ser instalados en cualquier clima.
- Pueden ser cargados inmediatamente después de la instalación.

### 2.2.4 Desventajas de los pilotes con hélice

- Resistencia a cortante pequeña, por su gran esbeltez y pequeña sección.
- La capacidad de resistencia horizontal en un pilote inclinado es pequeña en comparación a la de resistencia vertical.
- Los procesos de cálculo son en su mayoría empíricos, y solo se pueden contrastar con pruebas de carga.
- No pueden ser instalados en ambientes corrosivos sin la debida protección.
- En suelos demasiado blandos pueden pandear.
- Su precio frente a las cimentaciones profundas fabricadas en hormigón, que son las que se usan generalmente en España, es muy alto.

## 2.3. Uso de pilotes de hélice en la historia

En el año 1855, según Ribera (1897), se habían usado los pilotes de hélice en las siguientes obras en Inglaterra, sus colonias y América:

- En amarras de los puertos de Belfast (1833), Greenek, Glasgow (1835), Newcastle (1846) ...
- Balizas de los bancos de arena en la bahía de Dublín (1843); Arklow-Bank y Blackwater-Bank, en la costa oriental de Irlanda (1846), y Tongue-Sand, en la desembocadura del Támesis (1846).
- Faros construidos en Maplin Sand (1840), Fleetwood-on Wire (1840), Belfast Lough (1844); Dundalk, bahía y puerto (1849); Brandywine-Bank, en Delaware (1850); Spit-Bank en el Puerto de Corl (1851); Sand-Key en la entrada del puerto de Key-West, en Florida (1852). Entre 1852 y 1855, se construyeron hasta 3 faros en la bahía de Galveston: el de Morecambe, el de Gunfleet y el de Harwich.
- Obras marítimas como el Muelle de Courtown en Wexford, Irlanda (1847); el rompeolas de Portland con dos muelles de 1.800 metros y 450 metros cada uno (1849). Entre 1852 y 1855 se inauguraron el Muelle de Porto-España, el muelle de Víctor Bay (Panamá), el muelle de Margrate, en Adelaida (Australia) o el de Kingstown (Jamaica).
- Otras obras como el puente acueducto de Well-Creek (1849), el muelle de Lincoln o el telégrafo sobre postes pilotes de Calcuta a Madras, a Bombay, etc.

Desde 1855 en adelante, este sistema se extendió por Europa y sus colonias, llegando a España comisionado por el Ilustre Ingeniero Lucio del Valle, director de obras como el Canal de Isabel II. Las primeras obras en las que se emplearon los pilotes roscados fueron los amarres de las boyas de los puertos de Santander, Cádiz y Valencia, así como en tres faros situados en la desembocadura del Ebro (Buda, Baña y Fangar). También se usaron en muelles como los del Puerto de Huelva (Riotinto y Tharsis, entre otros), en La Coruña, Villagarcía, Carril, Bayona, Mayagüez (Puerto Rico), Vigo y Bilbao. Se emplearon también para la construcción de viaductos y puentes de carretera y ferrocarril, como los proyectados por D. José de Echevarría en Guipúzcoa, sobre los ríos Irubide y Urola, cerca de Zumaya.

En los siguientes apartados se desarrollarán algunas de las obras más notables construidas con este método de cimentación, tanto en España como en Inglaterra.

### 2.3.1 Faro de Maplin Sand (Inglaterra)

En su propuesta a la Institución de Ingenieros Civiles de Gran Bretaña sobre las cimentaciones submarinas,

Mitchell expone con exactitud su invención, que para entonces ya había sido empleada en la construcción de obras como el faro de Maplin Sand (“Maplin Sand Lighthouse”), sito en la desembocadura del río Támesis y primera obra con este tipo de cimentación. (Mitchell, 1848).

Este faro supuso una completa revolución en lo que a su estructura se refiere, pues hasta entonces los faros se proyectaban como grandes estructuras de piedra, a modo de baluartes, diseñados para resistir el oleaje y los temporales por su propio peso. El faro de Maplin Sand fue diseñado como un faro metálico ligero, formado por barras articuladas que formaban un entramado a través del cual el oleaje pasaba sin dañar la estructura, quedando instalado en medio del agua y cimentando sobre un subsuelo por lo general blando, a través de los pilotes helicoidales. (González García de Velasco, y otros, 2011)

Fue levantado por la Corporación Trinity House, y proyectado por Mr. Walker y Bourges, construido en 1841 por Alexander Mitchell.

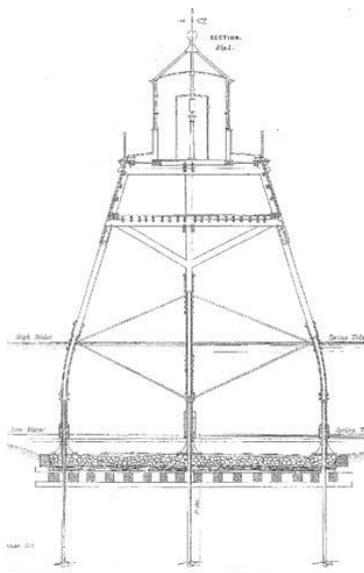


Figura 19. Alzado del faro de Maplin Sand (Redman, 1842)

Según recoge Redman en su trabajo sobre el faro de Maplin Sand (Redman, 1842), las obras se iniciaron en agosto de 1838, con la ejecución de los pilotes, con sus correspondientes helicoides de 1,20 m de diámetro, roscados hasta 6 metros en el fondo del río. El suelo estaba constituido por arena con pequeñas proporciones de arcilla., y se comprobó que la rasante se alteraba continuamente por su situación en una desembocadura, lo que podía debilitar alguno de los pilotes, ya que esta alteración llegaba en algunos puntos a un descenso de hasta cuatro pies respecto a la rasante primitiva.

Para poner solución a estas alteraciones, se construyó una plataforma submarina de madera apoyada en el fondo del río, protegida por un manto de 120 toneladas de grava y piedra, con un perímetro de viga de borde que impedía que los áridos fuesen arrastrados, proporcionando así mayor peso a la plataforma y evitando los ataques de los invertebrados. Esta plataforma permaneció bajo estudio unos meses después de su instalación, para controlar los asentos y así lograr su completa horizontalidad

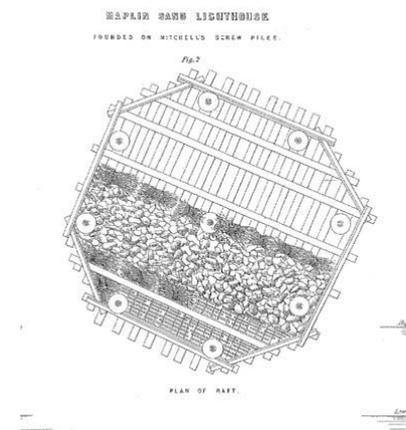


Figura 20. Planta de plataforma de madera del faro de Maplin Sand (Redman 1842)

Tal y como describe Eugenio Ribera (1897), “la linterna descansa sobre columnas de fundición que se enchufan en los vástagos de los pilotes. Siendo 73 toneladas próximamente el peso total de la obra, cada pilote está cargado con 8.000 kilogramos, lo que da una presión en la hélice de 0,7 kilogramo por centímetro cuadrado.”

Escogiendo cualquier supuesto, tanto si la plataforma colaborase en el sostenimiento, como si solo transmitiese la carga, la presión que se ejerce sobre el lecho del río es pequeña en comparación a la capacidad portante que pueden tener un suelo arenoso como ese.

En cualquier caso, las cargas quedan repartidas entre la plataforma y los pilotes, conformando una situación de seguridad ante unas tensiones de trabajo bajas.

Los trabajos de construcción finalizaron en febrero de 1841, y resistió a los embates de la corriente hasta 1932, año en el que fue arrastrado por las aguas ante la socavación que había sufrido su cimentación.

### 2.3.2 Muelle de Portugalete

En 1878, el ingeniero Evaristo Churruga proyectó el dique de Portugalete, que estaría rematado por un faro metálico. Este muelle tendría, según González (2007) 834 metros de largo y discurría paralelo a la ría de Bilbao por su margen izquierda. Esta solución se propuso, tal y como se recoge en el artículo elaborado por Joaquín Cárcamo Martínez (2010), ante los problemas de navegabilidad que impedían la movilidad en la ría, por la escasa profundidad de la barra de Portugalete (que no pasaba de 1 m en bajamar equinoccial), y que en el invierno de 1875 provocó la retención durante varios meses de los buques que se encontraban en la ría.



Figura 21. El Muelle a principios del Siglo XX

Para solucionar los problemas, Churruga deshecha la construcción de un rompeolas exterior, al no disponer de tiempo y dinero, y en base a que las arenas no provenían de aluviones fluviales, sino que eran de origen marino, y de gran movilidad, se hace con la idea de construir un dique que encauce las mareas, de manera que sea la

propia fuerza del agua la que desplace el arenal. “Es necesario favorecer esa natural tendencia de la corriente, prolongando para tal objeto el muelle de la margen izquierda, hasta pasar los bancos de la barra, según una línea ligeramente curva que volviera su concavidad hacia el cauce” (Churruca, 1940).

Los 800 m del muelle se forman a partir de tres elementos: una estructura metálica cimentada sobre pilotes de rosca, una base de escollera con los taludes apropiados, enrasada al nivel de la bajamar equinoccial y, por último, un macizo de hormigón de 4,20 m de altura sobre dicha bajamar, apoyado sobre la escollera y encajado entre la estructura metálica. En las pleamares vivas ordinarias, el dique quedaría sumergido y tan sólo emergería la estructura metálica del muelle. En los últimos años de construcción y ante los problemas surgidos, Churruca decide reforzar el muelle sustituyendo los últimos 200 m de estructura metálica por un perfil macizo formado por paramentos de bloques de hormigón y relleno también de hormigón, con un refuerzo de escolleras de 27 toneladas.

Churruca decide emplear pilotes de hélice por la facilidad y la economía de su construcción, así como porque le permitiría abordar la obra desde tierra, convirtiéndose en el primer ingeniero español en utilizarlos. Los pilotes de hierro dulce y las roscas, así como otros elementos suplementarios, fueron suministrados, según las siglas que se revelan como HC&S, por la empresa Haks Crawshay & Sons de Gateshead, ciudad inglesa sita frente a Newcastle, sobre el río Tyne;

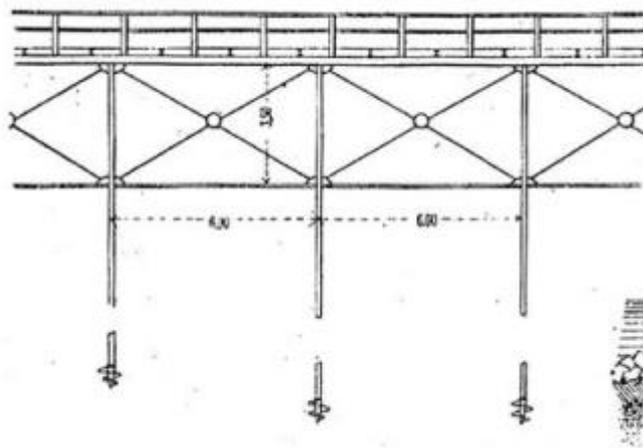


Figura 22. Alzado del Muelle de Portugalete (Revista de Obras Públicas, 1889)

El muelle posee 139 tramos, de los cuales los 127 primeros tienen una luz de 6 m que se reduce a 3 m en los doce últimos. Cada palizada o pórtico consta solamente de dos pilotes de hierro de sección hexagonal, de 10 cm de diámetro, con talud 1/10; una cruz de San Andrés de hierros redondos, atirantados con tornillos de presión y tirantes horizontales formados por hierros en doble T, arriostrando el conjunto.



Figura 23. Detalle de capitel de pilote con el nudo de enlace y apoyo de las vigas principales

El enlace de las vigas longitudinales que componen el tablero con los pilotes se efectúa por medio de un capitel y un platillo superior, ambos de hierro fundido, unidos a los pilotes respectivos y uno con otro por medio de dos tornillos principales y otros dos secundarios en dirección transversal al muelle. La rosca del pilote es de hierro

fundido y tiene 60 cm de diámetro.

El muelle se ejecutó mediante una máquina de vapor que atornillaba los pilotes, previamente sujetos a una rueda sobre la que pasaba una cuerda que se arrollaba en el tambor de la máquina. Esta deslizaba por encima del tramo de muelle ejecutado y después se tendían las jácenas y viguetas, quedando el tramo de muelle terminando en espera de la ejecución del siguiente.

Esta obra, construida por la fábrica La Maquinista Terrestre y Marítima de Barcelona dio, según Ribera (1897) muy buenos resultados, según dice *“Ha dado excelentes resultados, y el efecto del dique en la barra ha sido tan extraordinario que, en lugar de 1,14 m de calado que había en 1878, la profundidad mínima del talweg de la barra alcanza hoy cerca de 5 metros”*.



Figura 24. Muelle de Portugaete, ya inhabilitado en su uso portuario (2009)

### 2.3.3 Muelle de Riotinto

El muelle de Riotinto, tal y como se conformó, fue producto de la solución adoptada por los ingenieros Bruce y Gibson sobre el proyecto original, ya que se realizó una mejora de la cimentación mediante pilotes de hélice con la colocación de plataformas de madera para este embarcadero de enormes dimensiones.

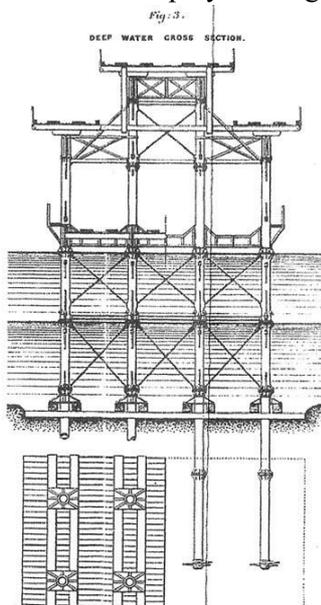


Figura 25. Sección de pórtico del muelle de Riotinto, y planta de la plataforma de madera. (Gibson, 1878)

La mejora surgió a raíz de la falta de resistencia que posee el subsuelo de la ría de Huelva, observable en el momento de la hincada de los pilotes, que superaban las profundidades previstas sin alcanzar la resistencia necesaria para el sostenimiento del embarcadero, que sería un muelle minero, y que, por tanto, debía soportar las cargas del ferrocarril que transportaba los minerales. Los pilotes deberían haber profundizado más de 25 metros para poder sostener las cargas por sí solos, lo que habría encarecido y dificultado enormemente la ejecución del muelle. Lógicamente, con vanos de luces más cortas, como los muelles contemporáneos, las cargas habrían disminuido lo suficiente como para que la cimentación pudiese ser válida a los 15 m de profundidad, sin necesidad de plataformas.

Durante tres meses la obra fue parada, mientras los ingenieros instalaban las plataformas que descansaban sobre el fondo de la ría y que sostendrían la mayor parte de la carga. A la par que se hacía la instalación, se realizaban pruebas de carga de hundimiento a todos los pilotes y a las plataformas, comprobando que se lograba con la construcción de estas últimas la resistencia necesaria para sostener el muelle.

Las plataformas fueron ejecutadas con vigas de pino del Báltico yuxtapuestas de sección cuadrada de 30x30cm, rigidizadas por largueros de 45 cm de canto, y colocadas bajo cada caballete de 8 pilotes, a las que unos collarines de fundición transmitirían parte de la carga del embarcadero. Las plataformas se construyeron en zona de mareas, se flotaron hasta su posición definitiva y se lastraron para hacerlas descender al fondo de la ría, y ser colocadas por buzos en sus posiciones definitivas.

El único inconveniente que han tenido estas plataformas es que, con el paso de los años, se ha depositado en el fondo de la ría un sedimento con espesor medio de 4 m, lo que supone una presión adicional sobre las plataformas entorno a las 2 toneladas por cada metro cuadrado. Estos sedimentos nunca fueron dragados por la compañía explotadora para prevenir daños sobre la plataforma.

En lo que respecta a la tipología estructural del muelle, siguiendo la descripción de Concepción González (González García de Velasco, y otros, 2011), el proyecto se establecía con caballetes formados por conjuntos de 8 pilotes de fundición, agrupados en dos bandas paralelas de 4 pilotes cada una, cimentadas a unos 9 metros de profundidad. Los pilotes fueron construidos con tubos huecos de 41 cm de diámetro y de 32 mm de espesor.

Sobre los caballetes cargaban grandes vigas de celosía de 15 m de longitud, en varios niveles, suponiendo una carga sobre cada helicoide de  $4.24 \text{ kg/cm}^2$ , inasumible en este tipo de terreno fangoso a tan solo 9 metros de profundidad.

En cuanto a los ataques de la madera por invertebrados, dados los antecedentes del muelle de Tharsis, situado aguas arriba, Gibson (1878) sabía que la acidez del agua era demasiado alta, debido las concentraciones piríticas de los ríos Tinto y Odiel, lo que imposibilitaba la presencia de los gusanos de la madera.

Para aligerar la estructura y disminuir la carga sobre cada helicoide, Gibson sustituyó las grandes jácenas de alma llena proyectadas por Bruce, por vigas en celosía de mucho menor peso.

En el trabajo de Gibson (Gibson, 1878) se estudian las pruebas de carga que, tanto a los pilotes como a cada una de las plataformas, se les hizo para averiguar su capacidad portante real. Los pilotes se habían atornillado solamente hasta una profundidad media de 9,8 metros, ya que, al no observarse cambios en las resistencias del terreno, se consideró que el estrato fangoso debía prolongarse.

La carga de hundimiento establecida por Gibson en sus ensayos con respecto a los pilotes, fue de  $0,20 \text{ kg/cm}^2$  de media, lo que suponía una carga máxima de  $3.534.2 \text{ kg}$  por pilote, lejos de la necesaria para sostener el muelle. Para las plataformas, Gibson determinó que su carga de hundimiento era de  $0.58 \text{ kg/cm}^2$ , aunque decidió efectuar los cálculos con  $0.34 \text{ kg/cm}^2$ , a efectos de lograr cierta seguridad en los mismos.

Aunque en 1980 se llevaron a cabo una serie de ensayos sobre el muelle, cuyo objetivo era un concurso de ideas para rehabilitarlo, no fue hasta 1992 cuando la empresa de Aguas de Huelva redactó un informe concluyente que apoyaría la redacción de un proyecto de reforma del embarcadero, realizado por J.L. de Justo Alpañés, profesor de la Escuela de Arquitectura de Sevilla.

En el informe geotécnico realizado (Alpañés, 1992) se concluía la existencia de un subsuelo de lodos de color azulado, con mezclas en algunas capas con conchas de moluscos, cuya profundidad superaba los 29 metros, cuando los estratos pasaban a ser arenas y gravas. Así mismo, se comprobó que el espesor de sedimento depositado sobre las plataformas de madera superaba los 4 metros, como resultado de 120 años sin ser dragado.

A día de hoy el Muelle de Riotinto se encuentra en perfecto estado de conservación debido a las reformas acometidas en 2002, año en el que se volvió a realizar un análisis de las condiciones geotécnicas del lugar.



Figura 26. El Muelle de Riotinto en la actualidad.

## 2.4. Uso de los pilotes de hélice en la actualidad

Desde 1900 a 1950 el uso de este tipo de pilotes mostró un claro descenso, ya que otro tipo de pilotes ofrecían

otras claras ventajas, tanto en su instalación como en sus características resistentes. Pero es cierto que también fue durante este periodo cuando más desarrollo se produjo tanto a nivel de equipamiento para la instalación como a nivel de desarrollo estructural. Hacia 1980, el ingeniero Stan Rupiper diseñó la primera aplicación a compresión en los EE.UU., empleando una modernización de estos pilotes, lo que supuso una fuerte evolución de los procesos de fabricación y galvanizado.

Se muestran a continuación algunos de los usos que se le dan en la actualidad a este tipo de pilotes (Fernández, 2014):

- En las aplicaciones del sector eléctrico, se usan como cimentación para las torres de transmisión, siendo esta aplicación una de las principales a nivel mundial, ya que un solo pilote de estas características a tracción puede soportar del orden de 25 toneladas de carga, una capacidad muy superior a la que un pilote de hormigón puede ofrecer.
- Por su facilidad de colocación y que sus equipos para instalarlos son de tamaño reducido, resultan ser la solución perfecta para lugares de difícil acceso.
- En construcciones residenciales se usan tanto para nuevas cimentaciones como para reparación de las ya existentes. Se suelen emplear en zonas donde el terreno sea de características complejas, ya que el fuste limita las tensiones ascendentes por el empuje de las tierras y, por otro lado, las hélices resisten al esfuerzo de tracción debido al levantamiento. En España su uso está muy limitado, por la facilidad de construcción en hormigón que se tiene, pero en otros países como EE.UU. si está extendido su uso.
- Se usan como anclajes en varios tipos de cimentaciones, como en suelos expansivos, donde se coloca una sola hélice en el fuste, asegurando que ninguna de las hélices esté en contacto con la zona activa del terreno, ya que pueden aparecer movimientos que pueden desplazar el pilote.
- Son muy empleados en áreas medioambientales sensibles, por su poca afección al medio, tanto en su colocación como en su vida útil.
- Se emplean también para refuerzo de taludes, a modo de anclajes permanentes.

# 3 MÉTODOS ANALÍTICOS PARA EL CÁLCULO DE PILOTES DE HÉLICE

---

*“Son vanas y están plagadas de errores las ciencias que no han nacido del experimento, madre de toda certidumbre”*

*-Leonardo Da Vinci-*

Tal y como se explicó en puntos anteriores, no existe actualmente un procedimiento fijo de cálculo para este tipo de pilotes, sino que se calculan en base a pruebas empíricas realizadas en laboratorio. En este caso el estudio se centrará en dos métodos aplicables en suelos cohesivos para la determinación de la carga de hundimiento.

- *“Cylindrical Shear Method”* o Método del Cilindro a Cortante.
- *“Individual Bearing Method”* o Método de la Carga Individual.

A lo largo de este punto se hará una descripción de cada uno de los métodos, y una aplicación al caso que nos ocupa, que es el Muelle de Tharsis, centrada en el comportamiento de su cimentación bajo cargas de compresión.

## 3.1. Introducción teórica a los métodos de cálculo

### 3.2.1 Cylindrical Shear Method

Este método fue introducido por Mitsch et al. (1985) para pilotes de hélice en arenas y por Mooney et al. (1985) para pilotes de hélice en limos y arcillas; permite una estimación de la capacidad de carga de los pilotes. Se supone que, a través del *“Cylindrical Shear Method”*, la superficie de resistencia por fuste se forma y conecta la parte superior y la inferior de las hélices. La capacidad de carga es la suma de la resistencia última de carga de hundimiento de la hélice inferior en compresión (la superior para tracción) y la suma de la resistencia por fuste que se aporta a través de la superficie cilíndrica entre hélices.

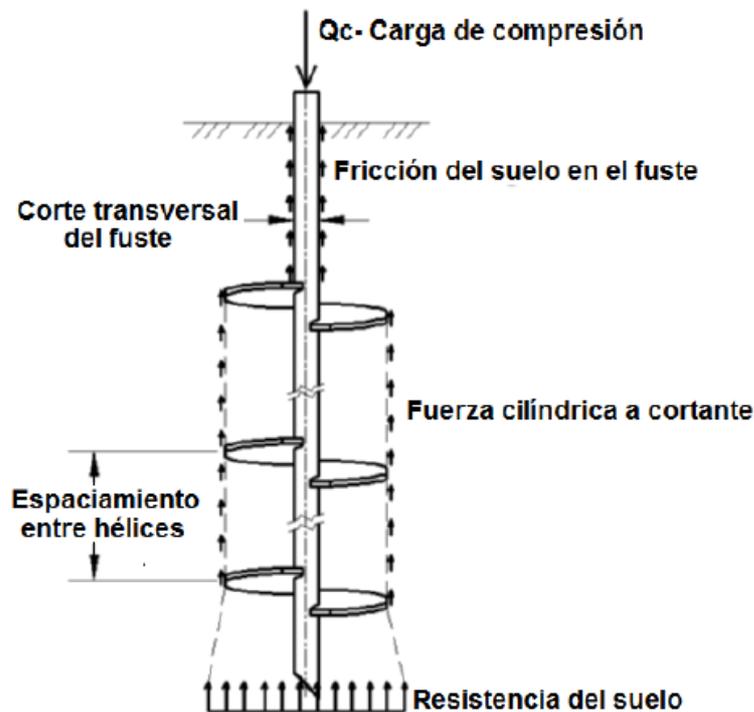


Figura 27. Diagrama del método del Cilindro a cortante (Fernández, 2014)

Las ecuaciones del “*Cylindrical Shear Method*” son consecuencia del número de hélices, de la geometría del pilote, y de las condiciones del suelo, así como del espaciamiento entre las hélices.

Se han derivado ciertas ecuaciones del “*Cylindrical Shear Method*” basándose en su aplicación para compresión o para tracción y en si el suelo es cohesivo o no cohesivo. Estas formulaciones según las circunstancias específicas están resumidas por Nasr (2004). Algunos parámetros y propiedades comunes usados en el cálculo de la capacidad de carga son los siguientes:

- H: profundidad de empotramiento del pilote medida desde la parte superior de la hélice
- D: diámetro de la hélice
- d: diámetro del fuste
- $H_{ef}$ : longitud efectiva sobre la parte superior de la hélice

$$H_{ef} = H - D \quad (1)$$

- $\alpha$ : factor de adhesión
- $c_u$ : resistencia al corte sin drenaje del suelo.
- $\gamma'$ : peso específico (kN/m<sup>3</sup>)
- $\phi$ : ángulo de fricción interna del suelo.
- $N_q$ : coeficiente de capacidad de carga

$$N_q = 1,5 \cdot \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} \cdot e^{\pi \text{tg } \phi} \cdot f_D \quad (2)$$

El valor de  $N_q$  es un factor adimensional cuya variación depende del ángulo de fricción interna del suelo.

- $N_c$ : coeficiente de carga en suelos cohesivos. La fórmula que se presenta corresponde a suelos cohesivos a largo plazo.

$$N_c = (N_q - 1) \cot g \phi \quad (4)$$

Al tratarse de suelos cohesivos a corto plazo, se empleará el valor de  $N_c = 9$ .

- $N_u$ : coeficiente de capacidad de carga en tracción. Es adimensional y depende del diámetro del pilote.

$$N_u = 1.2 \left( \frac{H_1}{D} \right) \leq 9 \quad (5)$$

Donde  $H_1$  es la profundidad de la hélice más alta.

La  $H_{eff}$  efectiva del fuste fue reducida hasta aproximadamente el diámetro de la hélice del pilote, debido al efecto "sombra" que provoca la hélice, consistente en el arrastre de una cuña rígida de terreno justo por encima de la hélice. Dicho efecto es aplicado tanto en suelos cohesivos como no cohesivos.

### 3.2.1.1 Suelos cohesivos bajo carga de compresión.

Mooney et al. (1985) y Narasimba Rao and Prasad (1993) desarrollaron la ecuación (7) para expresar los esfuerzos de compresión y tracción sobre pilotes de hélice en suelos cohesivos. Estas ecuaciones expresan la fuerza como función de la carga de hundimiento en la punta del pilote, de la carga asumida por el cilindro resistente y de la resistencia a fricción ofrecida por el fuste, ecuación (6).

$$Q_c = Q_{cilindro} + Q_{hélice} + Q_{fuste} \quad (6)$$

Donde  $Q_c$  es la resistencia última a compresión,  $Q_{cilindro}$  es la resistencia a cortante movilizada alrededor de la superficie de fallo cilíndrica;  $Q_{hélice}$  es la resistencia al hundimiento bajo la hélice y  $Q_{fuste}$  es la resistencia a lo largo del fuste de acero.

Así,

$$Q_c = S_f(\pi D L_c) C_u + A_h C_u N_c + \pi d H_{eff} \alpha C_u \quad (7)$$

Donde  $S_f$  es el factor de ratio de espaciamiento,  $L_c$  la distancia entre la parte superior y la inferior de la hélice y  $A_H$  es el área de la hélice.

$$S_F = 1 \text{ para } SR \leq 1,5$$

$$S_F = 0,863 + 0,069 \cdot (3,5 - SR) \text{ para } 1,5 \leq SR \leq 3,5$$

$$S_F = 0,7 + 0,148 \cdot (4,6 - SR) \text{ para } 3,5 \leq SR \leq 4,6$$

En puntos posteriores se concretará como obtener el valor de este factor

Para pilotes poco profundos, la fricción por fuste sobre la parte superior de la hélice es considerada despreciable. Nasr (2004) indica que cuando el coeficiente de empotramiento  $H/D$  es menor de 3, en una cimentación poco profunda, la ecuación (7) queda como:

$$Q_c = S_f(\pi D L_c) C_u + A_H C_u N_c \quad (8)$$

### 3.2.2 Individual Bearing Method

Trofimenkov and Maruipolshii (1965) fueron los primeros en presentar una ecuación que expresaba la resistencia del "plato" de una hélice como una función de factores adimensionales. Adams and Klym (1972) fueron los primeros en asumir que cada uno de los platos de la hélice se comporta independientemente de las otras en el caso en que el espacio entre platos sea grande.

El mecanismo de fallo del método de las capacidades individuales supone que cada hélice se comporta independientemente, y así, la capacidad de carga general del pilote se puede hallar como el sumatorio de todas las resistencias individuales de las hélices junto con la resistencia por fuste.

El método de carga individual puede ser empleado tanto en cargas de compresión como de tracción. Bajo cargas

de compresión, los parámetros que afectan a la resistencia serán el área del plato de carga y el suelo no perturbado sobre éste, mientras que, bajo tracciones, la resistencia dependerá tanto del área del plato de carga como del suelo perturbado sobre éste.

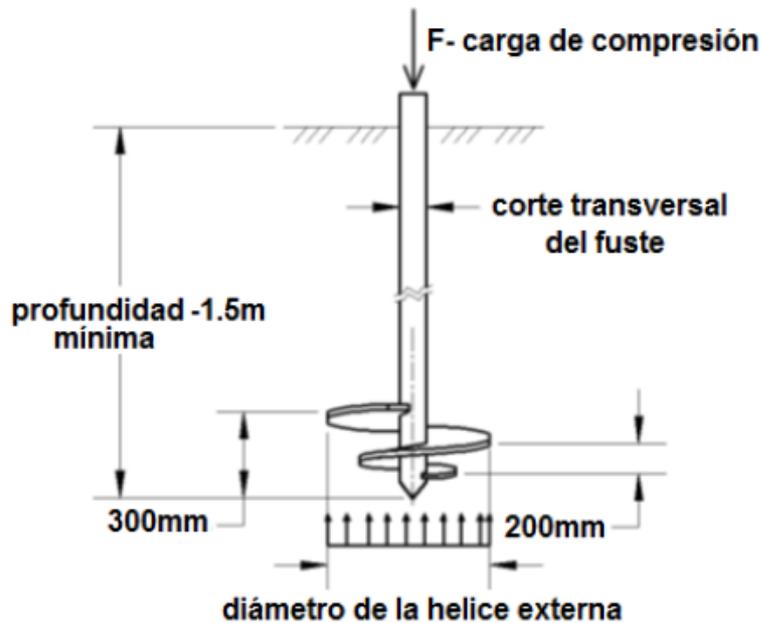


Figura 28. Diagrama del Individual Bearing Method a Compresión (Fernández, 2014)

### 3.2.2.1 Suelos cohesivos bajo compresión.

Aydin et al. (2011) establecieron la ecuación (9), que funciona en suelos cohesivos tanto para compresión como para vuelco. En Aydin et al., (2011), se analizan varias pruebas de carga a pilotes de una hélice instrumentadas con células Osterberg. Es evidente que esta ecuación considera tanto la capacidad individual por cada plato de la hélice como la fricción por fuste. Cuando se emplea este método para el cálculo de la carga de hundimiento bajo compresión, se debe tener en cuenta que la superficie en contacto con el terreno y por tanto aquella a considerar como efectiva en los cálculos dentro de  $A_H$ , la forman tanto la hélice como el fuste. En cambio, para el caso de tracción, al diámetro de la hélice deberá restarse el del fuste para el cálculo de la superficie efectiva correcta. La ecuación 9 representa este método en caso de cargas de compresión y una sola hélice:

$$Q_u = A_H(c_u N_c + \gamma' H) + P_s \alpha c_u L_f \quad (9)$$

$L_f$  es la longitud del fuste entre la parte superior de la hélice y la longitud total del pilote.  $N_c$  se definió en el punto anterior. Por otro lado,  $P_s$  es el perímetro del fuste del pilote y  $\alpha$  es el mismo factor de adhesión definido en el punto anterior, que depende de las propiedades de consistencia del suelo.

## 3.2. Parámetros de cálculo

A partir de los datos geotécnicos expuestos en el apartado 1.5.2 del presente documento se va a imponer que todo el fuste del pilote está inmerso en el nivel geotécnico de fangos negros. Para definir las características de estos fangos se han combinado los datos que se muestran en el apartado 1.5.2 en conjunto con un piezocono realizado en las inmediaciones del muelle, que permite centrar los valores.

Tabla 2. Tablas resumen de los parámetros geotécnicos de los fangos

PARÁMETRO	VALOR ESTIMADO
-----------	----------------

Límite líquido	48.10 %
Límite plástico	28.10%
$\%T_{200}$	74.3%
Humedad (w)	48.4 %
$N_{SPT}$	4 golpes
$q_u$	22.5 kPa
Ic (índice de consistencia)	0
Resistencia al corte sin drenaje (Cu)(*)	3 kPa
Cohesión efectiva (c')	11 kPa
Ángulo de rozamiento interno ( $\phi'$ )	18.1°
Peso específico sin saturar	17.7 kN/m <sup>3</sup>
Peso específico saturado	17.7 kN/m <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad (MPa)	1 MPa

(\*) Este valor se corresponde con el informe extraído del Muelle de Riotinto (el más cercano), ya que no casa con el valor de resistencia a compresión simple.

En nuestro caso, estamos analizando una situación de carga en una cimentación profunda a corto plazo, por lo que, en virtud del artículo F.2.1.2 del CTE-DB-SEC, se va a asimilar el coeficiente de capacidad de carga  $N_c$  con el coeficiente de empotramiento de pilote a corto plazo.

$$N_c \cong N_p = 9$$

En cuanto al factor de adhesión  $\alpha$ , se puede obtener de dos formas:

- En función del índice de consistencia: a partir de los valores del  $I_c$  dados en el artículo de Narasimha Rao et al. (1993):

Tabla 3. Valores del factor de adhesión según el índice de consistencia (Narasimha Rao et al. (1993))

$\alpha$	0,66	0,58	0,53
Ic	0,28	0,48	0,6

Con estos valores se puede representar una recta y obtener su ecuación de manera que, a partir del valor del índice de consistencia, que depende de los índices líquido y plástico así como de la humedad, se obtiene el valor del factor de adhesión.

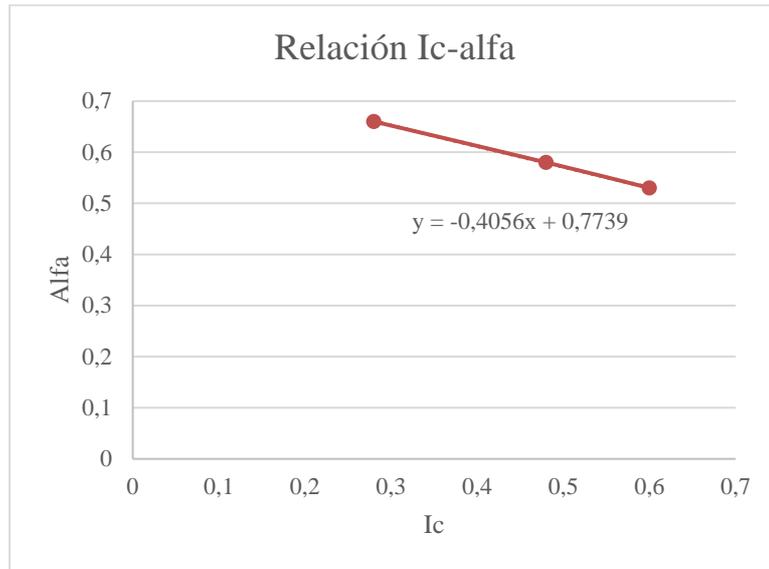


Figura 29 . Ecuación y representación de la recta obtenida

De esta manera, para el valor del índice de consistencia tomado, el factor de adhesión tiene un valor de  $\alpha = 0.778$ .

- Una segunda forma de obtener el factor de adhesión es a partir de ábacos realizados por diferentes autores, como el que se presenta en la siguiente Figura.

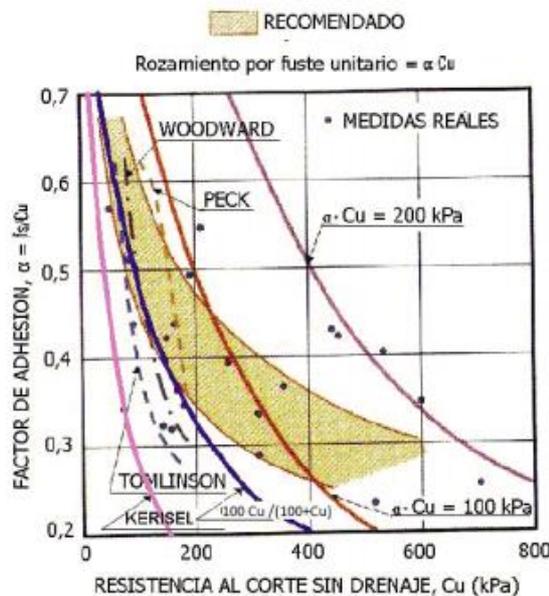


Figura 30 . Ábaco con diferentes autores para obtener el factor de adhesión (Das, 1998)

Si tomamos el valor de  $C_u$ , que es 3 kPa, obtenemos, al ser una resistencia tan pequeña, el valor aproximado de 0.7 para el factor de adhesión, lo que no queda lejos de la aproximación realizada en el punto anterior.

En cuanto al espaciamiento entre las hélices, es otra de las características de este modelo y se usará para calcular el ratio de espaciamiento (SR), calculado como  $\frac{S}{D}$ . A su vez, el ratio de espaciamiento permite el cálculo del factor del ratio de espaciamiento, que es uno de los parámetros necesarios para obtener la resistencia que aportan las hélices al pilote. Este factor se calcula de la siguiente manera:

$$S_F = 1 \text{ para } SR \leq 1,5$$

$$S_F = 0,863 + 0,069 \cdot (3,5 - SR) \text{ para } 1,5 \leq SR \leq 3,5$$

$$S_F = 0,7 + 0,148 \cdot (4,6 - SR) \text{ para } 3,5 \leq SR \leq 4,6$$

Donde SR es el ratio de espaciamento, que se calcula como  $\frac{S}{D}$ .

Al ser sólo una hélice, la distancia entre las hélices se corresponde con toda la longitud del pilote, por lo que la relación  $S/D \gg 4,6$ .  $S_F$  toma valores entre 1 y 0,7, para  $S/D$  comprendidos entre 0 y 4,6. Para nuestro caso tomaremos el valor extremo de  $S_F=0,7$ .

Para el cálculo de los pilotes, se van a considerar hasta cuatro casos diferentes, teniendo en cuenta solo los pilotes del embarcadero, que es la zona donde se centrarán los cálculos.

- Pilotes de 1.50 metros de diámetro en las hélices con el máximo empotramiento en el terreno.
- Pilotes de 1.50 metros de diámetro en las hélices con un empotramiento en el terreno mínimo.
- Pilotes de 1.67 metros de diámetro en las hélices con el máximo empotramiento en el terreno.
- Pilotes de 1.67 metros de diámetro en las hélices con un empotramiento en el terreno mínimo.

Lo interesante en diferenciar los cuatro casos es observar cómo afectan a la resistencia a compresión tanto los diámetros de las hélices como el empotramiento en el terreno.

La referencia al terreno está tomada en el cero del Puerto de Huelva, y los niveles del agua siempre se tomarán en la bajamar mayor registrada.

Se obtiene que las longitudes de empotramiento mínima y máxima son 10.98 y 13.82 m respectivamente, siendo esta profundidad la medida entre la cota del terreno y la hélice. La parte del pilote que sobresale sobre el terreno alcanza una longitud de 3.15 metros en la zona de máximo empotramiento, mientras que en la zona con empotramiento mínimo tiene una longitud libre de 7.06 metros.

Se va a tomar como valor del espacio que ocupa la hélice o lo que es lo mismo, la altura del cilindro que formaría, 1.219 metros, como resultado de la suma del azuche, los platos, el espesor y la pieza de unión entre el pilote y la hélice. Todos los valores estimados se han obtenido de los planos del estudio realizado por la Universidad de Sevilla (2017), de los cuales se han extraído las figuras 31 y 32, donde se pueden observar las medidas.

Para un análisis más exhaustivo de los resultados, se adjuntan las tablas de cálculo ANEXO 1 de este documento para cada uno de los casos y cada uno de los métodos analíticos utilizados.

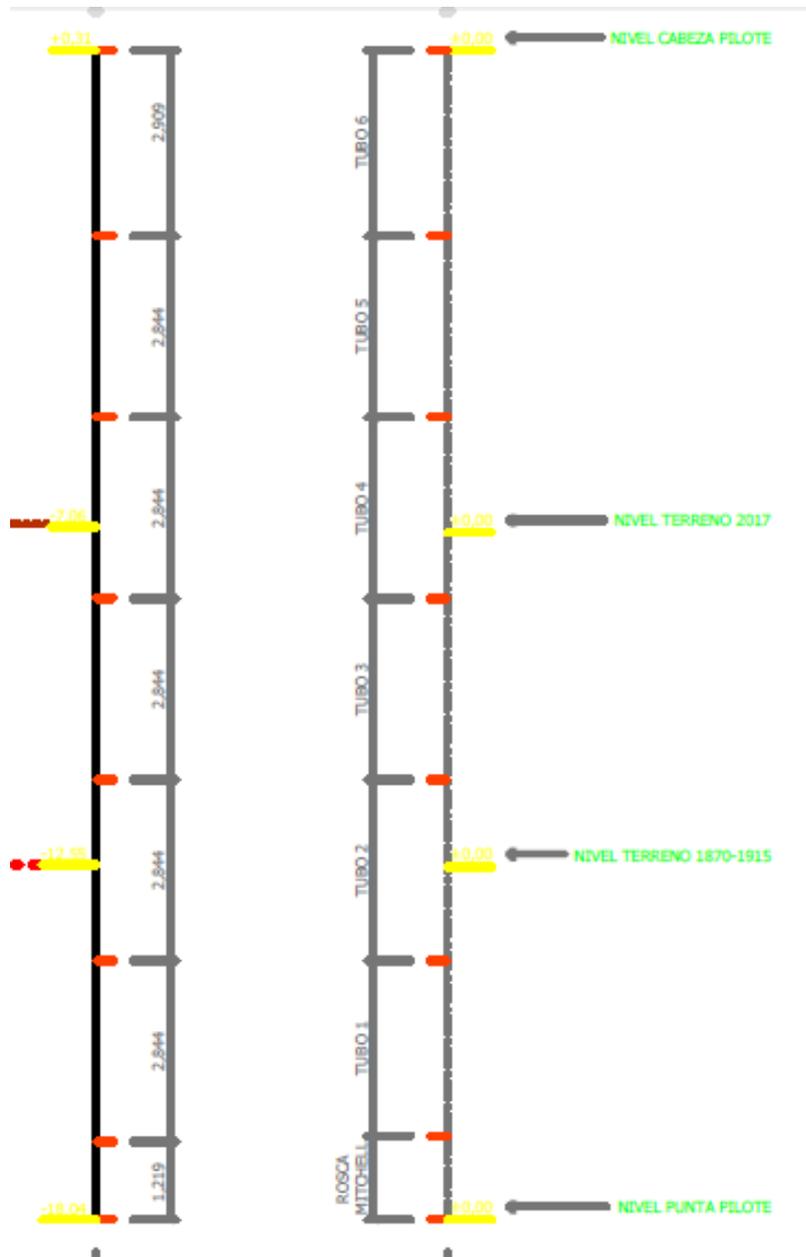


Figura 31. Sección del pilote con empotramiento mínimo



Figura 32. Sección del pilote con empotramiento máximo

### 3.3. Resultados

Los resultados obtenidos y los valores empleados, así como toda la formulación no reflejada en este punto se puede consultar en el ANEXO 1 sito al final de este documento.

#### 3.3.1 Conclusiones

Se analizará en primer lugar cada método analítico por separado, y luego se realizará un análisis conjunto de los dos.

##### 3.3.1.1 Cylindrical Shear Method

Como ya se explicó en puntos anteriores, una vez realizados los cálculos se puede analizar la influencia que cada parámetro tiene sobre el método. Para poder obtener una comparativa más real se van a calcular más casos además de los expuestos anteriormente, que se corresponden a los del Muelle en estudio.

El Cylindrical Shear Method, como se explicó en el punto anterior, considera que un pilote de hélice desarrolla resistencias a compresión de tres formas:

- Una primera resistencia aportada por los platos de las hélices, que crean un cilindro resistente al esfuerzo de corte. Esta resistencia se calcula a partir del espaciamiento entre las hélices, de la distancia entre la parte superior e inferior de ese cilindro, y del diámetro de la hélice, así como de la resistencia al corte sin drenaje del suelo. Este último parámetro es influyente por ser un cilindro creado en torno a la hélice, y por tanto posee una zona de suelo que dará lugar también a parte de esa resistencia.
- La segunda parte de la resistencia es aquella que aporta el pilote por punta, como en los modelos de cálculo estándar de pilotes. En este caso, esta resistencia al hundimiento depende del área de la hélice, de la resistencia a cortante del suelo y del factor de carga  $N_c$ . Se considera entonces que la resistencia por punta será aportada principalmente por la sección de la hélice en contacto con el suelo. Es decir, el terreno proporciona una cierta resistencia en respuesta a la presión ejercida por el pilote, proporcional al contacto con el mismo.
- La última porción de resistencia la aportará el fuste del pilote en fricción con el terreno. Por tanto, depende del diámetro del pilote, del factor de adhesión, de la resistencia al corte sin drenaje del terreno y de la profundidad de empotramiento efectiva. Este último parámetro es interesante, ya que en este tipo de pilotes se desarrolla por encima de la hélice una parte de pilote que no aporta resistencia por fuste, y que forma parte del bulbo de tensiones que se crea en la punta. Se hablará de este efecto en capítulos posteriores.

Se representa a continuación cada resistencia por separado, variando en primer lugar el diámetro con longitud de empotramiento 13,82 m; y después la longitud de empotramiento con diámetro de hélice fijo de 1.5 m.

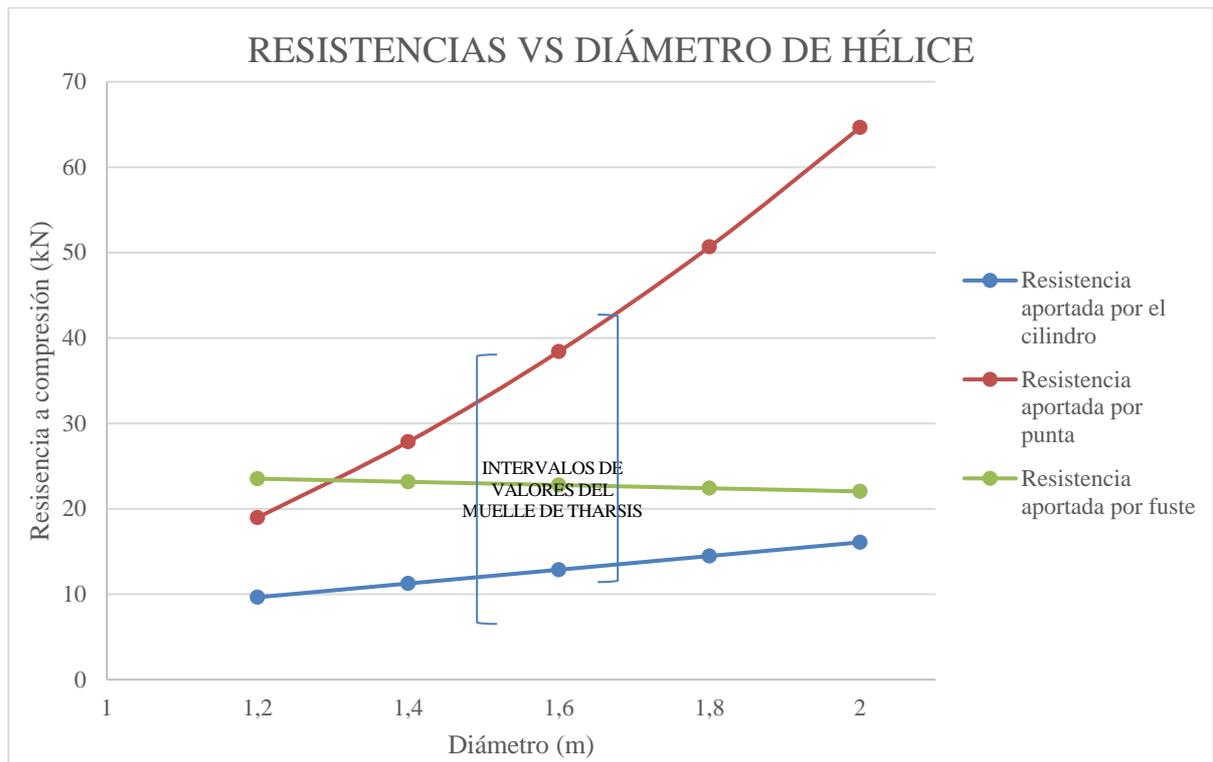


Figura 33. Resistencia vs Diámetro de hélice

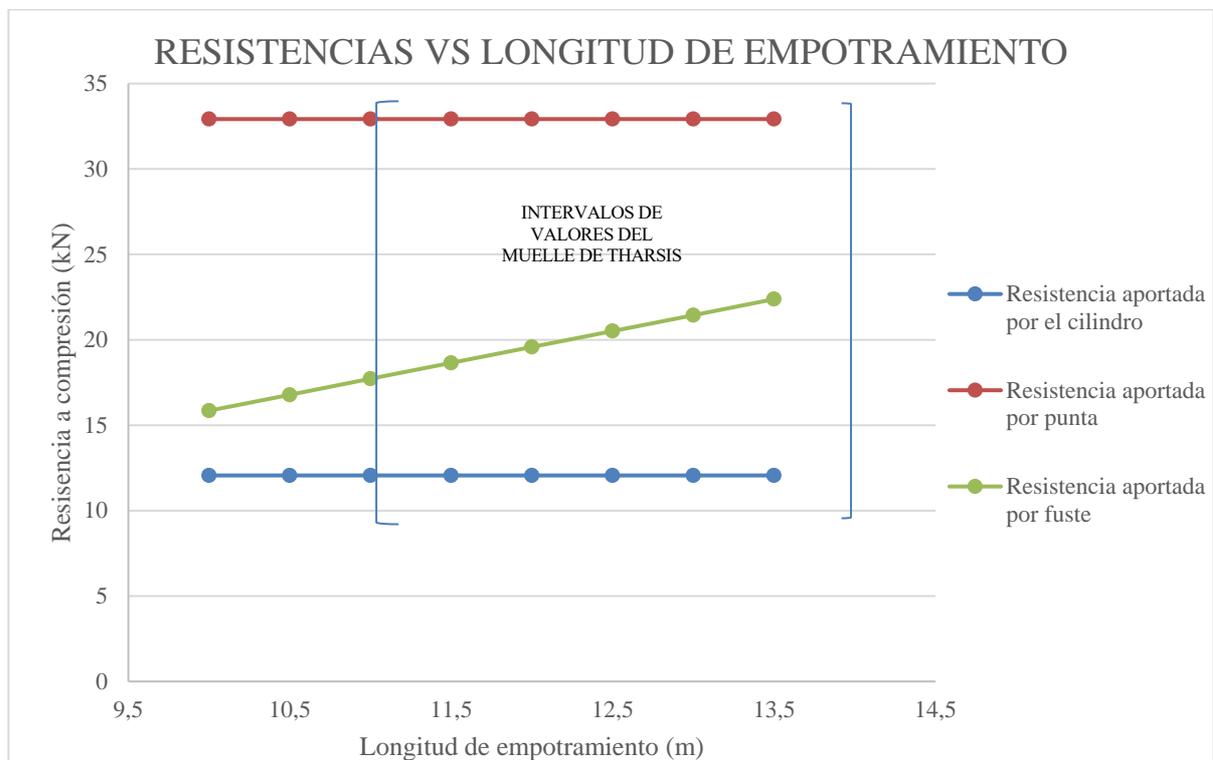


Figura 34. Resistencia vs longitud de empotramiento

Tal y como era previsto, la longitud de empotramiento solo afecta a la resistencia por fuste, mientras que en el caso del diámetro, no afecta a la resistencia movilizada en el fuste. Además, la resistencia por punta es la que aporta la mayor proporción de carga resistente a compresión, siendo responsable de esta la hélice que se localiza en su punta.

Se realiza ahora un análisis de la influencia del diámetro de la hélice sobre la resistencia a compresión del pilote.

Para ello, sobre las mismas características del terreno se calculan tres longitudes de empotramiento diferentes, variando el diámetro en cada caso en intervalos de 0.1 m. Se obtienen los siguientes resultados:

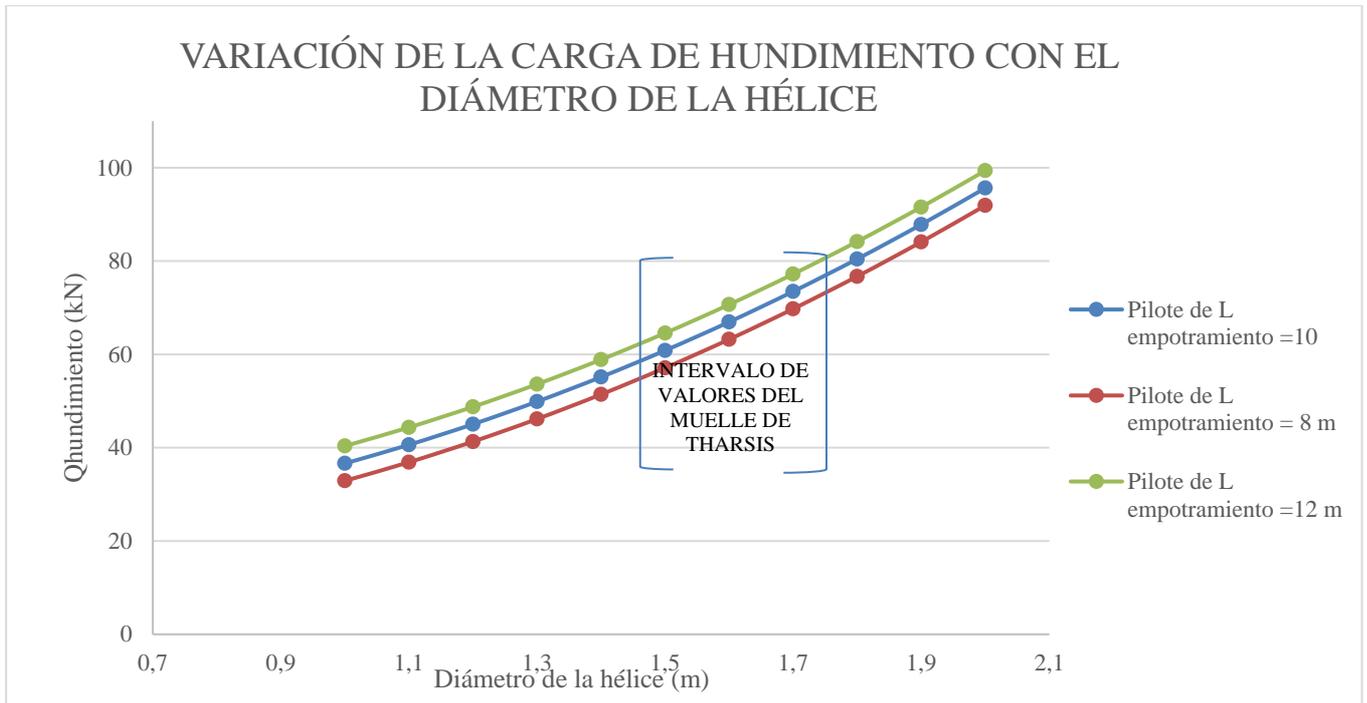


Figura 35. Representación gráfica del modelo de cortante cilíndrico para el terreno en estudio

Tabla 4. Carga de hundimiento (kN) según la longitud de empotramiento

DIÁMETRO	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2
L EMP = 8 M	32,9	36,89	41,31	46,15	51,42	57,11	63,22	69,76	76,72	84,11	91,92
L EMP = 10 M	36,63	40,62	45,04	49,88	55,15	60,84	66,95	73,49	80,45	87,84	95,65
L EMP = 12 M	40,36	44,35	48,77	53,61	58,88	64,57	70,68	77,22	84,18	91,57	99,38

Si se observan los resultados, la variación es proporcional en cada caso, y las gráficas son prácticamente similares, desplazadas hacia la parte superior del eje conforme se aumenta el empotramiento. La proporcionalidad se establece en que, por cada metro de variación en la longitud de empotramiento, aumenta 3.73 kN la resistencia, bajo el mismo diámetro.

Si se toma la diferencia entre los intervalos de 0.1 m de diámetro, se puede observar como la resistencia es exponencial al diámetro.

Lo cierto es que al ser un suelo de baja calidad, la resistencia por fuste es mínima, y por tanto el aumento del empotramiento no supone prácticamente ningún crecimiento de la resistencia del pilote. De ahí que tan solo aumente 3.73 kN por cada metro de profundidad.

Si se observan los cambios en la resistencia cuando se aumenta el diámetro de la hélice, se puede ver claramente un aumento relativamente más alto que en el otro caso, al ser el área de la hélice en contacto con el terreno la principal causa de resistencia por punta. Como se comentó anteriormente, el aumento es exponencial, desde el entorno de los 4 kN por cada 0.1 m al principio, hasta una variación de 8 kN para los 2 m de diámetro de hélice.

Se evidencia claramente que este tipo de pilote trabaja fundamentalmente por punta.

A continuación, se va a analizar la relación entre el empotramiento y la resistencia con el mismo proceso que antes pero dejando fijo el diámetro, tomando en este caso 1,30 m, 1,60 m y 1,90 m.

Tabla 5 . Carga de hundimiento (kN) según el diámetro de la hélice (m)

L EMPOTRAMIENTO	5,5	6	6,5	7	7,5	8	8,5	9	9,5	10	10,5	11	11,5	12
D= 1,3	41,49	42,42	43,35	44,29	45,22	46,15	47,08	48,02	48,95	49,88	50,81	51,74	52,68	53,61
D= 1,6	58,56	59,49	60,42	61,36	62,29	63,22	64,15	65,09	66,02	66,95	67,88	68,82	69,75	70,68
D= 1,9	79,45	80,38	81,31	82,24	83,18	84,11	85,04	85,97	86,91	87,94	88,77	89,7	90,63	91,57

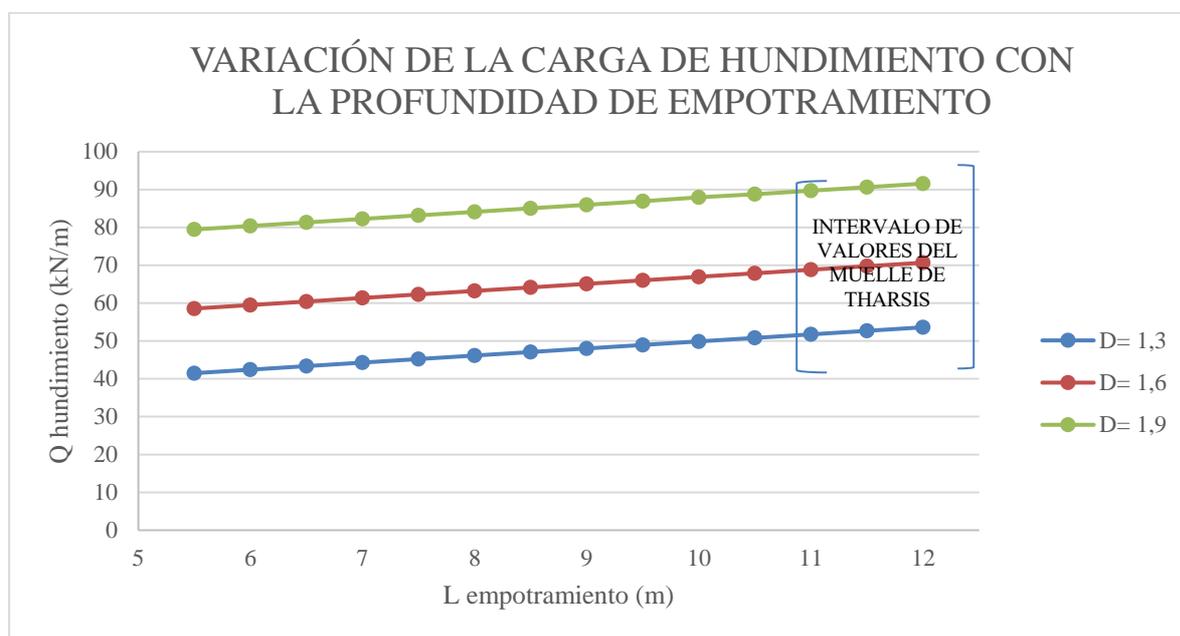


Figura 36 . Representación gráfica del Cylindrical Shear Method según las longitudes de empotramiento

Como se esperaba, los cambios de resistencia son mínimos entre longitudes de empotramiento, manteniéndose la proporción de los mismos, por los mismos motivos expuestos anteriormente. Se observa también ese cambio exponencial entre los diámetros, aumentando la diferencia en las resistencias a medida que se aumenta el diámetro.

Otro de los parámetros que se condicionan este modelo es la altura del cilindro de cortante definida por la hélice. Lo cierto es que cuando se trata de pilotes de hélice, al ejercer una carga de compresión sobre la cabeza del pilote hay una zona por encima de la hélice que no aporta resistencia alguna, ni por punta ni por fuste. En este caso, el parámetro que lo mide, tal como lo reflejan estos modelos, es la altura efectiva que se calcula como la altura de empotramiento hasta la parte superior de la hélice menos un diámetro de hélice.

Así es como la relación entre la altura de empotramiento y la hélice se hace aún más sensible, afectando principalmente a la resistencia por fuste. En el capítulo siguiente y mediante la aplicación del método de los Elementos Finitos, se podrá observar gráficamente esta singularidad.

A modo de resumen de este pequeño análisis se extraen las siguientes conclusiones parciales:

- La resistencia proviene principalmente de la hélice, que proporciona una resistencia al hundimiento por punta muy superior a la que proporcionan los cilindros de terreno o el fuste, que sí siguen el mismo orden de magnitud en su aportación.
- La profundidad del empotramiento pierde importancia conforme a los parámetros del suelo. Si el suelo es de mala calidad, la resistencia por fuste será mínima y no aportará gran cosa a la carga de hundimiento.
- El diámetro de la hélice es el parámetro principal de este modelo. Así mismo, se puede calcular la resistencia hasta valores del diámetro de las hélices en el entorno de los dos metros. A partir de los dos metros, la resistencia toma un carácter exponencial.

Como apunte final, aunque los diferentes autores aquí nombrados establecen como uno de los parámetros principales de este modelo la separación entre las hélices, al ser sólo una el caso de estudio, no procede su análisis.

### 3.3.1.2 Individual Bearing Method

El método de la carga individual o “Individual Bearing Method” considera que la resistencia a compresión de un pilote de hélice se compone de dos resistencias diferentes:

- La resistencia debida a la fricción del fuste con el terreno, que depende del perímetro del fuste, del factor de adhesión, de la resistencia al corte sin drenaje y de la longitud del fuste.
- La resistencia debida a cada plato de la hélice, que depende del área de la hélice, del terreno y de la profundidad de empotramiento. La resistencia total aportada por las hélices es un sumatorio de todas ellas. En este caso, como solo hay una hélice, no se considerará más que una suma simple de esta resistencia con la resistencia por fuste.

En este modelo sólo se tiene en cuenta la longitud efectiva del fuste en el cálculo de la resistencia proporcional a la hélice, ya que para el cálculo de la resistencia por fuste considera la longitud total, desde la cabeza del pilote.

Se representan a continuación las resistencias por separado, considerando en primer lugar variaciones del diámetro de la hélice con longitud de empotramiento fija de 10.98 m. y después variaciones de la longitud de empotramiento con diámetro de la hélice fijo de 1.5 m, al igual que se ha hecho en el apartado anterior.

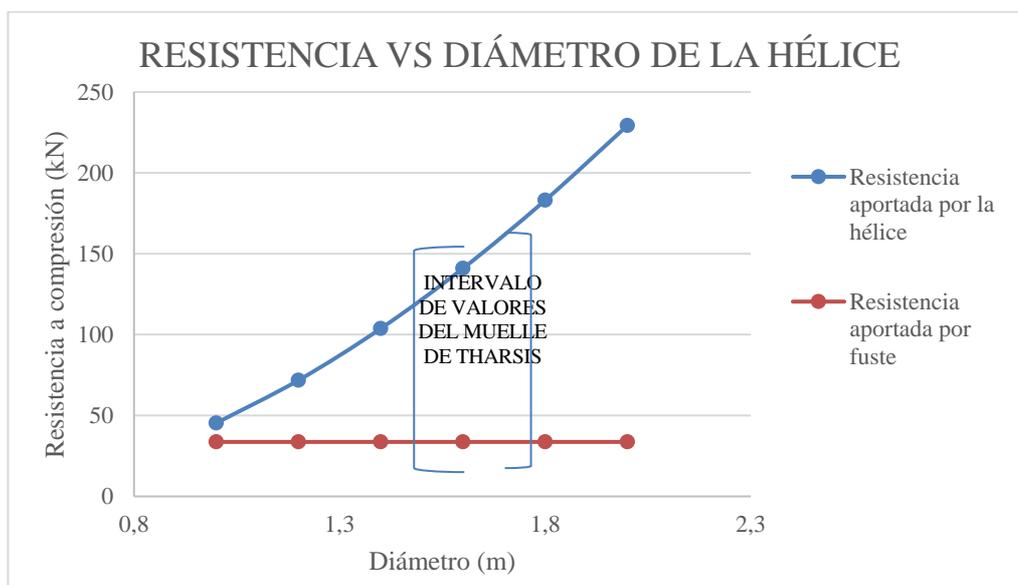


Figura 37. Carga de hundimiento (kN) vs diámetro de la hélice

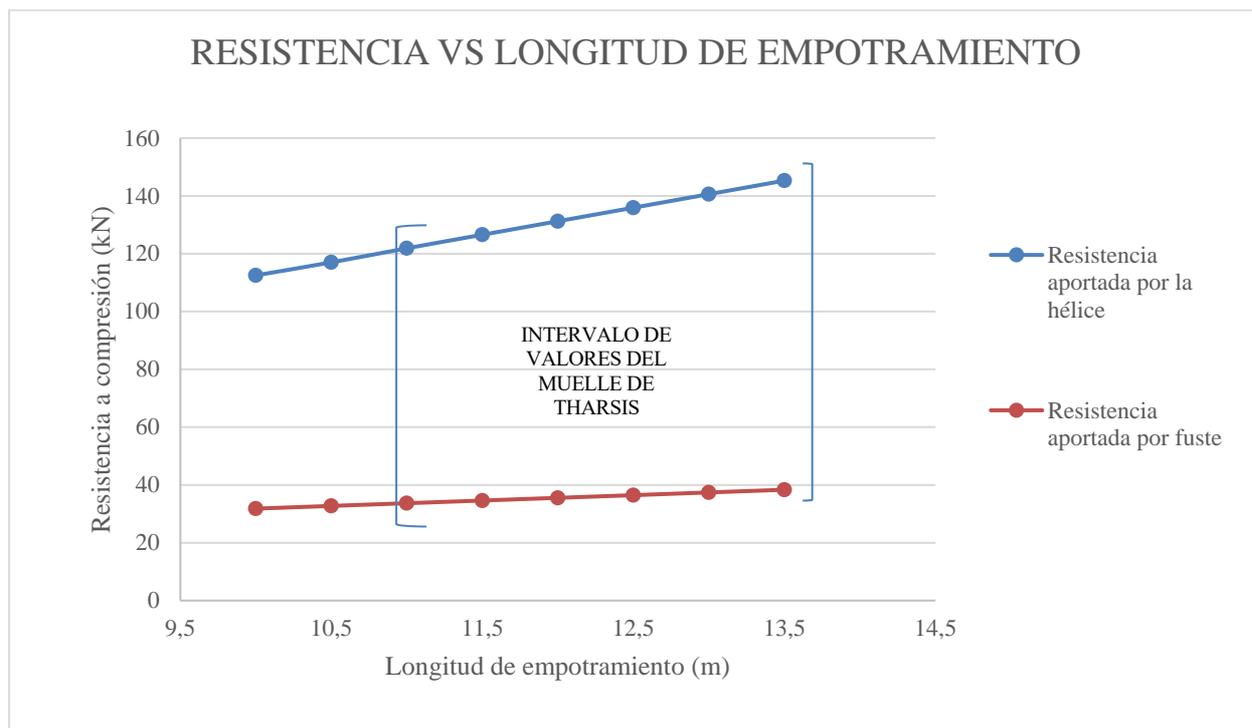


Figura 38. Carga de hundimiento (kN) vs longitud de empotramiento

En este modelo sucede que casi toda la resistencia a compresión es aportada por la hélice, es decir, por punta. Sucede también que la longitud de empotramiento es el parámetro que afecta a ambas resistencias, mientras que el diámetro de la hélice solo afecta a la resistencia por punta.

Se realiza ahora un análisis de la influencia del diámetro de la hélice sobre la resistencia a compresión del pilote. Para ello, sobre las mismas características del terreno se calculan tres longitudes de empotramiento diferentes, variando el diámetro en cada caso en intervalos de 0.2 m. Se obtienen los siguientes resultados:

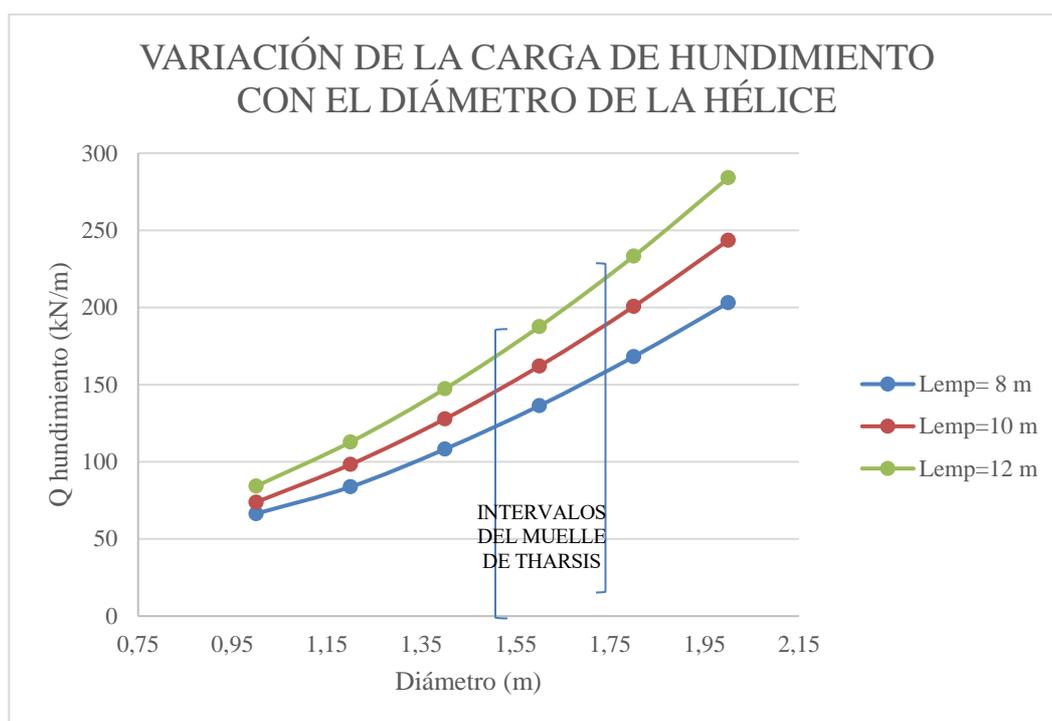


Figura 39. Representación gráfica de la carga de hundimiento frente al diámetro de la hélice

Tabla 6. Carga de hundimiento (kN) en función del diámetro de la hélice

<i>d</i>	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2
<b><i>Lemp=8</i></b>	66,38	83,77	108,22	136,34	168,15	203,06
<b><i>Lemp=10</i></b>	73,83	98,29	127,79	162,03	200,72	243,56
<b><i>Lemp=12</i></b>	84,27	112,82	147,36	187,61	233,28	284,07

Observando los valores obtenidos, se estima que la variación entre diámetros vuelve a ser exponencial; además si se observa la diferencia entre las longitudes de empotramiento, no son paralelas las gráficas y la diferencia entre las distintas profundidades del pilote varía, aumentando la distancia conforme aumenta la longitud.

Si se realiza esta operación a la inversa, variando las longitudes de empotramiento, se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 7. Carga de hundimiento (kN) en función de la longitud de empotramiento

<i>Lemp</i>	9	9,5	10	10,5	11	11,5	12	12,5	13
<b><i>D=1,3</i></b>	103,97	108,2	112,43	116,66	120,89	125,13	129,36	133,59	137,82
<b><i>D=1,6</i></b>	149,23	155,63	162,03	168,42	174,82	181,22	187,61	194,01	200,41
<b><i>D=1,9</i></b>	203,43	212,53	221,64	230,74	239,84	248,95	258,05	267,06	276,26

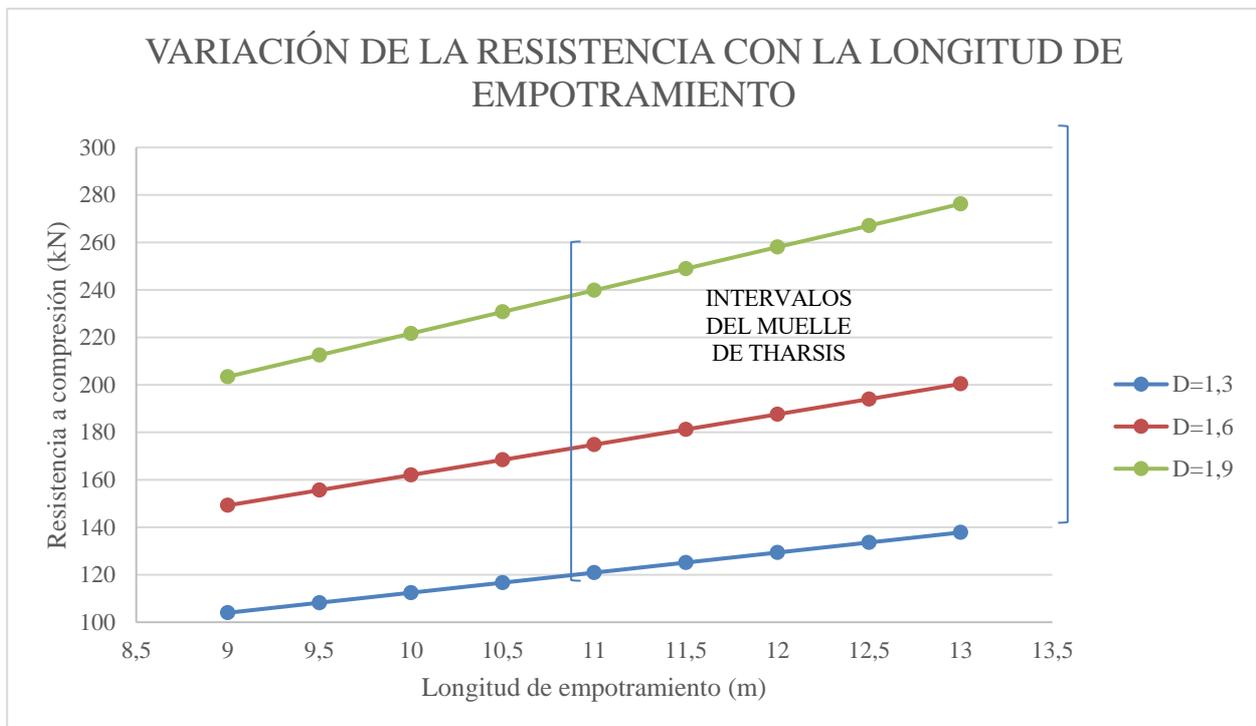


Figura 40 . Representación gráfica de la carga de hundimiento(kN) frente a la longitud de empotramiento (m)

Es bastante apreciable como el modelo es más sensible a los cambios en el diámetro de la hélice que en las longitudes de empotramiento. Al tratarse de un suelo de mala calidad, las resistencias por fuste son pequeñas y como esta resistencia depende principalmente de los parámetros del suelo, da lugar a resistencias reducidas, que no aumentan gran cosa con la profundidad si se compara con la resistencia por punta que desarrollan las hélices.

Como última comprobación, se va a analizar el modelo sin tener en cuenta el peso de las tierras que descansan sobre la Hélice, y que se corresponden con el término de  $\gamma'H$  en la resistencia aportada por la hélice. Obtenemos entonces que las cargas de hundimientos para los casos establecidos son:

Tabla 8. Comparativa entre resultados para el *Individual Bearing Method*

<b>Individual Bearing Method (completo)</b>	<b>Individual Bearing Method (reducido)</b>
188.76	58.07
228.40	63.33
155.34	52.18
187.23	56.94

Se extraen entonces las siguientes conclusiones de este modelo:

- Los parámetros que rigen este modelo son el número y el diámetro de las hélices, las longitudes de empotramiento y los parámetros del suelo.
- Al eliminar la colaboración de las tierras sobre la hélice se obtienen valores de hasta un 33% del valor completo.
- En este caso, al ser solo una hélice no afecta el primero de los parámetros nombrados.
- El principal parámetro geométrico que domina el modelo es el diámetro de la hélice, que nuevamente aporta un comportamiento exponencial a la resistencia. Este comportamiento se observa en que la resistencia por punta se ve muy afectada al variar el diámetro, y ésta aporta casi el 80% de la resistencia total.

### 3.4. Conclusiones finales

Una vez analizado cada método por separado, se va a realizar una comparación entre ambos métodos.

En primer lugar, realizando una revisión bibliográfica se han extraído las siguientes conclusiones:

- Según Mitsch and Clemence (1985), la resistencia a compresión máxima depende de tres factores: el espaciamiento entre hélices, el empotramiento del pilote y las condiciones del suelo.
- Por otro lado, Zhang et al. (1998) dice que los principales factores que determinan la resistencia última son el ratio de empotramiento (H/D) y el ratio de espaciamiento (S/D).
- Narasimba Rao et al. (1991) argumentan que el ratio de espaciamiento existente cambia el mecanismo de fallo entre los dos métodos. Aydin et al. (2011) entre otros, aseguran que el intervalo en el cual se cambia del método del cortante cilíndrico al método de la carga individual es a partir de que el ratio de espaciamiento valga más de 3.

De forma similar, Tappenden et al. (2009) afirman en cambio que el modelo de cilindro de cortante debe ser empleado cuando los platos de las hélices estén separados menos de 1.5D, bastante anterior a los 3 diámetros necesarios para un cambio en el mecanismo de fallo hacia el método de carga individual.

Narasimba Rao et al. (1991) argumentan que el ratio de espaciamiento mayor de 1.5 ocurre cuando el mecanismo de fallo cambia al método de carga individual desde el método del cortante cilíndrico. Lutenecker (2009) muestra que para valores superiores del ratio de espaciamiento de 2.25, el método del cortante cilíndrico controla el comportamiento del pilote, mientras que por debajo de este valor es el método de la carga individual el que lo controla.

- En lo que respecta al ratio de empotramiento, Zhang et al. (1998) afirman que su aumento incrementa la capacidad del pilote de hélice tanto en suelos cohesivos como en no cohesivos, bajo compresiones y

tracciones, observándose un incremento aún mayor en el caso de las tracciones.

A continuación se muestra una tabla resumen con los ratios de empotramiento, de espaciamiento y las resistencias, para ver si realmente se cumplen las conclusiones halladas en la bibliografía.

Tabla 9. Comparación entre métodos

Caso	H/D	S/D	Cylindrical Shear Method	Individual Bearing Method	Individual Bearing Method (reducido)	MECANISMO DE FALLO
1	9.28	>>4.6	73.31	188.76	58.07	I.B.M. <sup>4</sup>
2	7.32	>>4.6	78.61	228.40	63.33	I.B.M.
3	8.33	>>4.6	62.66	155.34	52.18	I.B.M.
4	6.57	>>4.6	67.26	187.23	56.94	I.B.M.

A igualdad de diámetros en las hélices, se observa que la resistencia es mayor en el caso del empotramiento más alto. A igualdad de empotramientos, obtiene mayores resistencias aquel con diámetros más grandes.

En el caso de los ratios de empotramiento, tal y como se había extraído de la bibliografía, las mayores resistencias se corresponden con los mayores ratios. Para el caso del método de carga individual es aún más evidente esta diferencia, alcanzando casi los 30 kN entre casos con tan solo 1 metro de diferencia.

Una vez analizadas las cuestiones que se plantean en la bibliografía, se procede a realizar una comparación entre los parámetros analizados en cada método por separado.

Por un lado, el método del cortante cilíndrico plantea que la resistencia total está compuesta por la resistencia que proporciona la hélice a cortante, la resistencia por punta del pilote (también causada por la hélice) y la resistencia por fuste. Por otro lado, el método de la carga individual solo considera dos tipos de resistencias: por fuste y por punta, ambas influidas por la hélice que se localiza en la punta.

Para una mejor comprensión, se refleja gráficamente la comparación entre ambos variando el diámetro en la figura 41.

Se observa como variando el diámetro de las hélices, el aumento entre los intervalos es mayor en el caso del método de la carga individual. La diferencia en las resistencias entre un método y el otro es máximo en los 2 metros de diámetro, con una diferencia de prácticamente 200 kN.

Observando los resultados obtenidos para ambos métodos, se puede ver que tanto en uno como en otro, casi el 80% de la resistencia total corresponde a aquella ganada a través de la hélice.

Para el caso del método del cortante cilíndrico, la resistencia por fuste tiene un carácter lineal, que no depende en ningún caso de la hélice; en el caso del método de la carga individual ocurre al contrario, la resistencia por fuste depende del diámetro de la hélice induciéndole un carácter no lineal no solo a la resistencia por punta, si no también a la ganada por fuste.

Al observar la formulación de cada uno de los métodos, se llega a la conclusión de que será necesario analizar las circunstancias de cálculo en cada caso para determinar que método es más certero. El Cylindrical Shear Method crea una clara incertidumbre en torno a cómo emplearlo en una situación como la presente, ya que su factor de espaciamiento considera al menos dos hélices y resulta más apropiado en casos de pilotes con múltiples hélices. Por tanto, será el INDIVIDUAL BEARING METHOD el que resulte más apropiado en base a las hipótesis de cálculo tomadas, ya que el Muelle de Tharsis sólo tiene una hélice por pilote.

La forma de corroborar esta afirmación será comparando estos resultados aquí obtenidos con aquellos que se

<sup>4</sup> Cylindrical Shear Method (C.S.M); Individual Bearing Method (I.B.M.)

obtienen a través del Método de los Elementos Finitos en capítulos posteriores.

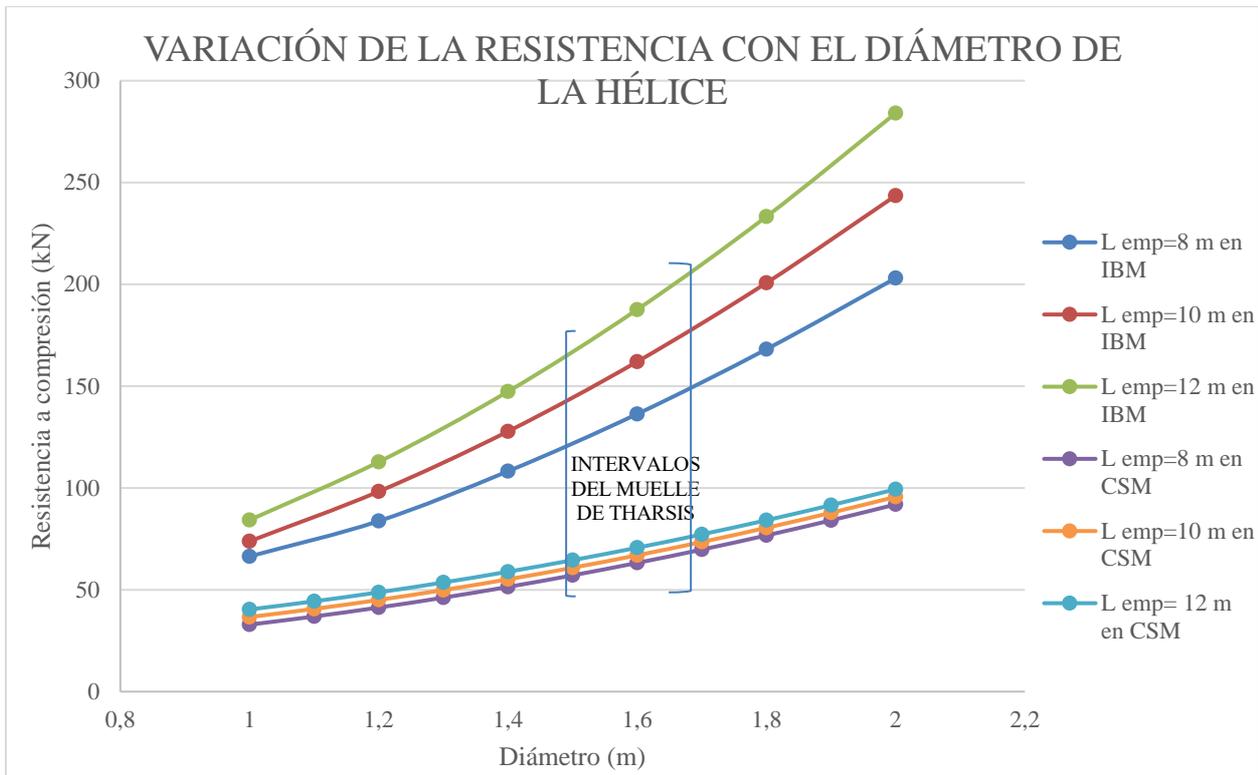


Figura 41 . Comparación gráfica de los métodos



# 4 MODELADO DE PILOTES EN HÉLICE CON EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS EN PLAXIS 2D

*“Para el optimista, el vaso está medio lleno.*

*Para el pesimista, el vaso está medio vacío.*

*Para el ingeniero, el vaso es el doble de grande de lo que debería ser”*

*-Anónimo-*

Una vez analizados los diferentes parámetros, y después de haberlos sometido a los modelos analíticos de cálculo, se procede a su análisis mediante el Método de los Elementos Finitos. Este método nos permitirá obtener un nuevo valor de la carga máxima de compresión. Para realizar los cálculos se empleará el programa PLAXIS 2D, que es un programa especializado en el modelado y cálculo de Elementos Finitos, especialmente empleado en cimentaciones y otras obras de tipo subterráneo, como túneles.

## 4.1. Caracterización geométrica

En lo que se refiere a las características geométricas del modelo, se tomarán dos de los casos expuestos en el punto anterior por representatividad, reflejados en la siguiente tabla resumen:

Tabla 10. Tabla resumen de los parámetros geométricos

Caso	Diámetro de la hélice	Longitud empotrada	Longitud libre	Cota del agua (sobre el terreno)
1	1.67	10.98	7.06	3.148
2	1.67	13.82	3.15	0.762

Para realizar el modelo, se ha tomado como referencia la parte superior del pilote, de manera que el punto con coordenadas origen estará situado en el centro de la cabeza del pilote.

En lo que se refiere al entorno, se caracterizará como terreno fangoso, con los mismos parámetros que se usaron en los otros modelos teóricos (fangos negros). Se tomará un entorno de 2 veces la longitud del pilote de ancho y 3,5 veces de altura, tal y como recomiendan Lakhdar Salhi et al. (2013), con las fijaciones habituales.

Tabla 11. Tabla resumen de los parámetros geotécnicos de los fangos

PARÁMETRO	VALOR ESTIMADO
-----------	----------------

Límite líquido	48.10 %
Límite plástico	28.10%
$\%T_{200}$	74.3%
Humedad (w)	48.4 %
$N_{SPT}$	4 golpes
$q_u$	22.5 kPa
Ic (índice de consistencia)	0
Resistencia al corte sin drenaje (Cu)(*)	3 kPa
Cohesión efectiva (c')	11 kPa
Ángulo de rozamiento interno ( $\phi'$ )	18.1°
Peso específico sin saturar	17.7 kN/m <sup>3</sup>
Peso específico saturado	17.7 kN/m <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad (MPa)	1 MPa

(\*) Este valor se corresponde con el informe extraído del Muelle de Riotinto (el más cercano), ya que no casa con el valor de resistencia a compresión simple.

Según la recomendación de la GCOC, y en consonancia con los datos que se han extraído de la zona, se le va a asignar al suelo fangoso un módulo de deformación de 1 MPa. Posteriormente se hará un análisis de sensibilidad elevando el valor del mismo.

En cuanto a las cargas que se van a emplear en el modelado, se va a seguir la Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (Ministerio de Fomento, 2010), que recoge el tren de carga que un puente metálico debe soportar en su diseño.

Este tren de cargas supone que la carga estática producida por el peso de los vehículos ferroviarios sobre una vía se asimila a la del tren UIC71, aplicada en el eje de la vía y a nivel de su plano de rodadura. Se define por las acciones siguientes, actuando de forma simultánea:

- a) *Cuatro ejes de doscientos cincuenta kilonewton (250 kN) cada uno, separados longitudinalmente entre sí 1,6 m, en la posición más desfavorable para el elemento y efecto en estudio. En consecuencia, podrá eliminarse alguna de estas cargas, manteniendo las distancias entre las demás, si ello resultara más desfavorable.*
- b) *Una sobrecarga uniformemente repartida de ochenta kilonewton por metro lineal (80 kN/ml) extendida en una longitud y posición que sea más desfavorable para el elementos y efecto en estudio. Así podrá situarse por tramos discontinuos, si ello resultara más desfavorable.*

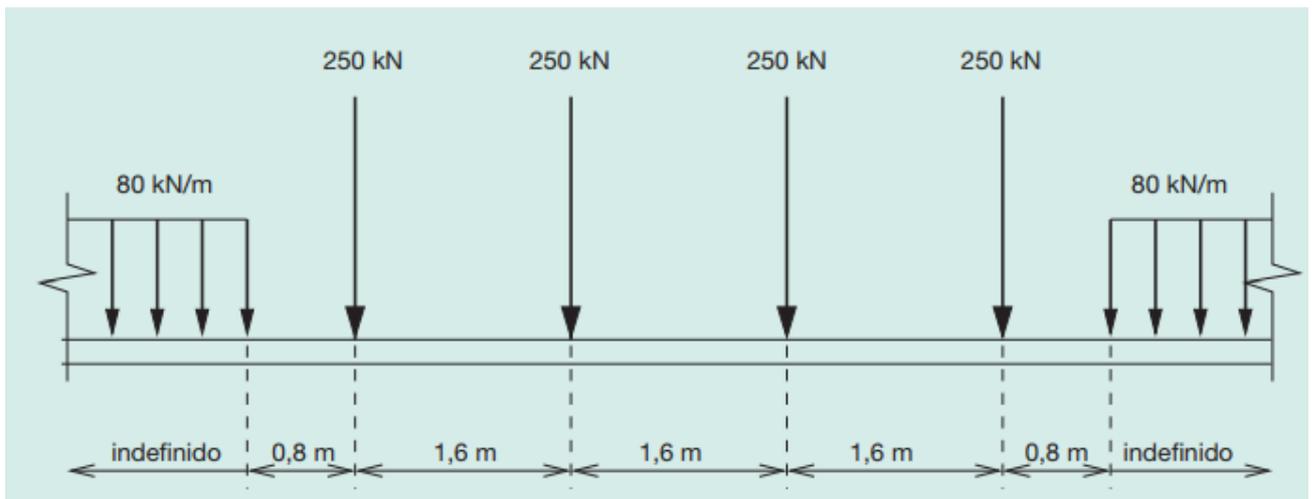


Figura 42. Tren de cargas UIC7

Siguiendo las directrices de la Instrucción, se deduce que la situación más desfavorable en el caso que nos ocupa es aquella en la que la carga queda centrada en el vano, entre las dos filas de pilotes. Se obtiene por tanto que la carga a aplicar sería:

$$Carga\ de\ cálculo\ (kN) = 250 \cdot 2 = 500\ kN$$

$$Carga\ de\ cálculo\ \left(\frac{kN}{m}\right) = \frac{500\ kN}{0.769\ (perímetro)} = 650.195 \approx 650\ kN/m$$

## 4.2. Características del material de fundición

Para poder definir el material de fundición se va a tomar la Instrucción de Puentes Metálicos de 1902 (Consejo de Obras Públicas, 1902), a sabiendas de que hoy en día los materiales están deteriorados y no tienen esas mismas características.

Tomando dicha referencia, se observa que el límite elástico proporcionado es de 22 kgf/mm<sup>2</sup>, lo que equivale a un total de 220 MPa.

Para poder determinar los demás parámetros que se precisan para los cálculos, se recurre a un catálogo de materiales de fundición (Fundiciones Funbarri Durango S.A., 2013), obteniéndose un coeficiente de Poisson de 0.26 y una densidad de 7.2 Tn/m<sup>3</sup>, lo que da lugar a un peso específico de 70.63 kN/m<sup>3</sup>.

## 4.3. Modelado en Plaxis2D

Para llevar a cabo el modelado de los pilotes, se recurre a la simetría tanto del fuste como de la hélice a través de elementos placa. Para representar esta simetría, PLAXIS cuenta con el modelo axisimétrico, de manera que el modelo geométrico comprende las mitades tanto del fuste como de la hélice. Para poder dar lugar a la simetría del fuste, se dejará un espacio entre el eje de simetría y el elemento placa, que deberá desactivarse en los cálculos y modificarse como clúster seco. Además, se creará una interfaz en el contacto entre suelo y pilote, para definir ese sector de suelo alterado que se crea en la instalación de los pilotes.

Se puede observar a continuación una tabla resumen de las características mecánicas que se van a emplear en el modelado:

Tabla 12. Características mecánicas de la fundición

### PARÁMETROS DE LOS MATERIALES

<b>FUNDICIÓN</b>			
<b>E</b>	MODULO DE ELASTICIDAD	220	Mpa
<b>v</b>	COEFICIENTE DE POISSON	0,26	
<b>ρ</b>	DENSIDAD	7200	KG/M3
<b>γ</b>	PESO ESPECÍFICO	70,632	kN/M3

A partir de estos datos, se calculan las áreas y las inercias conforme a un pilote de sección hueca de diámetro 0.254 m y 0.025 m de espesor y una placa con las características de las distintas hélices. Se adjuntan en la siguiente tabla los parámetros que se van a emplear en los modelos, diferenciando entre el material que compondrá el fuste y el que compondrá la hélice.

Tabla 13. Propiedades de cada parte del pilote con diámetro 1.67 m aplicadas en PLAXIS 2D

ZONA DE APLICACIÓN	PROPIEDAD	VALOR
HÉLICE	EA	1.87e4 kN/m
	EI	4453.041 kNm <sup>2</sup> /m
	d	1.67 m
	v	0.26
FUSTE	EA	2086.41 kN/m
	EI	15.251 kNm <sup>2</sup> /m
	d	0.254
	v	0.26

Sabemos que los cálculos son acertados porque el parámetro  $d$  que indicaría el ancho de la placa coincide con los diámetros, tanto del fuste como de la hélice.

Para poder describir correctamente el comportamiento de cada una de las partes que forman el modelo (Suelo, pilote e interfaz), se deben estudiar por separado los modelos matemáticos más apropiados para cada caso.

Para modelar el comportamiento del suelo, se empleará el modelo elasto-plástico perfecto de Mohr-Coulomb. Este modelo es considerado una aproximación de primero orden al comportamiento no lineal del suelo. Es un modelo isotrópico desarrollado a partir de la ley de Hooke.

A la hora de emplear este tipo de modelos, se debe tener en cuenta que no representa el comportamiento elasto-plástico progresivo, sino que es un modelo elástico y luego plástico perfecto. La diferencia entre un concepto y otro se puede observar en las figuras que se muestran a continuación. (Nieto, y otros, 2009):

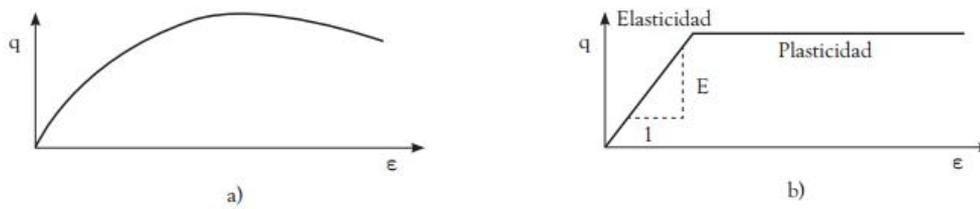


Figura 1. a) Respuesta experimental del suelo en ensayos triaxiales drenados b) Formulación básica del modelo elastoplástico perfecto (Mohr-Coulomb)

Figura 43. Representaciones gráficas de los modelos de comportamiento de los suelos

El modelo de Mohr-Coulomb puede definirse a partir de cinco parámetros:

- Módulo de Elasticidad (E)
- Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) siendo el valor de  $\nu$  entre 0 y 0,5 como máximo.
- Ángulo de rozamiento interno ( $\phi$ ), que hace referencia a la medida de la resistencia cortante debida a la fricción mecánica directa entre las partículas del suelo.
- Cohesión (c), expresa la medida de las fuerzas que cementan las partículas del suelo.
- Ángulo de dilatación ( $\psi$ ), afecta en gran parte a las deformaciones unitarias volumétricas. Puede tomarse su valor como:

$$\psi = \phi' - 30 \quad \text{para } \phi' > 30$$

$$\psi = 0 \quad \text{para } \phi' < 30$$

En lo que se refiere al comportamiento del suelo se supondrá no drenado porque las cargas que actúan sobre el muelle producirán esa respuesta en las presiones intersticiales que podría esperarse en un suelo como el que estamos tratando.

Para definir el comportamiento del pilote se empleará un modelo elástico lineal, aquel que contempla que las tensiones y las deformaciones están relacionadas linealmente a través de la ecuación constitutiva:

$$\sigma_{ij} = \sum_{k,l} C_{ijkl} \epsilon_{kl}$$

Por último, el comportamiento de la interfaz suelo-pilote se define también a través de modelo de Mohr-Coulomb.

Una vez definidos los modelos, habiendo introducido las características de cada una de las zonas, se definen las condiciones iniciales del modelo:

- Por un lado, los esfuerzos iniciales son debidos al peso de las capas de suelo, definidos según:

$$\sigma_{h,0} = K_0 \cdot \sigma'_{v,0}$$

Donde Plaxis toma para el modelo de Mohr-Coulomb el valor de  $k_0$  de la fórmula de Jacky ( $k_0 = 1 - \sin \phi'$ ).

- Por otro lado, las presiones hidrostáticas se generan en toda la geometría de acuerdo al nivel freático definido, tomando 10 kN/m<sup>3</sup> de peso específico para el agua.
- En lo referido a las condiciones de contorno, al colocar las fijaciones normales, se está tomando que:
  - Los contornos verticales del modelo con dirección normal a la x son fijos en la dirección x ( $u_x = 0$ ) y libres en la dirección y.
  - El contorno inferior es fijo en todas las direcciones ( $u_x = u_y = 0$ ).
  - El contorno superior tiene la condición de ser libre en todas las direcciones.

Una vez que se han definido todas las condiciones iniciales de contorno y geometría, se genera la malla que PLAXIS permite crear de forma automática. Para ello, el programa crea un elemento con 15 nodos de forma triangular, para poder proporcionar mayor precisión en los desplazamientos y deformaciones. Esta malla supone la base del método de los Elementos Finitos, que, si bien en concepto no es difícil de entender, a la hora de calcular un modelo con gran cantidad de elementos puede convertirse en una tarea compleja.

Explicado a “*grosso modo*”, el método de los Elementos Finitos divide los dominios a analizar (el pilote y la porción de suelo correspondiente en este caso) en elementos formados por un número de nodos determinado, cuyos desplazamientos se pueden determinar a partir de un sistema de ecuaciones que responde a la relación:

$$f = K \cdot u$$

Donde  $f$  es el vector de fuerzas o solicitaciones aplicadas en los nodos,  $K$  es la matriz de rigidez de los elementos, que responde sólo a la geometría de los mismos, y  $u$  es el vector de desplazamientos provocados por  $f$ , que es la incógnita.

Este sistema de ecuaciones se puede obtener a través de la forma débil de las ecuaciones diferenciales de comportamiento, discretizando el dominio, y empleando lo que se conoce como Puntos de Gauss para poder aproximar una solución que en un primer momento se define como infinita. Mediante este proceso es posible obtener soluciones finitas y con aproximaciones de calidad.

Se puede observar como PLAXIS hace automáticamente un refinamiento de la malla en el entorno del pilote, como en la siguiente figura:

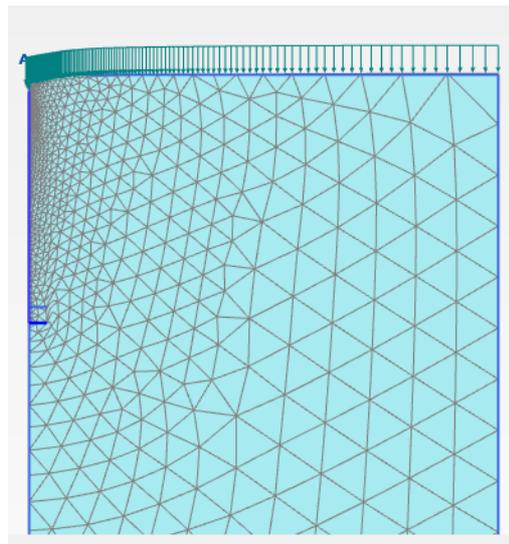


Figura 44. Malla obtenida en PLAXIS

Este refinamiento permite obtener una mayor precisión en este entorno en lo que se refiere a los desplazamientos y las tensiones a las que están sometidos los elementos.

Una vez ejecutada la malla, se procede a realizar los cálculos mediante tres fases:

1. Sólo se tienen en cuenta las cargas provocadas por la presencia del agua y por el mismo peso del suelo.
2. Construcción del pilote activando los elementos que lo componen.
3. Se añade la carga que soportaría el pilote, además de las que ya existían en la fase anterior.

El programa ejecuta un proceso iterativo hasta que el error es menor que el que se le haya indicado, en este caso, el que PLAXIS tiene por defecto. En caso de que no haya convergencia o que los pasos de carga sean insuficientes se variarán los parámetros oportunamente.

#### 4.4. Resultados

Una vez que se han realizado todos los pasos indicados anteriormente, para una mejor distribución de este

documento se ha creado un anexo (ANEXO 2) con todas las capturas y demás resultados obtenidos de PLAXIS, al que se irá haciendo referencia a lo largo de este punto.

Para una mejor comprensión de la composición de curvas carga-asiento para cada tipo de pilote, se debe interpretar de forma que en la que se observen los mayores asientos (la menor pendiente) será aquella con menor módulo resistente, y desde ahí aumentando el módulo, aumenta la pendiente.

Para cada uno de los tipos de pilote establecidos, se han realizado 5 modelos diferentes, nombrados mediante dos números: el primero se corresponde al tipo de pilote y el segundo al modelo. Se adjunta a continuación una tabla resumen con los datos obtenidos para cada uno de los modelos.

Al analizar las cargas de hundimiento, se observa que no se comporta como lo haría un modelo de pilote básico, si no que la carga sigue aumentando y el asiento llega a valores del orden de las decenas de metros. Lógicamente, la realidad no sucede de esta manera, por lo que se limitará el asiento conforme a lo que se refleja en la Instrucción de Puentes Metálicos (L/500). Este primer valor es demasiado restrictivo por lo que tomaremos el asiento para el cual se produce el hundimiento como:

$$u_{\text{hundimiento}} = \frac{\text{Ancho de influencia (3.048 m)}}{250} = 12.192 \text{ mm} \approx 2 \text{ cm}$$

Tomaremos el valor de 1 pulgada (1 in=2,54 cm) ya que, al ser una construcción de origen inglés, es apropiado el empleo de sus medidas.

Tabla 14. Resultados obtenidos de PLAXIS

PILOTE TIPO 1	E (Mpa)	ÁNGULO DE ROZ. (°)	COHESIÓN (kPa)	CARGA DE HUNDIMIENTO (2.54 cm)(kN/m)
MODELO 1.1	1	18,1	11	24.7
MODELO 1.2	3	18,1	11	30.55
MODELO 1.3	5	18,1	11	35.1
MODELO 1.4	7	18,1	11	38.35
MODELO 1.5	9	18,1	11	40.1
PILOTE TIPO 2	E (Mpa)	ÁNGULO DE ROZ. (°)	COHESIÓN (kPa)	CARGA DE HUNDIMIENTO (2.54 cm) (kN/m)
MODELO 2.1	1	18,1	11	26
MODELO 2.2	3	18,1	11	33.8
MODELO 2.3	5	18,1	11	42.9
MODELO 2.4	7	18,1	11	48.1
MODELO 2.5	9	18,1	11	52

Tal y como se observa en la tabla 15, para realizar los modelos se han variado el módulo de elasticidad. Las variaciones se han realizado de dos en dos unidades para que no haya grandes cambios. En los Modelos de Mohr-Coulomb tanto el ángulo de rozamiento interno como la cohesión son esenciales, pero se han hecho los cálculos manteniendo ambos valores constantes. Aunque es obvio que son parámetros con influencia en los modelos, sería necesaria una variación mucho más amplia que en el caso del Módulo de Elasticidad, y por tanto no son de aplicación en este análisis que precisa cambios pequeños en sus propiedades.

Si se observan los resultados se pueden obtener varias conclusiones en cuanto a las cargas de hundimiento y los asientos obtenidos y reflejados en la siguiente gráfica.

- Se observa que como era de esperar, el pilote que desarrolla valores resistentes mayores es aquel que a igual de condiciones geométricas tiene un empotramiento mayor.
- Las cargas de hundimiento se sitúan entre los 25 kN/m y los 53 kN/m, que traducido a kN tomarían unos valores de 19,225 y 40,757 kN.

- Si se observan las imágenes de los desplazamientos en los modelos 1.1 y 2.1 es perfectamente apreciable el sector de terreno que se arrastra en el movimiento justo por encima de la hélice, representando esa longitud efectiva del fuste de la que hablan los modelos analíticos. La altura de la cuña de terreno es aproximadamente un diámetro de la hélice, ocupando una parte de fuste que no trabajará a compresión en la resistencia aportada por el fuste.
- Las tensiones mayores se localizan en el entorno de la hélice, pues será la responsable de la mayor parte de la resistencia.
- En cuanto a los puntos plásticos, al tener los pilotes un desplazamiento infinito por ser un terreno de capacidad portante mínima, se distribuyen en torno al fuste, en lugar de en torno a la hélice. Sería lógico que se localizaran en torno a la hélice por ser ésta la principal responsable de la resistencia a compresión.
- Las curvas desplazamiento- carga permiten apreciar como bajo la aplicación de cargas, el pilote se hundirá sin ningún impedimento en el terreno modelado. La limitación en los asientos tomadas sitúa la carga de hundimiento prácticamente en el inicio de las curvas.

La conclusión final de este modelado es que el terreno sobre el que descansan los pilotes presenta unas características que no soportan en ninguna de los casos aquella carga tomada a partir del UIC71. De hecho sólo suponen el **8% de la carga de hundimiento** que se supone que debería aguantar el muelle según la Instrucción. Esto supondría que el Muelle no podría mantenerse y por lo tanto se puede intuir que los parámetros no se corresponden con la realidad, ya que actualmente se encuentra en pie.

## 5 COMPARACIÓN ENTRE LOS MÉTODOS DE CÁLCULO Y CONCLUSIONES FINALES

*“No dejaremos de explorar y al final de nuestra búsqueda llegaremos a donde empezamos y conoceremos por primera vez el lugar.”*

*-T.S. Eliot -*

Una vez que se han resuelto los modelos y realizado las correspondientes indagaciones en la bibliografía, se concluye que:

- El estado ruinoso del Muelle de Tharsis es evidente a simple vista, y en ningún caso está tratado como un Bien de Interés Cultural. Siendo una estructura del siglo XVIII debería haber sido conservado de una forma más rigurosa, estudiándolo y catalogándolo a fondo; su restauración debería haber llegado hace años. Aun así, luce orgulloso en la bahía como seña de los tiempos mineros pasados de Huelva.
- En lo referido al uso de este tipo de pilotes, se empleó principalmente en obras marítimas por su excelente comportamiento en el tipo de terreno que suele poseer una bahía, puerto o desembocadura. Hoy en día su uso ha quedado muy restringido, y es especialmente empleado en torres eléctricas.
- Tras realizar los cálculos por los dos métodos analíticos expuestos en este trabajo (“*Cylindrical Shear Method*” e “*Individual Bearing Method*”), se extrae que el modelo que mejor se adapta al Muelle de Tharsis será el “*Individual Bearing Method*”, por ser éste el único de los dos cuyos cálculos parten de un pilote de una sola hélice, como los que se encuentran en Tharsis.
- Los valores que proporciona el modelo basado en el Método de los Elementos Finitos es considerablemente menor al que proporciona el “*Individual Bearing Method*”.
- Si se observan los valores que se han obtenido para el “*Individual Bearing Method*” reducido (sin contar el peso de las tierras en las hélices), los valores que se obtienen son mucho más similares a los que se han obtenido mediante el Método de los Elementos Finitos.

Tabla 15 . Comparativa entre los diferentes resultados obtenidos

Tipo de Pilote	MEF	IBM	IBM (Reducido)
Diámetro de hélice: 1.67 m Longitud de empotramiento: 10.98	30.83 kN	188.76 kN	58.07 kN
Diámetro de hélice: 1.67 m Longitud de empotramiento: 13.82	39.98 kN	228.40 kN	63.33 kN

- En vista de los valores obtenidos, para un primer predimensionamiento de este tipo de pilotes, sería válido el uso del Método analítico “*Individual Bearing Method*”, aunque tal y como se ha comentado, los valores más cercanos, desprecian el peso de las tierras sobre la hélice.
- Se comprueba que, tal y como proponían los métodos analíticos, la cuña de tierra que queda encima de la hélice se moviliza con ella como un sólido rígido, con una altura aproximada equivalente al diámetro de la hélice, reafirmando las referencias bibliográficas comentadas.

Como conclusión final, queda comprobado que, en base a los valores obtenidos de los modelos realizados, no es posible que las hipótesis tomadas sean correctas. Es decir, el terreno que se ha tomado a partir de los estudios existentes no permitiría bajo ningún concepto que una estructura como el Muelle de Tharsis pudiese estar en pie. Por tanto, pueden suceder dos situaciones:

- El Muelle se encuentra apoyado sobre una barra de arenas, en la que los pilotes pueden desarrollar la resistencia al hundimiento suficiente para que no se produzca el colapso.
- Las dimensiones de los pilotes extraídas de los proyectos originales tanto del Muelle como de su ampliación no son correctas o fueron modificadas en el momento de la puesta en obra.

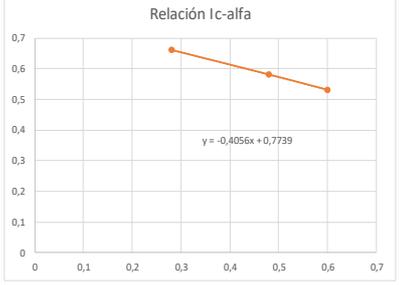
Para averiguar que situación será la correcta, deberán realizarse las pruebas y sondeos necesarios en la zona.

# ANEXO 1: RESULTADOS DE LOS MÉTODOS ANALÍTICOS

## Cylindrical Shear Method

Caso 1: diámetro de hélice de 1,50 m y 13.82 m de longitud de empotramiento.

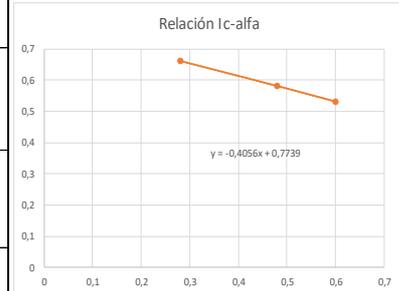
Tabla 16. CSM pilote tipo 1

CYLINDRICAL SHEAR METHOD						
PARÁMETROS DE CÁLCULO						
Parámetro	Definición	Valor	Parámetro	Definición	Valor	CÁLCULO DE Qhélice
H	Profundidad de empotramiento del pilote desde la parte superior de la hélice	13,82	Nu	Factor de carga de vuelco para suelos cohesivos	11,06	$Q_{hélice} = S_f(\pi D L_c) C_u$
				$N_u = 1,2 \left(\frac{H}{D}\right) \leq 9$		S Espaciamiento entre las hélices 0
D	Diámetro de la hélice	1,50	$\phi$	Ángulo de fricción interna del suelo	18,1	Sf Factor del ratio de espaciamiento
d	Diámetro del fuste	0,25	HI	Profundidad de la hélice más alta	13,82	$S_f = 1.0$ for $SR \leq 1.5$ $S_f = 0.863 + 0.069(3.5 - SR)$ for $1.5 \leq SR \leq 3.5$ $S_f = 0.700 + 0.148(4.6 - SR)$ for $3.5 \leq SR \leq 4.6$
Hef	Longitud efectiva sobre la parte superior de la hélice	12,32	Qc	RESISTENCIA ÚLTIMA A COMPRESIÓN	67,96	SR Ratio de espaciamiento
	$H_{eff} = H - D$					SR=S/D 0
$\alpha$	Factor de adhesión	0,78	Qhélice	Resistencia a cortante movilizada alrededor de la superficie de fallo cilíndrica	12,06	Sf 0,7
						Qc = $Q_{hélice} + Q_{hundimiento} + Q_{fuste}$
Cu	Resistencia al corte sin drenaje	3,00	Qhundimiento	Resistencia al hundimiento bajo cargas de compresión	32,92	$Q_{hundimiento} = A_h C_u N_c$
	$C_u = q_u/2$					CÁLCULO DE Qfuste
$\gamma'$	Peso específico	7,68	Qfuste	Resistencia a lo largo del fuste de acero	22,97	$Q_{fuste} = \pi d H_{eff} \alpha C_u$
						$\alpha$ 0,66
Nc	Factor de carga de hundimiento para suelos no cohesivos	9,00	Ah	Área de la hélice	1,22	Ic 0,28
	9			$A_h = \pi \left(\frac{D-d}{2}\right)^2$		0,48
Lc	Distancia entre la parte superior y la inferior de las hélices (altura del cilindro)	1,22	L	Longitud del pilote	18,19	Relación Ic-alfa
qu	Resistencia a compresión simple	6,00	Indice de consistencia	$I_c = (W_L - h)/(W_L - W_P)$	-0,01	
WL	Límite líquido(%)	48,10	WP	Límite plástico (%)	24,10	Ecuación alfa=-0,4056Ic+0,7739
h	Humedad natural (%)	48,40	LF	Longitud del fuste	16,97	alpha 0,77897
Nq	Factor de capacidad de carga	9,00	fD	Factor adimensional	0,92	
	9			$f_D = 1 - \frac{1}{3} D \geq \frac{2}{3}$		

Caso 2: diámetro de la hélice de 1.50 m y longitud de empotramiento de 10.98 m.

Tabla 17. CSM pilote tipo 2

CYLINDRICAL SHEAR METHOD						
PARÁMETROS DE CÁLCULO						
Parámetro	Definición	Valor	Parámetro	Definición	Valor	CÁLCULO DE Qhélice
H	Profundidad de empotramiento del pilote desde la parte superior de la hélice	10,98	Nu	Factor de carga de vuelco para suelos cohesivos	8,78	$Q_{hélice} = S_f(\pi DL_c)C_u$
				$N_u = 1,2\left(\frac{H}{D}\right) \leq 9$		S Espaciamiento entre las hélices 0
D	Diámetro de la hélice	1,50	$\phi$	Ángulo de fricción interna del suelo	18,1	Sf Factor del ratio de espaciamiento
d	Diámetro del fuste	0,25	HI	Profundidad de la hélice más alta	10,98	$S_f = 1.0$ for $SR \leq 1.5$ $S_f = 0.863 + 0.069(3.5 - SR)$ for $1.5 \leq SR \leq 3.5$ $S_f = 0.700 + 0.148(4.6 - SR)$ for $3.5 \leq SR \leq 4.6$
Hef	Longitud efectiva sobre la parte superior de la hélice	9,48	Qc	RESISTENCIA ÚLTIMA A COMPRESIÓN	62,66	SR Ratio de espaciamiento
						SR=S/D 0
$H_{eff} = H - D$						Sf 0,7
$\alpha$	Factor de adhesión	0,78	Qhélice	Resistencia a cortante movilizada alrededor de la superficie de fallo cilíndrica	12,06	CÁLCULO DE Qhundimiento
Cu	Resistencia al corte sin drenaje	3,00	Qhundimiento	Resistencia al hundimiento bajo cargas de compresión	32,92	$Q_{hundimiento} = A_h C_u N_c$
	$C_u = q_u/2$					CÁLCULO DE Qfuste
$\gamma'$	Peso específico	7,68	Qfuste	Resistencia a lo largo del fuste de acero	17,68	$Q_{fuste} = \pi d H_{eff} \alpha C_u$
Nc	Factor de carga de hundimiento para suelos no cohesivos	9,00	Ah	Área de la hélice	1,22	$\alpha$ 0,66
						9
Lc	Distancia entre la parte superior y la inferior de las hélices (altura del cilindro)	1,22	L	Longitud del pilote	15,35	0,58
qu	Resistencia a compresión simple	6,00	Indice de consistencia	$I_c = (W_L - h)/(W_L - W_p)$	-0,01	0,53
WL	Límite líquido(%)	48,10	WP	Límite plástico (%)	24,10	0,6
h	Humedad natural (%)	48,40	LF	Longitud del fuste	14,13	
Nq	Factor de capacidad de carga	9,00	fD	Factor adimensional	0,92	Ecuación $\alpha = -0,4056I_c + 0,7739$
						9



Caso 3: diámetro de la hélice de 1.67 m y longitud de empotramiento de 13.82 m.

Tabla 18. CSM pilote tipo 3

CYLINDRICAL SHEAR METHOD							
PARÁMETROS DE CÁLCULO							
Parámetro	Definición	Valor	Parámetro	Definición	Valor	CÁLCULO DE Qhélice	
H	Profundidad de empotramiento del pilote desde la parte superior de la hélice	13,82	Nu	Factor de carga de vuelco para suelos cohesivos	9,93	$Q_{hélice} = S_f(\pi DL_c)C_u$	
				$N_u = 1,2\left(\frac{H}{D}\right) \leq 9$		S      Espaciamiento entre las hélices      0 Sf      Factor del ratio de espaciamiento	
D	Diámetro de la hélice	1,67	φ	Ángulo de fricción interna del suelo	18,1	$S_f = 1.0$ for $SR \leq 1.5$ $S_f = 0.863 + 0.069(3.5 - SR)$ for $1.5 \leq SR \leq 3.5$ $S_f = 0.700 + 0.148(4.6 - SR)$ for $3.5 \leq SR \leq 4.6$	
d	Diámetro del fuste	0,25	HI	Profundidad de la hélice más alta	13,82	SR      Ratio de espaciamiento	
Hef	Longitud efectiva sobre la parte superior de la hélice	12,15	Qc	<b>RESISTENCIA ÚLTIMA A COMPRESIÓN</b>	78,61	SR=S/D      0 Sf      0,7	
	$H_{eff} = H - D$			$Q_c = Q_{hélice} + Q_{hundimiento} + Q_{fuste}$		<b>CÁLCULO DE Qhundimiento</b>	
α	Factor de adhesión	0,78	Qhélice	Resistencia a cortante movilizada alrededor de la superficie de fallo cilíndrica	13,43	$Q_{hundimiento} = A_h C_u N_c$	
Cu	Resistencia al corte sin drenaje	3,00	Qhundimiento	Resistencia al hundimiento bajo cargas de compresión	42,52	<b>CÁLCULO DE Qfuste</b>	
	$C_u = q_u/2$			$Q_{fuste} = \pi d H_{eff} \alpha C_u$			
γ'	Peso específico	7,68	Qfuste	Resistencia a lo largo del fuste de acero	22,66	α      0,66      0,58      0,53 Ic      0,28      0,48      0,6	
Nc	Factor de carga de hundimiento para suelos no cohesivos	9,00	Ah	Área de la hélice	1,57		
	9			$A_h = \pi \left(\frac{D-d}{2}\right)^2$			
Lc	Distancia entre la parte superior y la inferior de las hélices (altura del cilindro)	1,22	L	Longitud del pilote	18,19		
qu	Resistencia a compresión simple	6,00	Índice de consistencia	$I_c = (W_L - h)/(W_L - W_p)$	-0,01		
WL	Límite líquido(%)	48,10	WP	Límite plástico (%)	24,10		Ecuación      alfa=-0,4056Ic+0,7739 α      0,77897
h	Humedad natural (%)	48,40	LF	Longitud del fuste	16,97		
Nq	Factor de capacidad de carga	9,00	fd	Factor adimensional	0,92		
	9			$f_d = 1 - \frac{1}{3}D \geq \frac{2}{3}$			

Caso 4: diámetro de la hélice 1,67 m y longitud de empotramiento de 10.98 m.

Tabla 19. CSM pilote tipo 4

CYLINDRICAL SHEAR METHOD							
PARÁMETROS DE CÁLCULO							
Parámetro	Definición	Valor	Parámetro	Definición	Valor	CÁLCULO DE Qhélice	
H	Profundidad de empotramiento del pilote desde la parte superior de la hélice	10,98	Nu	Factor de carga de vuelco para suelos cohesivos	7,89	$Q_{hélice} = S_f(\pi DL_c)C_u$	
				$N_u = 1,2\left(\frac{H_1}{D}\right) \leq 9$		S Espaciamiento entre las hélices 0	
D	Diámetro de la hélice	1,67	$\phi$	Ángulo de fricción interna del suelo	18,1	Sf Factor del ratio de espaciamiento	
d	Diámetro del fuste	0,25	HI	Profundidad de la hélice más alta	10,98	$S_p = 1.0$ for $SR \leq 1.5$ $S_p = 0.863 + 0.069(3.5 - SR)$ for $1.5 \leq SR \leq 3.5$ $S_p = 0.700 + 0.148(4.6 - SR)$ for $3.5 \leq SR \leq 4.6$	
Hef	Longitud efectiva sobre la parte superior de la hélice	9,31	Qc	<b>RESISTENCIA ÚLTIMA A COMPRESIÓN</b>	73,31	SR Ratio de espaciamiento	
	$H_{eff} = H - D$			SR=S/D 0			
a	Factor de adhesión	0,78	Qhélice	Resistencia a cortante movilizada alrededor de la superficie de fallo cilíndrica	13,43	Sf 0,7	
Cu	Resistencia al corte sin drenaje	3,00	Qhundimiento	Resistencia al hundimiento bajo cargas de compresión	42,52	<b>CÁLCULO DE Qhundimiento</b>	
	$C_u = q_u/2$			$Q_c = Q_{hélice} + Q_{hundimiento} + Q_{fuste}$		$Q_{hundimiento} = A_h C_u N_c$	
$\gamma'$	Peso específico	7,68	Qfuste	Resistencia a lo largo del fuste de acero	17,36	<b>CÁLCULO DE Qfuste</b>	
Nc	Factor de carga de hundimiento para suelos no cohesivos	9,00	Ah	Área de la hélice	1,57	$Q_{fuste} = \pi d H_{eff} \alpha C_u$	
	9			$A_h = \pi \left(\frac{D-d}{2}\right)^2$		$\alpha$ 0,66    0,58    0,53	
Lc	Distancia entre la parte superior y la inferior de las hélices (altura del cilindro)	1,22	L	Longitud del pilote	15,35	Ic 0,28    0,48    0,6	
qu	Resistencia a compresión simple	6,00	Indice de consistencia	$I_c = (W_L - h)/(W_L - W_p)$	-0,01		
WL	Límite líquido(%)	48,10	WP	Límite plástico (%)	24,10	Ecuación alfa=-0,4056Ic+0,7739	
h	Humedad natural (%)	48,40	LF	Longitud del fuste	14,13	alpha 0,77897	
Nq	Factor de capacidad de carga	9,00	fd	Factor adimensional	0,92		
	9			$f_d = 1 - \frac{1}{3}D \geq \frac{2}{3}$			

## Individual Bearing Method

Caso 1: diámetro de la hélice de 1,50 m y longitud de empotramiento de 13.82 m

Tabla 20. IBM pilote tipo 1

INDIVIDUAL BEARING METHOD					
PARÁMETROS DE CÁLCULO					
Parámetro	Definición	Valor	Parámetro	Definición	Valor
H	Profundidad de empotramiento del pilote desde la parte superior de la hélice	13,82	N <sub>u</sub>	Factor de carga de vuelco para suelos cohesivos	11,06
				$N_u = 1,2 \left(\frac{H_1}{D}\right) \leq 9$	
D	Diámetro de la hélice	1,50	φ	Ángulo de fricción interna del suelo	18,10
d	Diámetro del fuste	0,25	H <sub>1</sub>	Profundidad de la hélice más alta	13,82
H <sub>eff</sub>	Longitud efectiva sobre la parte superior de la hélice	12,32	Q <sub>c</sub>	<b>RESISTENCIA ÚLTIMA A COMPRESIÓN</b>	<b>187,23</b>
	$H_{eff} = H - D$			$Q_c = Q_{hélice} + Q_{fuste}$	
α	Factor de adhesión	0,78	Q <sub>H</sub>	Resistencia aportada por cada plato de la hélice	148,29
				$Q_H = A_H(C_u N_c + \gamma' H)$	
C <sub>u</sub>	Resistencia al corte sin drenaje	3,00	Q <sub>F</sub>	Resistencia debida a la fricción por fuste	38,94
	$C_u = q_u/2$			$Q_{fuste} = P_s \alpha C_u L_f$	
γ'	Peso específico	7,68	P <sub>s</sub>	Perímetro del fuste del pilote	0,80
				$P_s = 2\pi \left(\frac{d}{2}\right)$	
N <sub>c</sub>	Factor de carga de hundimiento para suelos no cohesivos	9,00	A <sub>h</sub>	Área de la hélice	1,22
	9			$A_h = \pi \left(\frac{D-d}{2}\right)^2$	
L <sub>c</sub>	Distancia entre la parte superior y la inferior de las hélices (altura del cilindro)	1,22	L	Longitud del pilote	22,10
q <sub>u</sub>	Resistencia a compresión simple	6,00	Indice de consistencia	$I_c = (W_L - h)/(W_L - W_P)$	-0,01
W <sub>L</sub>	Límite líquido(%)	48,10	W <sub>P</sub>	Límite plástico (%)	24,10
h	Humedad natural (%)	48,40	L <sub>F</sub>	Longitud del fuste	20,88
N <sub>q</sub>	Factor de capacidad de carga	9,00	f <sub>D</sub>	Factor adimensional	0,92
	9			$f_D = 1 - \frac{1}{3} D \geq \frac{2}{3}$	

Caso 2: diámetro de la hélice de 1.50 m y longitud de empotramiento de 10.98 m

Tabla 21. IBM pilote tipo 2

INDIVIDUAL BEARING METHOD					
PARÁMETROS DE CÁLCULO					
Parámetro	Definición	Valor	Parámetro	Definición	Valor
<b>H</b>	Profundidad de empotramiento del pilote desde la parte superior de la hélice	10,98	<b>N<sub>u</sub></b>	Factor de carga de vuelco para suelos cohesivos	8,78
				$N_u = 1,2\left(\frac{H_1}{D}\right) \leq 9$	
<b>D</b>	Diámetro de la hélice	1,50	$\phi$	Ángulo de fricción interna del suelo	18,10
<b>d</b>	Diámetro del fuste	0,25	<b>H<sub>1</sub></b>	Profundidad de la hélice más alta	10,98
<b>H<sub>eff</sub></b>	Longitud efectiva sobre la parte superior de la hélice	9,48	<b>Q<sub>c</sub></b>	<b>RESISTENCIA ÚLTIMA A COMPRESIÓN</b>	<b>155,34</b>
	$H_{eff} = H - D$			$Q_c = Q_{hélice} + Q_{fuste}$	
<b>a</b>	Factor de adhesión	0,78	<b>Q<sub>H</sub></b>	Resistencia aportada por cada plato de la hélice	121,70
				$Q_H = A_H(C_u N_c + \gamma' H)$	
<b>C<sub>u</sub></b>	Resistencia al corte sin drenaje	3,00	<b>Q<sub>F</sub></b>	Resistencia debida a la fricción por fuste	33,64
	$C_u = q_u/2$			$Q_{fuste} = P_s \alpha C_u L_f$	
$\gamma'$	Peso específico	7,68	<b>P<sub>s</sub></b>	Perímetro del fuste del pilote	0,80
				$P_s = 2\pi\left(\frac{d}{2}\right)$	
<b>N<sub>c</sub></b>	Factor de carga de hundimiento para suelos no cohesivos	9,00	<b>A<sub>h</sub></b>	Área de la hélice	1,22
	9			$A_h = \pi\left(\frac{D-d}{2}\right)^2$	
<b>L<sub>c</sub></b>	Distancia entre la parte superior y la inferior de las hélices (altura del cilindro)	1,22	<b>L</b>	Longitud del pilote	19,26
<b>q<sub>u</sub></b>	Resistencia a compresión simple	6,00	<b>Índice de consistencia</b>	$I_c = (W_L - h)/(W_L - W_P)$	-0,01
<b>W<sub>L</sub></b>	Límite líquido(%)	48,10	<b>W<sub>P</sub></b>	Límite plástico (%)	24,10
<b>h</b>	Humedad natural (%)	48,40	<b>L<sub>F</sub></b>	Longitud del fuste	18,04
<b>N<sub>q</sub></b>	Factor de capacidad de carga	9,00	<b>f<sub>D</sub></b>	Factor adimensional	0,92
	9			$f_D = 1 - \frac{1}{3}D \geq \frac{2}{3}$	

Caso 3: diámetro de la hélice de 1.67 m y 13.92 m de longitud de empotramiento

Tabla 22. IBM pilote tipo 3

INDIVIDUAL BEARING METHOD					
PARÁMETROS DE CÁLCULO					
Parámetro	Definición	Valor	Parámetro	Definición	Valor
<b>H</b>	Profundidad de empotramiento del pilote desde la parte superior de la hélice	13,82	<b>N<sub>u</sub></b>	Factor de carga de vuelco para suelos cohesivos	9,93
				$N_u = 1,2\left(\frac{H_1}{D}\right) \leq 9$	
<b>D</b>	Díámetro de la hélice	1,67	$\phi$	Ángulo de fricción interna del suelo	18,10
<b>d</b>	Díámetro del fuste	0,25	<b>H<sub>1</sub></b>	Profundidad de la hélice más alta	13,82
<b>H<sub>eff</sub></b>	Longitud efectiva sobre la parte superior de la hélice	12,15	<b>Q<sub>c</sub></b>	<b>RESISTENCIA ÚLTIMA A COMPRESIÓN</b>	<b>228,40</b>
	$H_{eff} = H - D$			$Q_c = Q_{hélice} + Q_{fuste}$	
<b>α</b>	Factor de adhesión	0,78	<b>Q<sub>H</sub></b>	Resistencia aportada por cada plato de la hélice	189,46
				$Q_H = A_H(C_u N_c + \gamma' H)$	
<b>C<sub>u</sub></b>	Resistencia al corte sin drenaje	3,00	<b>Q<sub>F</sub></b>	Resistencia debida a la fricción por fuste	38,94
	$C_u = q_u/2$			$Q_{fuste} = P_s \alpha C_u L_f$	
<b>γ'</b>	Peso específico	7,68	<b>P<sub>s</sub></b>	Perímetro del fuste del pilote	0,80
				$P_s = 2\pi\left(\frac{d}{2}\right)$	
<b>N<sub>c</sub></b>	Factor de carga de hundimiento para suelos no cohesivos	9,00	<b>A<sub>h</sub></b>	Área de la hélice	1,57
	9			$A_h = \pi\left(\frac{D-d}{2}\right)^2$	
<b>L<sub>c</sub></b>	Distancia entre la parte superior y la inferior de las hélices (altura del cilindro)	1,22	<b>L</b>	Longitud del pilote	22,10
<b>q<sub>u</sub></b>	Resistencia a compresión simple	6,00	<b>Índice de consistencia</b>	$I_c = (W_L - h)/(W_L - W_P)$	-0,01
<b>W<sub>L</sub></b>	Límite líquido(%)	48,10	<b>W<sub>P</sub></b>	Límite plástico (%)	24,10
<b>h</b>	Humedad natural (%)	48,40	<b>L<sub>F</sub></b>	Longitud del fuste	20,88
<b>N<sub>q</sub></b>	Factor de capacidad de carga	9,00	<b>f<sub>D</sub></b>	Factor adimensional	0,92
	9			$f_D = 1 - \frac{1}{3}D \geq \frac{2}{3}$	

Caso 4: diámetro de la hélice de 1.67 m y longitud de empotramiento de 10.98 m.

Tabla 23. IBM pilote tipo 4

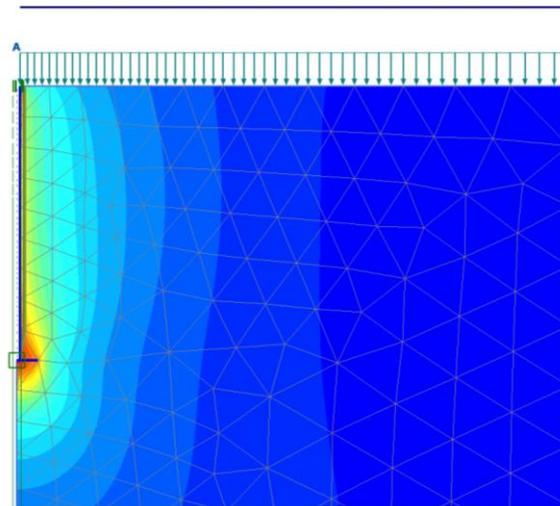
INDIVIDUAL BEARING METHOD					
PARÁMETROS DE CÁLCULO					
Parámetro	Definición	Valor	Parámetro	Definición	Valor
<b>H</b>	Profundidad de empotramiento del pilote desde la parte superior de la hélice	10,98	<b>N<sub>u</sub></b>	Factor de carga de vuelo para suelos cohesivos	7,89
				$N_u = 1,2\left(\frac{H_1}{D}\right) \leq 9$	
<b>D</b>	Diámetro de la hélice	1,67	$\phi$	Ángulo de fricción interna del suelo	18,10
<b>d</b>	Diámetro del fuste	0,25	<b>H<sub>1</sub></b>	Profundidad de la hélice más alta	10,98
<b>H<sub>eff</sub></b>	Longitud efectiva sobre la parte superior de la hélice	9,31	<b>Q<sub>c</sub></b>	<b>RESISTENCIA ÚLTIMA A COMPRESIÓN</b>	<b>188,76</b>
	$H_{eff} = H - D$			$Q_c = Q_{hélice} + Q_{fuste}$	
<b>a</b>	Factor de adhesión	0,78	<b>Q<sub>H</sub></b>	Resistencia aportada por cada plato de la hélice	155,12
				$Q_H = A_H(C_u N_c + \gamma' H)$	
<b>C<sub>u</sub></b>	Resistencia al corte sin drenaje	3,00	<b>Q<sub>F</sub></b>	Resistencia debida a la fricción por fuste	33,64
	$C_u = q_u/2$			$Q_{fuste} = P_s \alpha C_u L_f$	
$\gamma'$	Peso específico	7,68	<b>P<sub>s</sub></b>	Perímetro del fuste del pilote	0,80
				$P_s = 2\pi\left(\frac{d}{2}\right)$	
<b>N<sub>c</sub></b>	Factor de carga de hundimiento para suelos no cohesivos	9,00	<b>A<sub>h</sub></b>	Área de la hélice	1,57
	9			$A_h = \pi\left(\frac{D-d}{2}\right)^2$	
<b>L<sub>c</sub></b>	Distancia entre la parte superior y la inferior de las hélices (altura del cilindro)	1,22	<b>L</b>	Longitud del pilote	19,26
<b>q<sub>u</sub></b>	Resistencia a compresión simple	6,00	<b>Índice de consistencia</b>	$I_c = (W_L - h)/(W_L - W_P)$	-0,01
<b>W<sub>L</sub></b>	Límite líquido(%)	48,10	<b>W<sub>P</sub></b>	Límite plástico (%)	24,10
<b>h</b>	Humedad natural (%)	48,40	<b>L<sub>F</sub></b>	Longitud del fuste	18,04
<b>N<sub>q</sub></b>	Factor de capacidad de carga	9,00	<b>f<sub>D</sub></b>	Factor adimensional	0,92
	9			$f_D = 1 - \frac{1}{3}D \geq \frac{2}{3}$	

# ANEXO 2: RESULTADOS OBTENIDOS DE PLAXIS

PILOTE TIPO 1: LONGITUD DE EMPOTRAMIENTO 10.98 m Y DIÁMETRO DE HÉLICE 1.67 m

MODELO 1.1: E= 1 MPa

DESPLAZAMIENTOS TOTALES EN LA DIRECCIÓN VERTICAL ( $U_y$ )



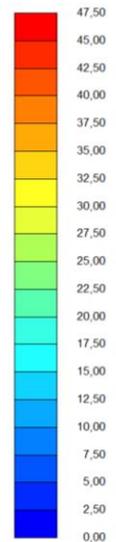
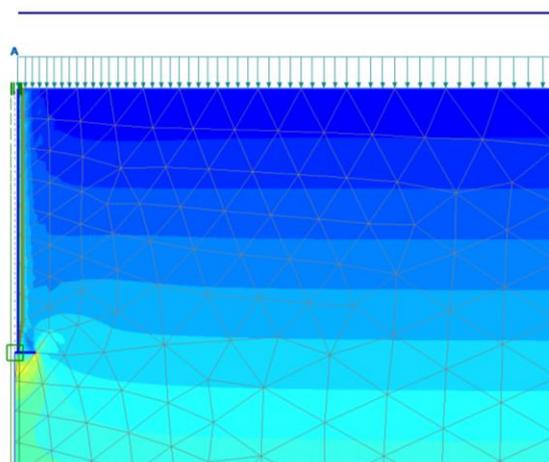
Desplazamientos totales  $u_y$

Valor máximo =  $2,763 \cdot 10^{-3}$  m (Elemento 80 en Nodo 1785)

Valor mínimo = -0,07191 m (Elemento 21 en Nodo 585)

Figura 45. Desplazamientos Modelo 1.1

TENSIONES MOVILIZADAS ( $\text{kN/m}^2$ )



Resistencia cortante movilizada  $\tau_{mob}$

Valor máximo = 45,97  $\text{kN/m}^2$  (Elemento 39 en Nodo 3089)

Valor mínimo = 0,1259  $\text{kN/m}^2$  (Elemento 38 en Nodo 1367)

Figura 46. Tensiones movilizadas Modelo 1.1

PUNTOS PLÁSTICOS Y PUNTOS DE TENSIÓN DE CORTE

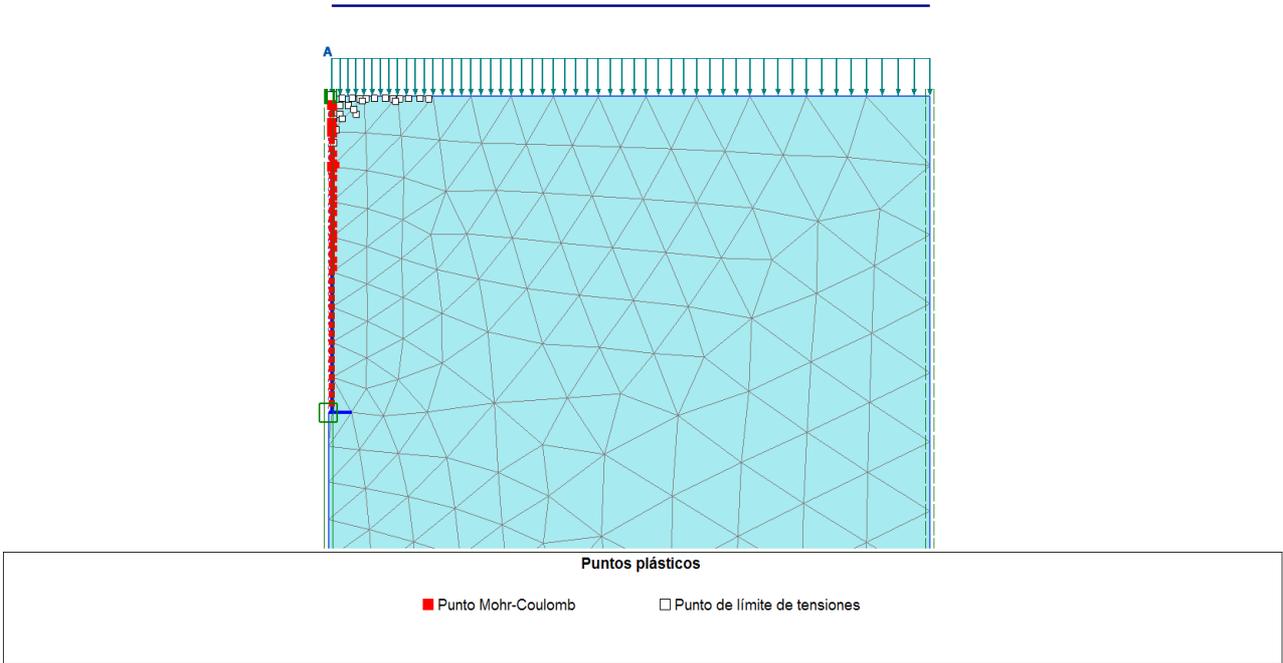


Figura 47. Puntos plásticos Modelo 1.1

CURVA CARGA-ASIENTO

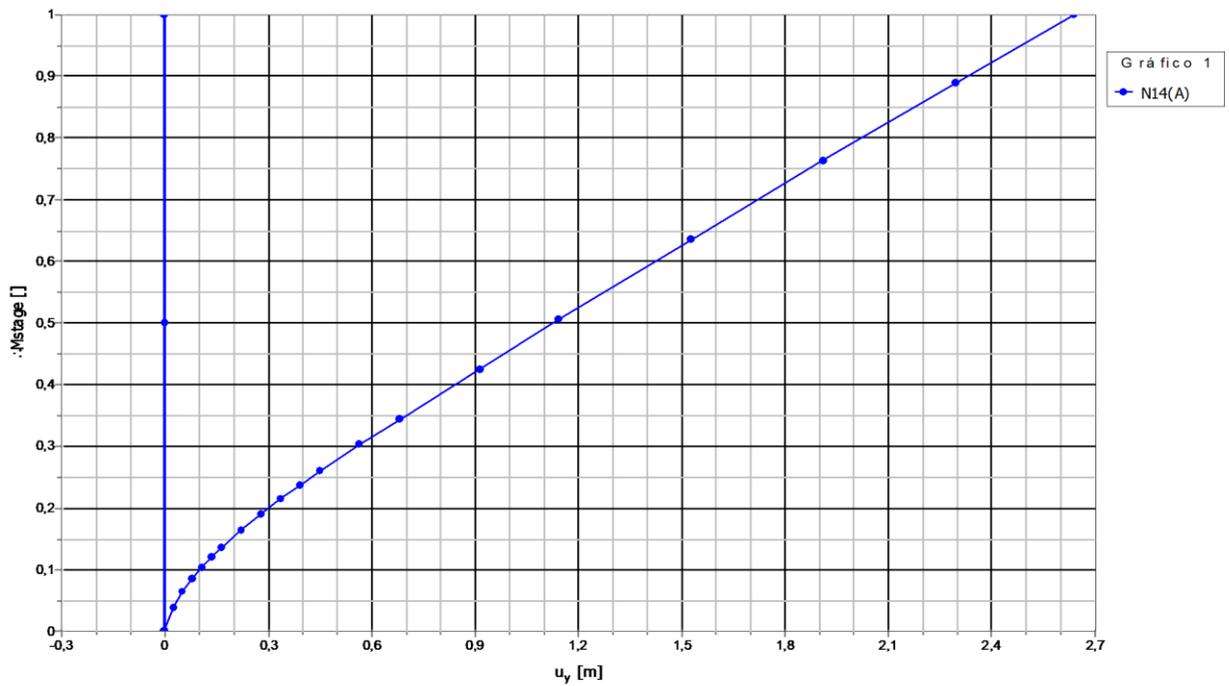
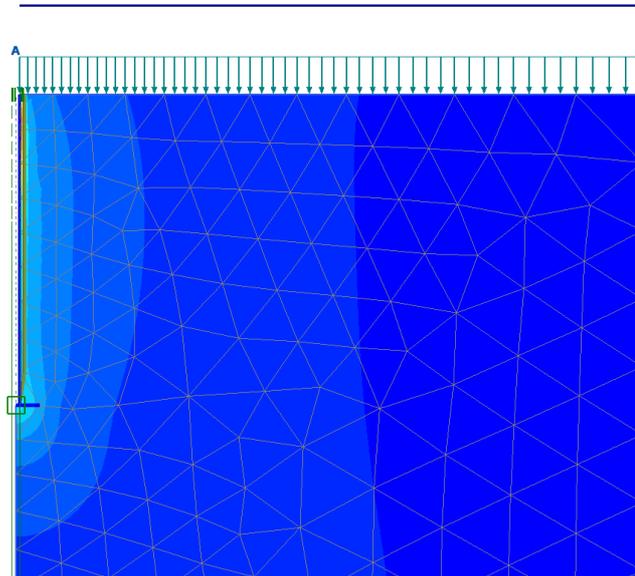


Figura 48. Curva carga-asiento Modelo 1.1

**MODELO 1.2: E= 3 MPa**

**DESPLAZAMIENTOS TOTALES EN LA DIRECCIÓN VERTICAL ( $U_y$ )**



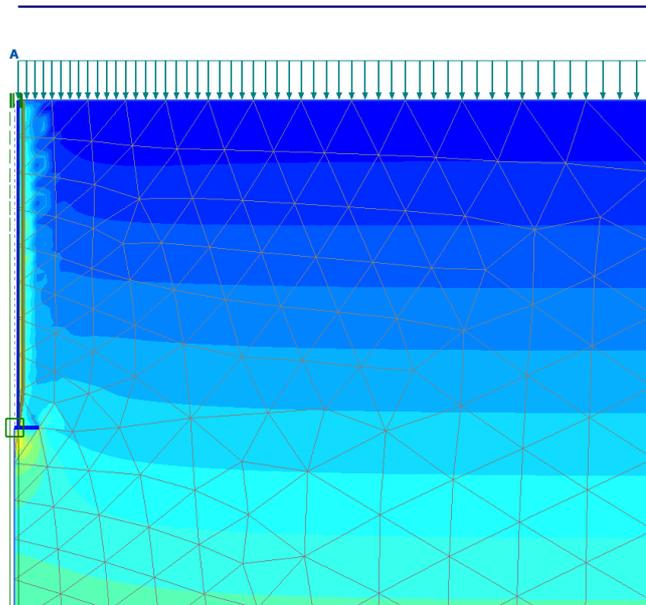
**Desplazamientos totales  $u_y$**

Valor máximo =  $0,9587 \cdot 10^{-3}$  m (Elemento 81 en Nodo 1509)

Valor mínimo = -0,07477 m (Elemento 13 en Nodo 42)

Figura 49. Desplazamientos Modelo 1.2

**TENSIONES MOVILIZADAS ( $\text{kN/m}^2$ )**



**Resistencia cortante movilizada  $\tau_{mob}$**

Valor máximo =  $45,97 \text{ kN/m}^2$  (Elemento 39 en Nodo 3089)

Valor mínimo =  $0,1155 \text{ kN/m}^2$  (Elemento 38 en Nodo 1367)

Figura 50. Tensiones movilizadas Modelo 1.2

**PUNTOS PLÁSTICOS Y PUNTOS DE TENSION DE CORTE**

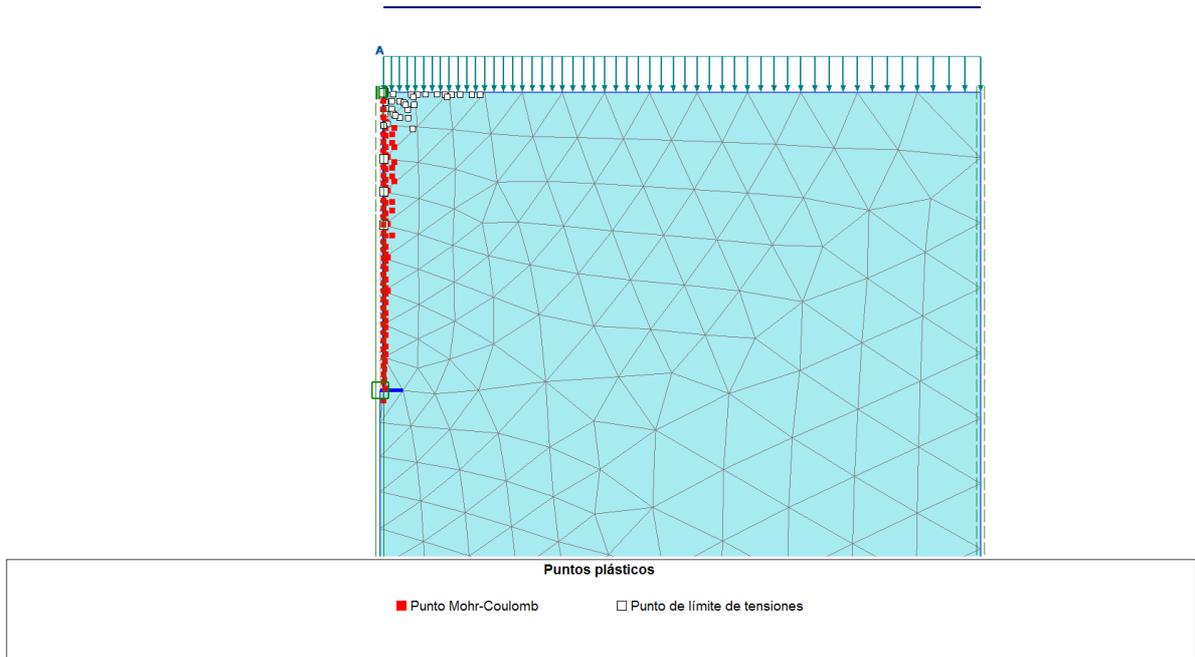


Figura 51. Puntos plásticos Modelo 1.2

CURVA CARGA-ASIENTO

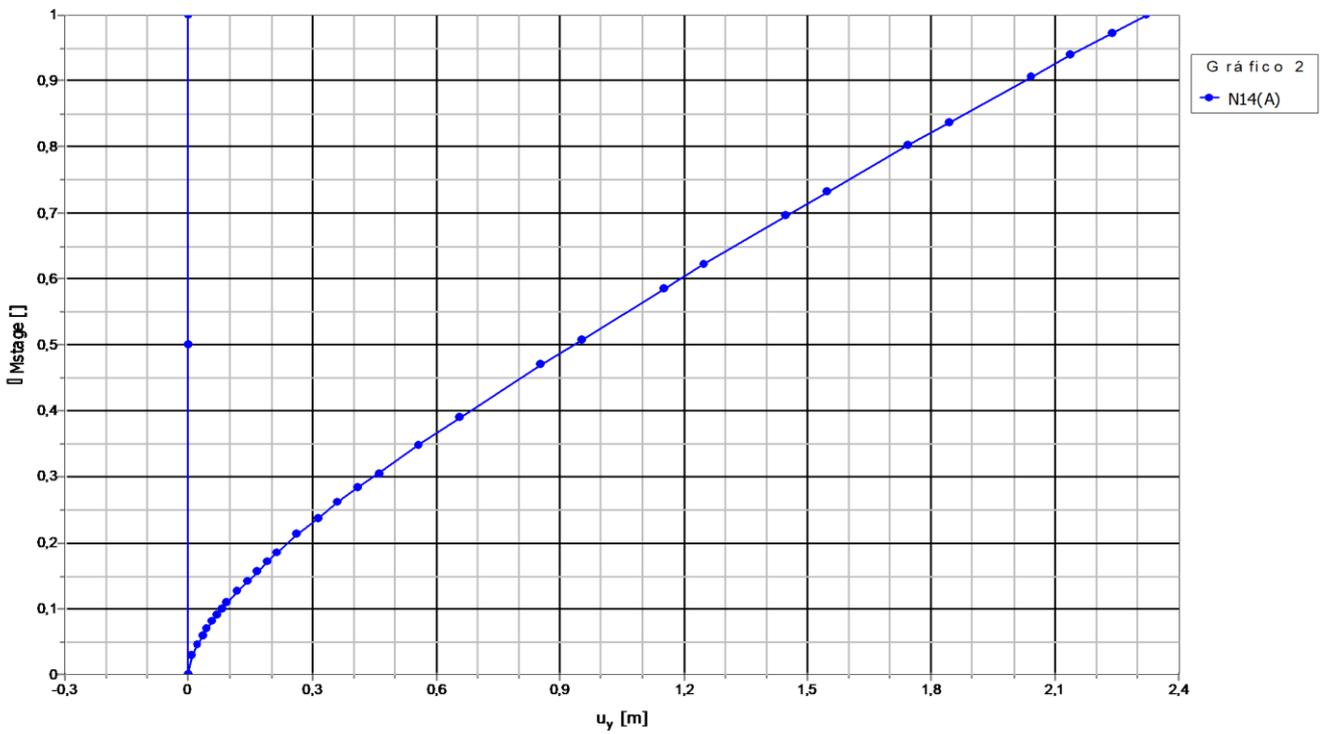
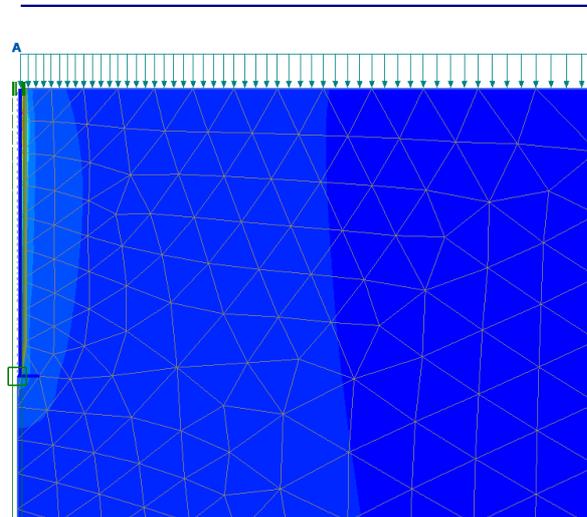


Figura 52. Curva carga-asiento Modelo 1.2

**MODELO 1.3: E= 5 MPa**

**DESPLAZAMIENTOS TOTALES EN LA DIRECCIÓN VERTICAL ( $U_y$ )**



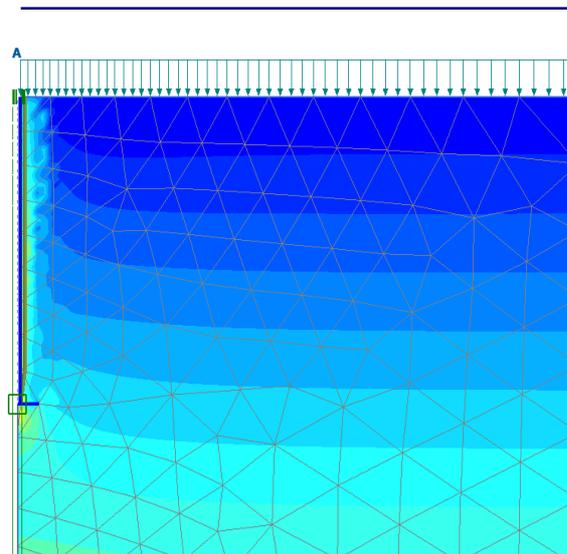
**Desplazamientos totales  $u_y$**

Valor máximo =  $0,5323 \cdot 10^{-3}$  m (Elemento 81 en Nodo 1510)

Valor mínimo =  $-0,07876$  m (Elemento 13 en Nodo 42)

Figura 53. Desplazamientos Modelo 1.3

**TENSIONES MOVILIZADAS ( $\text{kN/m}^2$ )**



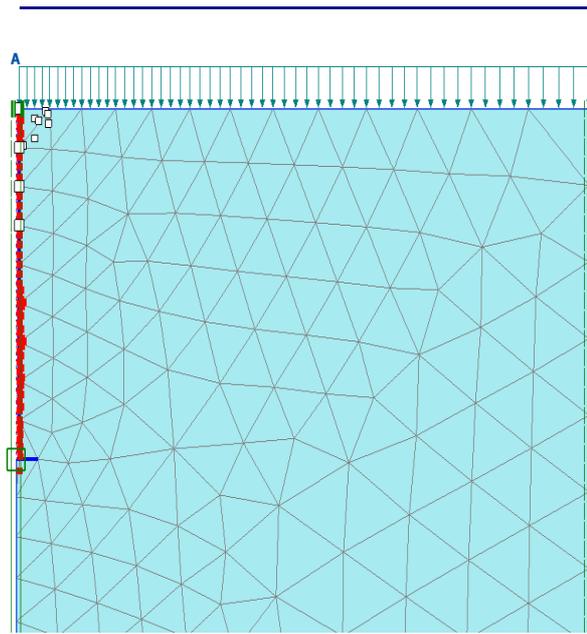
**Resistencia cortante movilizada  $\tau_{mob}$**

Valor máximo =  $45,97 \text{ kN/m}^2$  (Elemento 39 en Nodo 3089)

Valor mínimo =  $0,09544 \text{ kN/m}^2$  (Elemento 38 en Nodo 1367)

Figura 54. Tensiones movilizadas Modelo 1.3

**PUNTOS PLÁSTICOS Y PUNTOS DE TENSION DE CORTE**



Puntos plásticos

- Punto Mohr-Coulomb
- Punto de límite de tensiones

Figura 55. Puntos plásticos Modelo 1.3

CURVA CARGA-ASIENTO

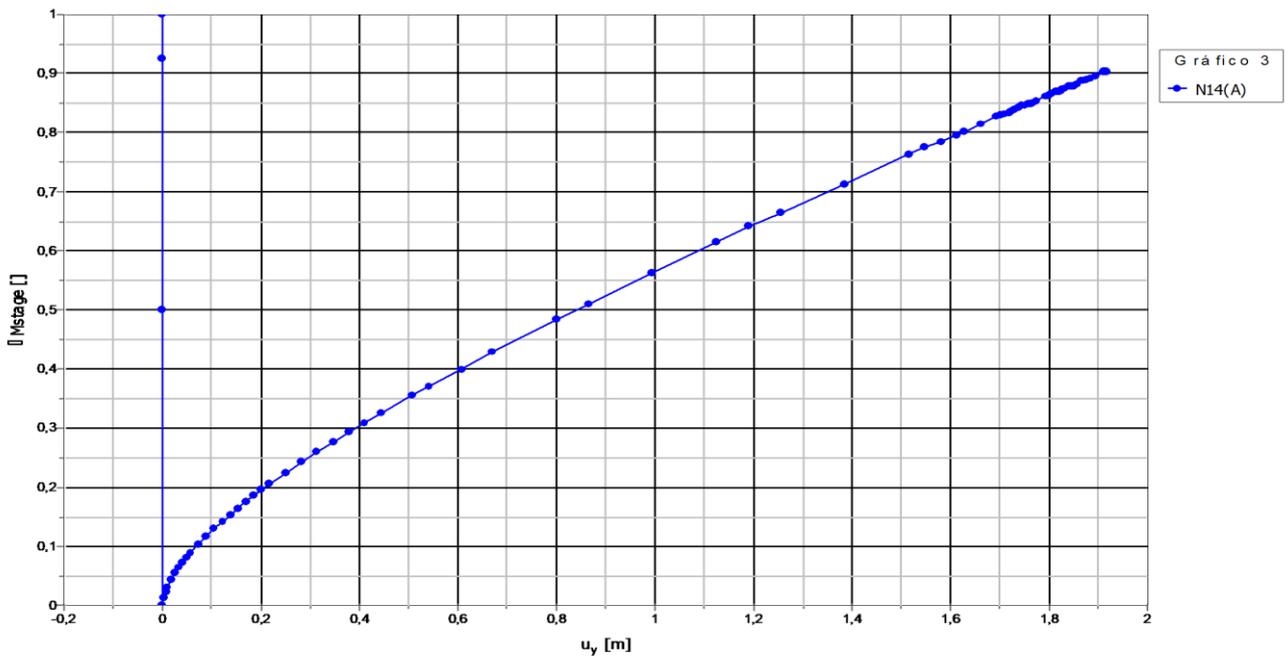
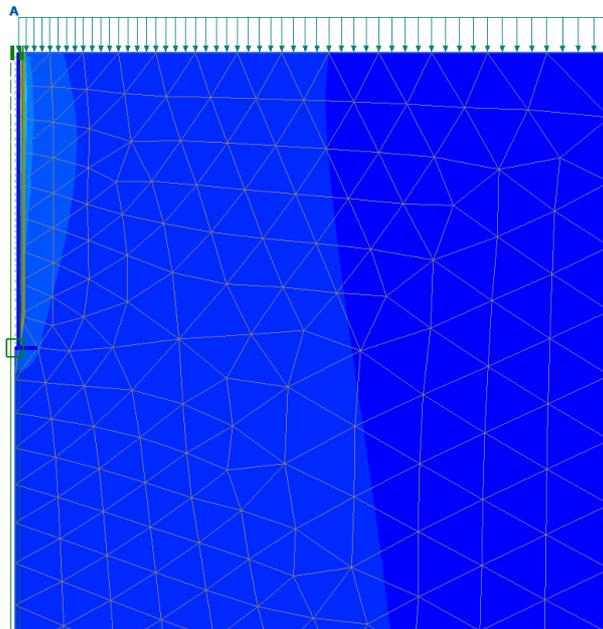


Figura 56. Curva carga-asiento Modelo 1.3

**MODELO 1.4: E= 7 MPa°**

**DESPLAZAMIENTOS TOTALES EN LA DIRECCIÓN VERTICAL ( $U_y$ )**



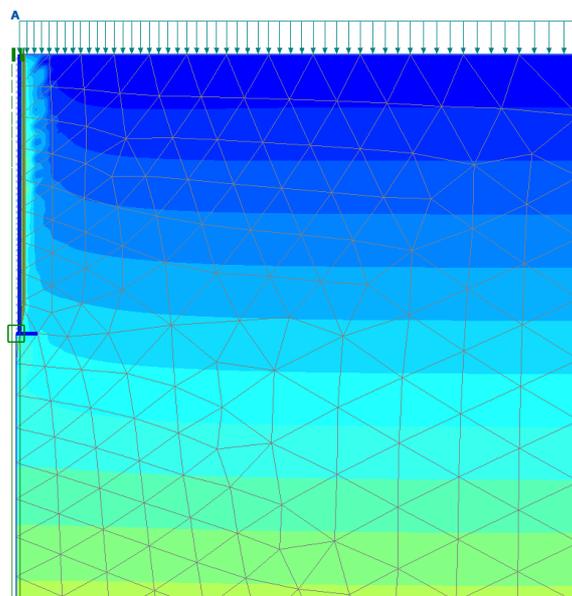
**Desplazamientos totales  $u_y$**

Valor máximo =  $0,2893 \cdot 10^{-3}$  m (Elemento 81 en Nodo 1510)

Valor mínimo = -0,04640 m (Elemento 13 en Nodo 42)

Figura 57. Desplazamientos Modelo 1.4

**TENSIONES MOVILIZADAS ( $\text{kN/m}^2$ )**



**Resistencia cortante movilizada  $\tau_{mob}$**

Valor máximo =  $45,97 \text{ kN/m}^2$  (Elemento 39 en Nodo 3089)

Valor mínimo =  $0,06213 \text{ kN/m}^2$  (Elemento 38 en Nodo 1367)

Figura 58. Tensiones movilizadas Modelo 1.4

PUNTOS PLÁSTICOS Y PUNTOS DE TENSIÓN DE CORTE

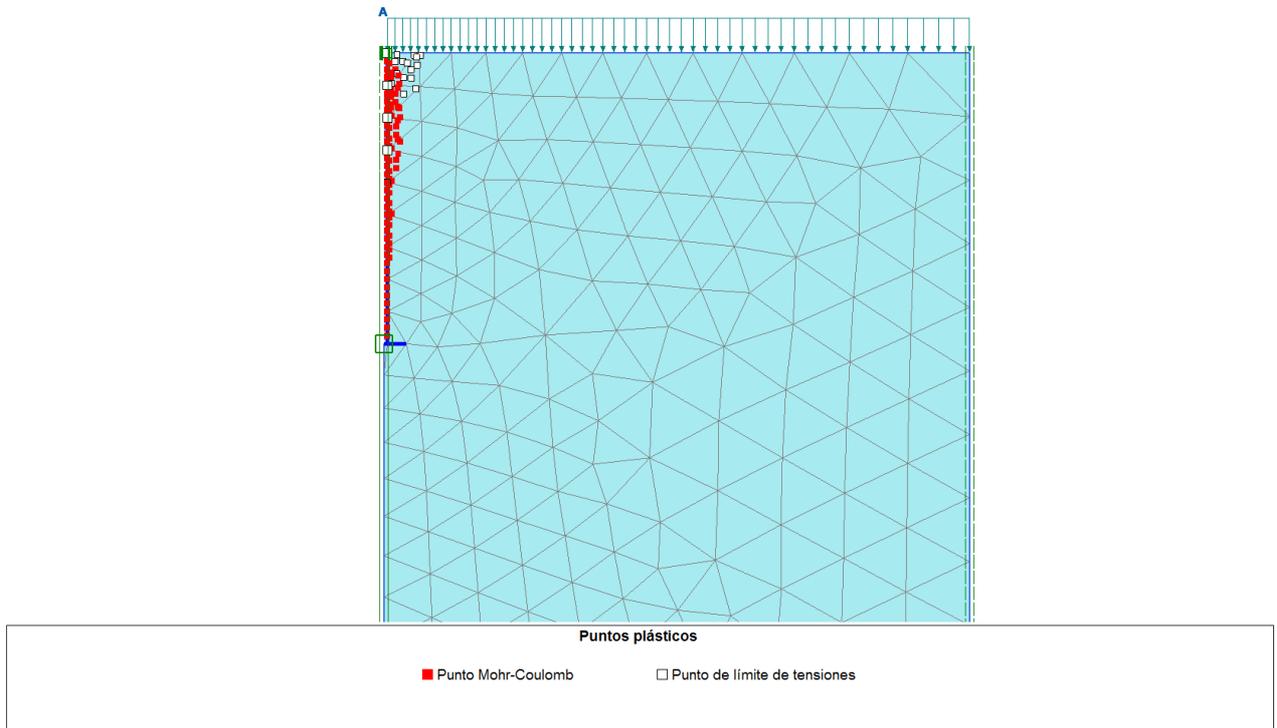


Figura 59. Puntos Plásticos Modelo 1.4

CURVA CARGA-ASIENTO

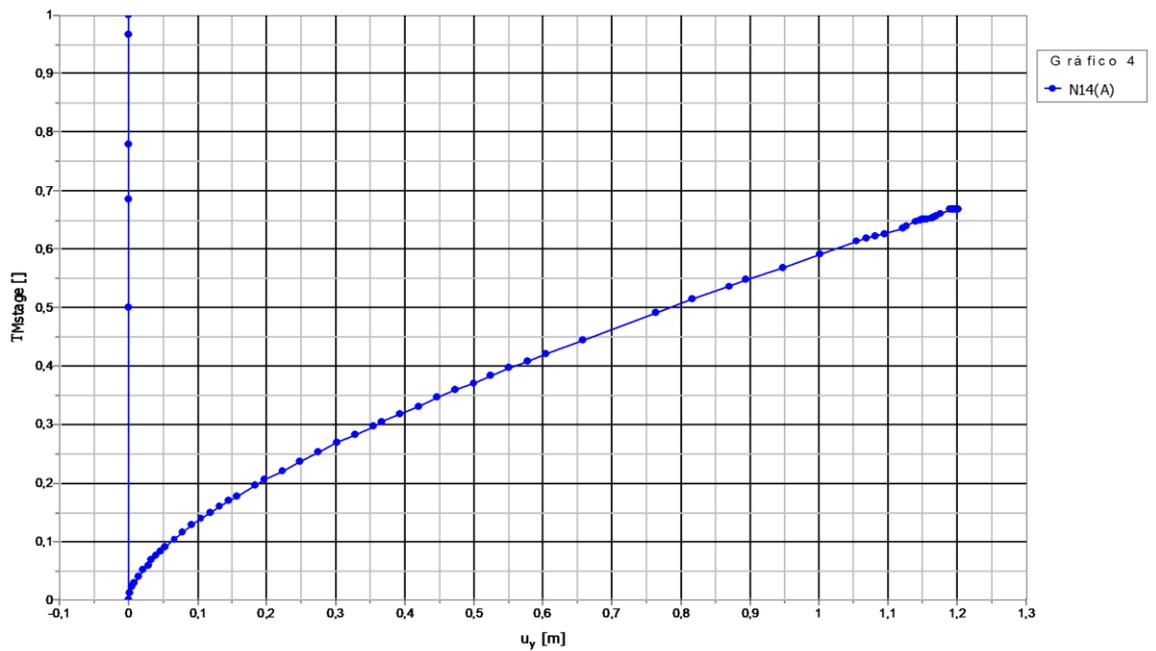
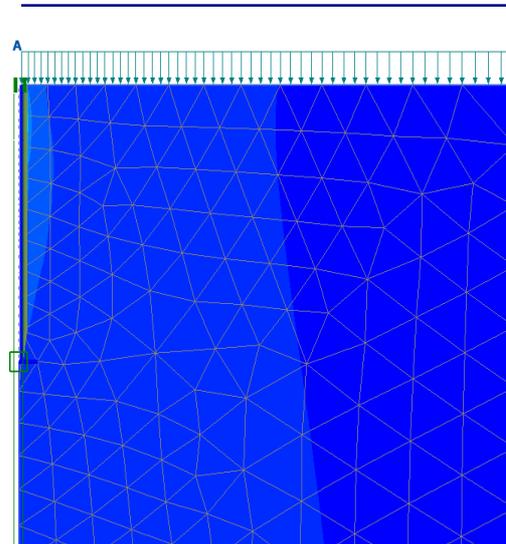


Figura 60. Curva carga-asiento Modelo 1.4

**MODELO 1.5: E= 9 MPa**

**DESPLAZAMIENTOS TOTALES EN LA DIRECCIÓN VERTICAL ( $U_y$ )**



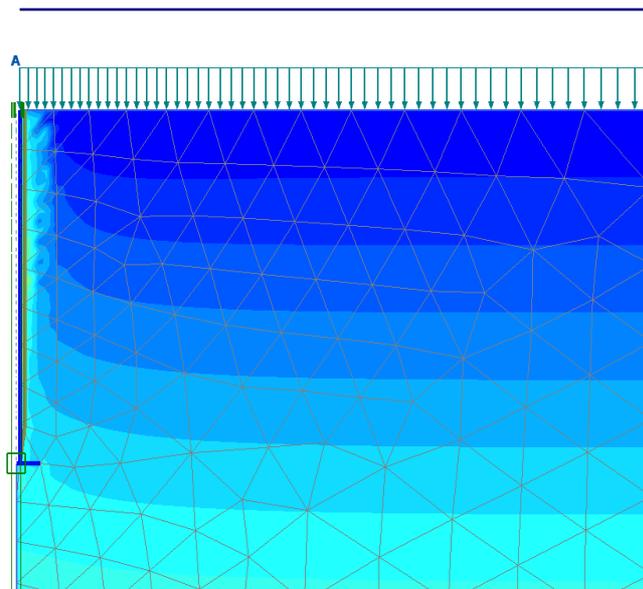
**Desplazamientos totales  $u_y$**

Valor máximo =  $0,2145 \cdot 10^{-3}$  m (Elemento 81 en Nodo 1511)

Valor mínimo = -0,04474 m (Elemento 13 en Nodo 42)

Figura 61. Desplazamientos Modelo 1.5

**TENSIONES MOVILIZADAS ( $\text{kN/m}^2$ )**



**Resistencia cortante movilizada  $\tau_{mob}$**

Valor máximo =  $45,97 \text{ kN/m}^2$  (Elemento 39 en Nodo 3089)

Valor mínimo =  $0,05393 \text{ kN/m}^2$  (Elemento 38 en Nodo 1367)

Figura 62. Tensiones Movilizadas Modelo 1.5

PUNTOS PLÁSTICOS Y PUNTOS DE TENSIÓN DE CORTE

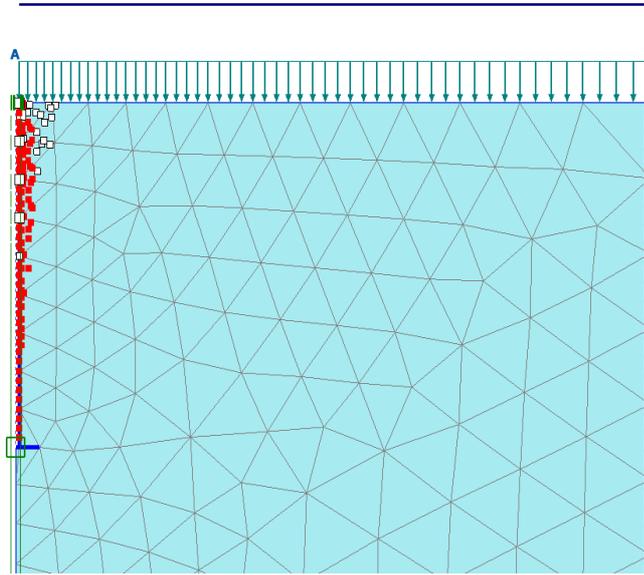


Figura 63. Puntos plásticos Modelo 1.5

CURVA CARGA-ASIENTO

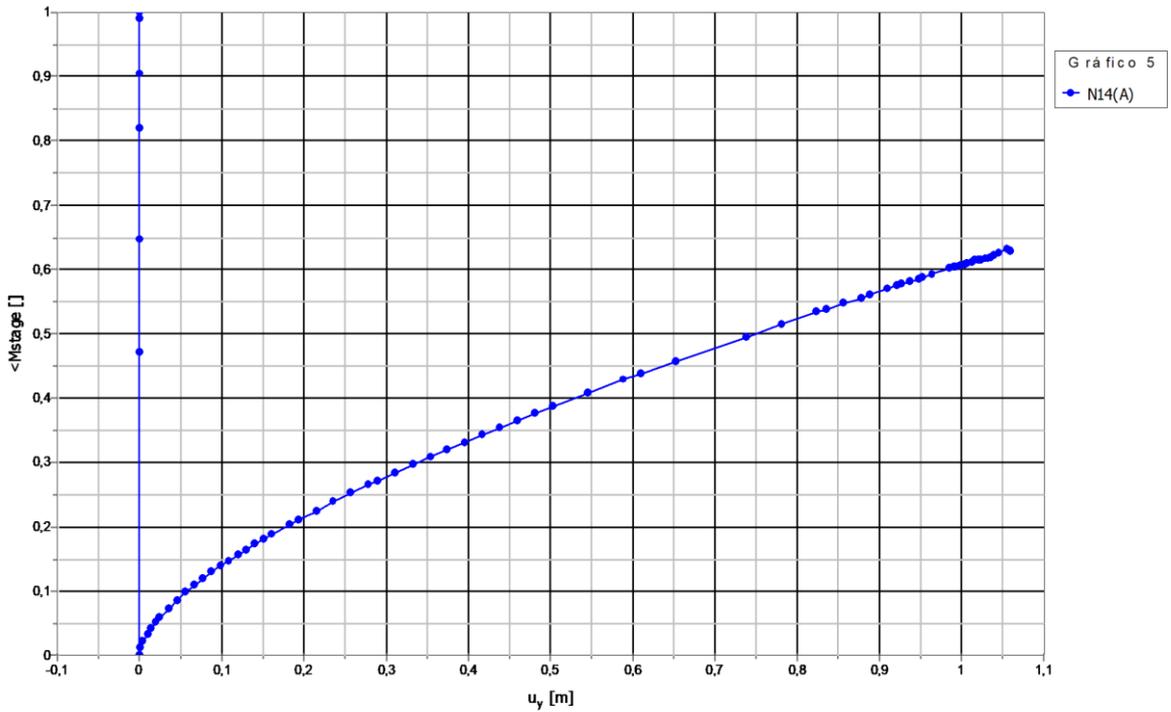


Figura 64. Curva carga-asiento Modelo 1.5

COMPOSICIÓN DE LAS CURVAS CARGA-ASIENTO PARA EL PILOTE TIPO 1

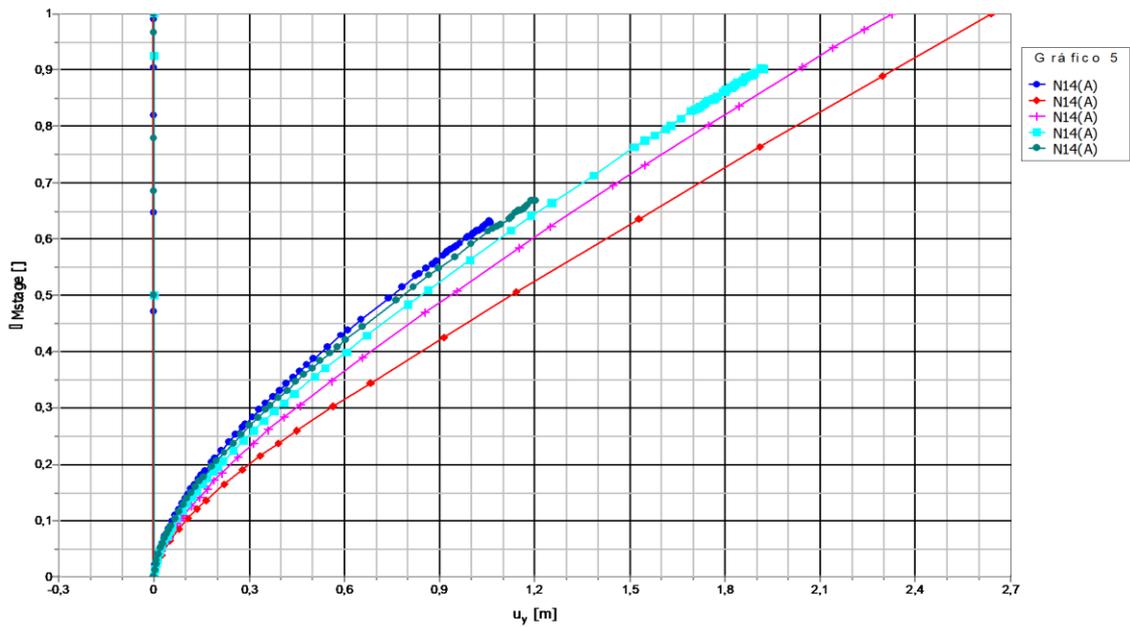
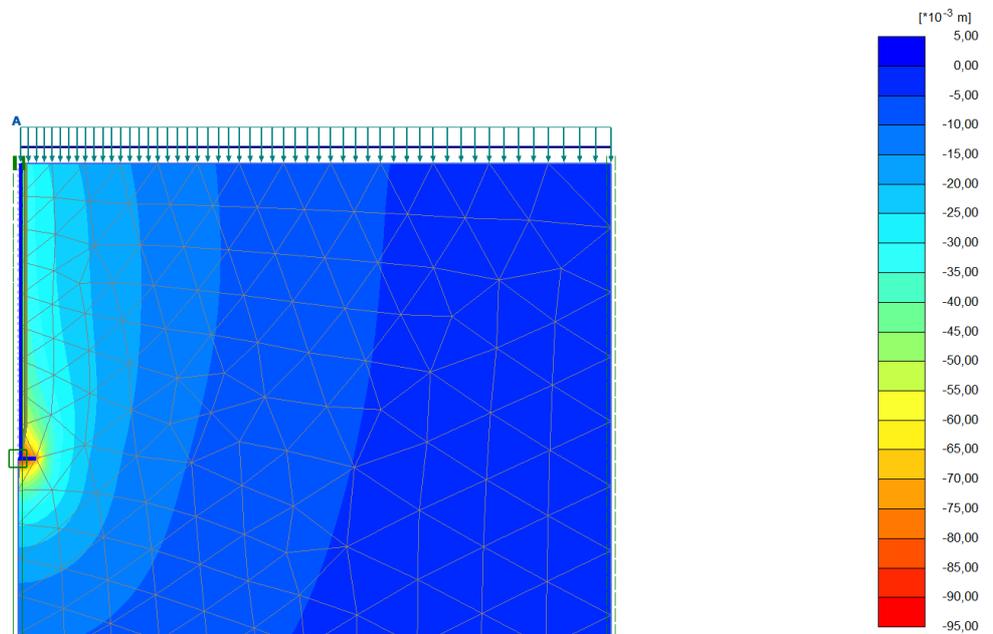


Figura 65. Composición de curvas para PILOTE 1

PILOTE TIPO 2: LONGITUD DE EMPOTRAMIENTO 13,92 m Y DIÁMETRO DE HÉLICE 1,67 m

MODELO 2.1: E=1 MPa

DESPLAZAMIENTOS TOTALES EN LA DIRECCIÓN VERTICAL ( $U_y$ )



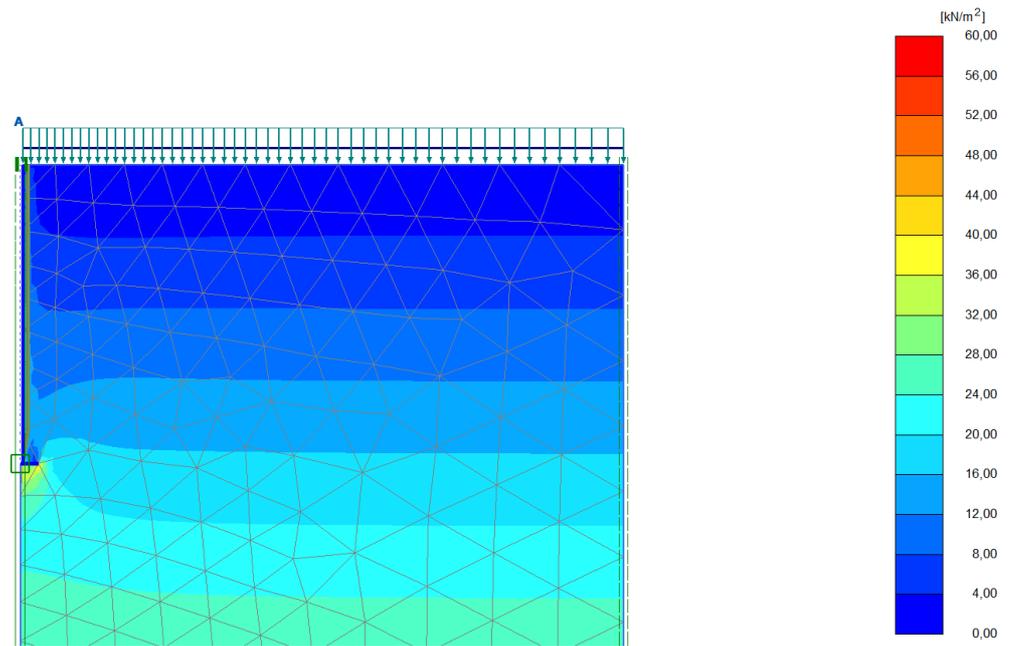
Desplazamientos totales  $u_y$

Valor máximo = 0,000 m (Elemento 1 en Nodo 3747)

Valor mínimo = -0,09022 m (Elemento 21 en Nodo 593)

Figura 66. Desplazamientos Modelo 2.1

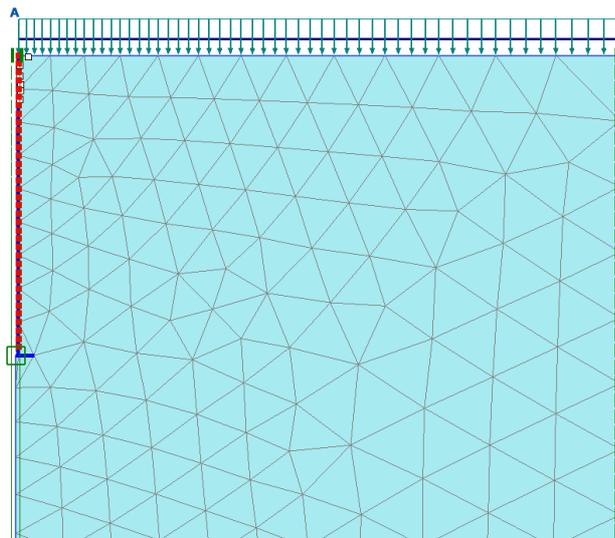
TENSIONES MOVILIZADAS ( $kN/m^2$ )



**Resistencia cortante movilizada  $\tau_{mob}$**   
 Valor máximo = 57,93 kN/m<sup>2</sup> (Elemento 39 en Nodo 2940)  
 Valor mínimo = 0,08352 kN/m<sup>2</sup> (Elemento 38 en Nodo 1399)

Ilustración 67. Tensiones movilizadas Modelo 2.1

**PUNTOS PLÁSTICOS Y PUNTOS DE TENSIÓN DE CORTE**



**Puntos plásticos**  
 ■ Punto Mohr-Coulomb      □ Punto de límite de tensiones

Figura 68. Puntos plásticos Modelo 2.1

CURVA CARGA-ASIENTO

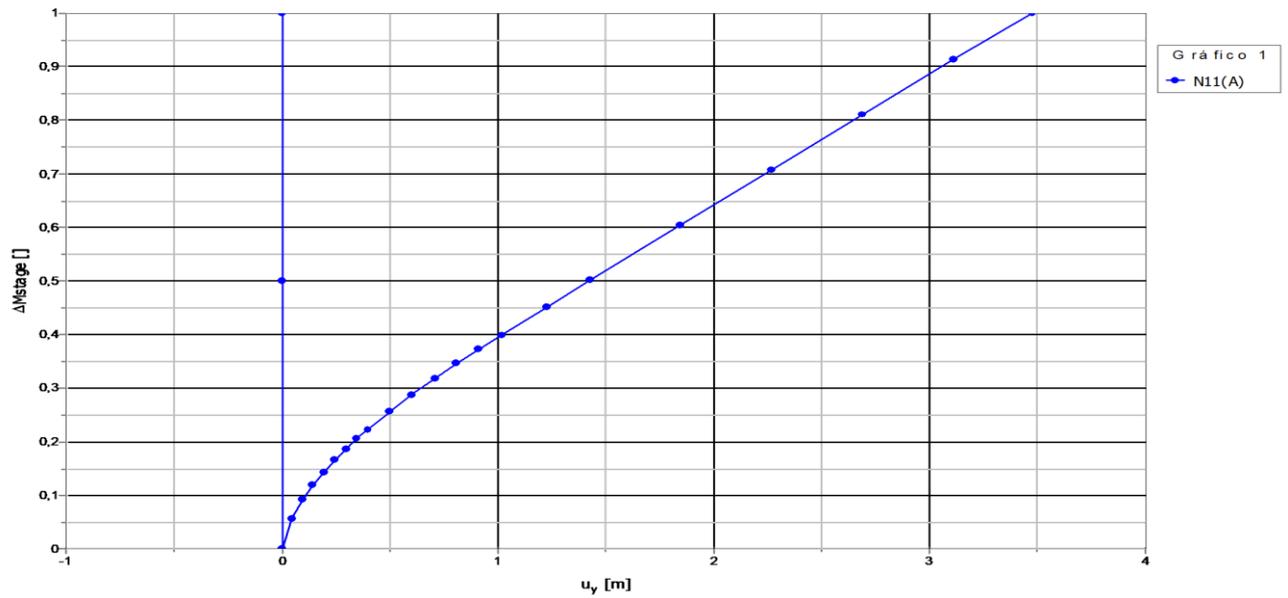
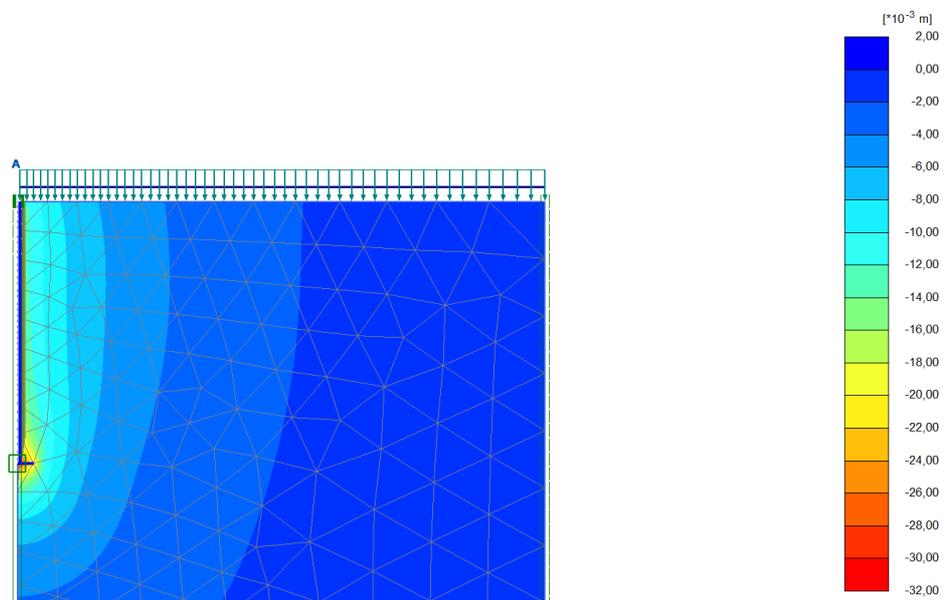


Figura 69. Curva carga-asiento Modelo 2.1

MODELO 2.2: E=3 MPa

DESPLAZAMIENTOS TOTALES EN LA DIRECCIÓN VERTICAL ( $U_y$ )



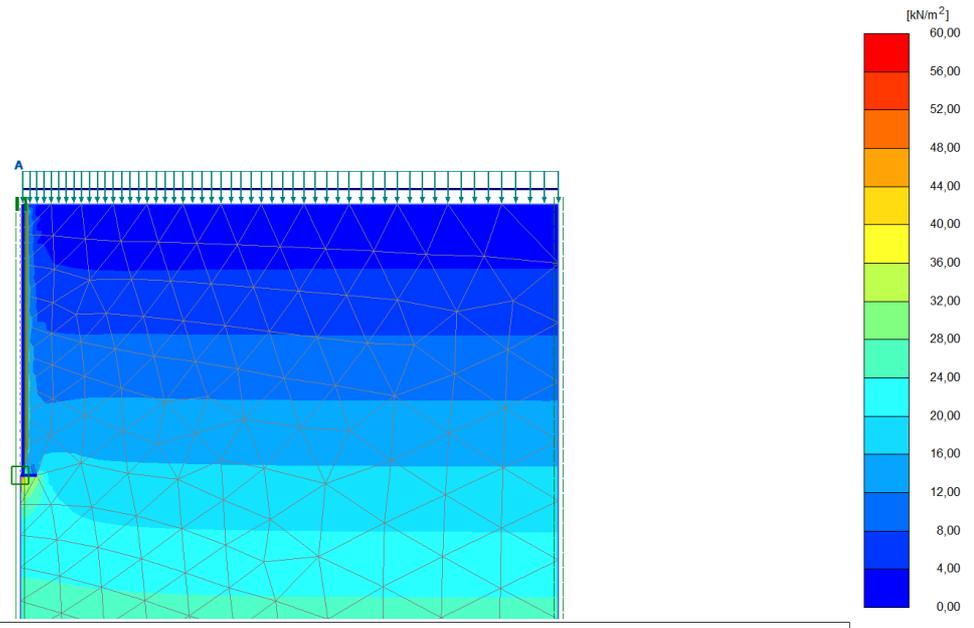
Desplazamientos totales  $u_y$

Valor máximo = 0,000 m (Elemento 1 en Nodo 3747)

Valor mínimo = -0,03061 m (Elemento 21 en Nodo 593)

Figura 70. Desplazamientos Modelo 2.2

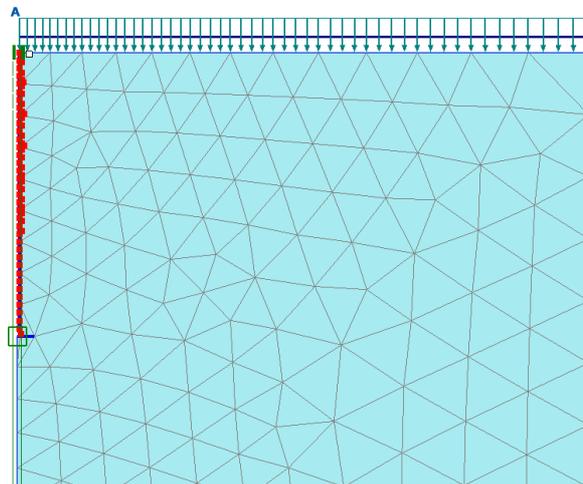
TENSIONES MOVILIZADAS ( $\text{kN/m}^2$ )



**Resistencia cortante movilizada  $\tau_{mob}$**   
 Valor máximo = 57,93 kN/m<sup>2</sup> (Elemento 39 en Nodo 2940)  
 Valor mínimo = 0,08154 kN/m<sup>2</sup> (Elemento 38 en Nodo 1399)

Ilustración 71. Tensiones Movilizadas Modelo 2.2

**PUNTOS PLÁSTICOS Y PUNTOS DE TENSIÓN DE CORTE**



**Puntos plásticos**  
 ■ Punto Mohr-Coulomb      □ Punto de límite de tensiones

Figura 72. Puntos plásticos Modelo 2.2

**CURVA CARGA-ASIENTO**

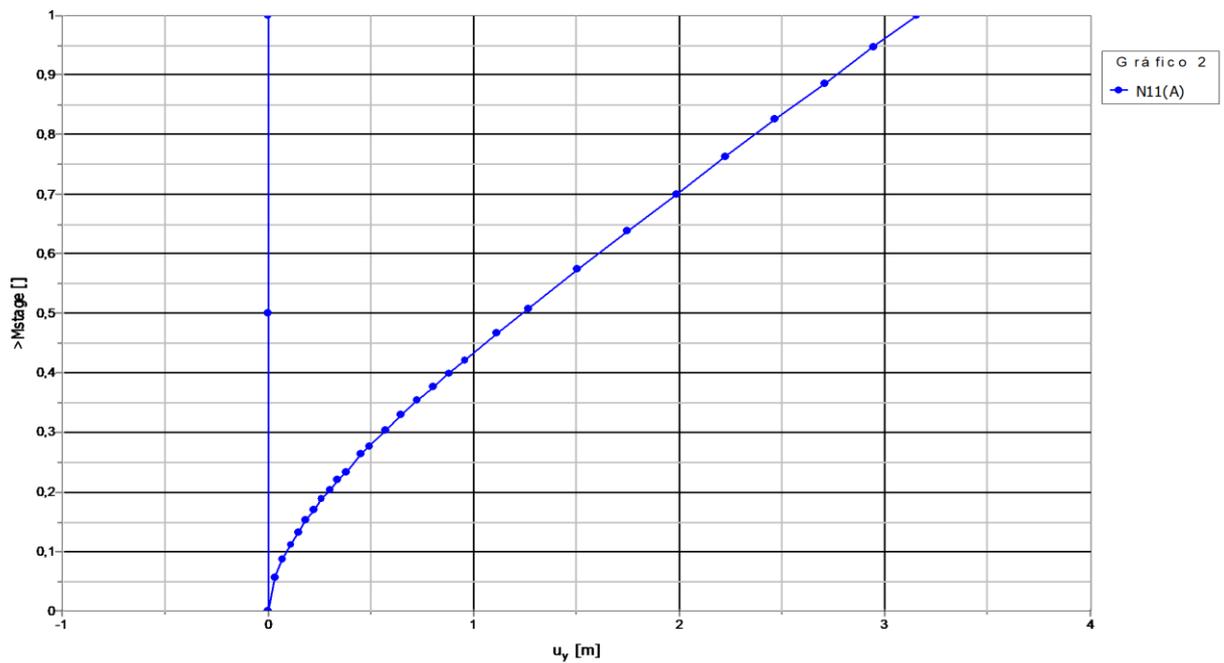


Figura 73. Curva carga-asiento Modelo 2.2

**MODELO 2.3: E=5 MPa**

**DESPLAZAMIENTOS TOTALES EN LA DIRECCIÓN VERTICAL ( $U_y$ )**

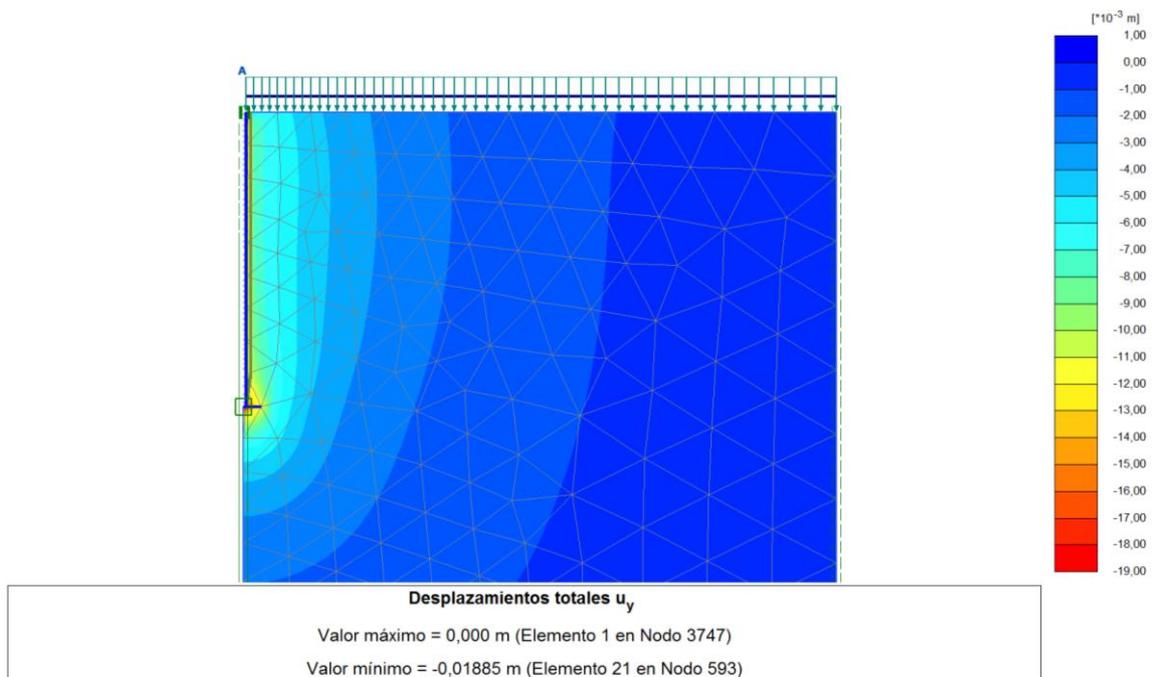
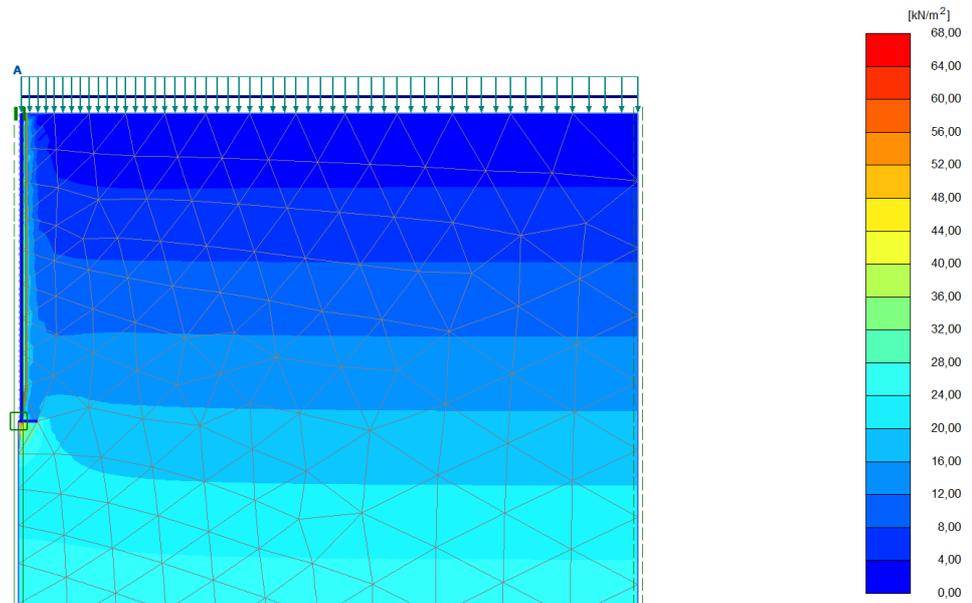


Figura 74. Desplazamientos Modelo 2.3

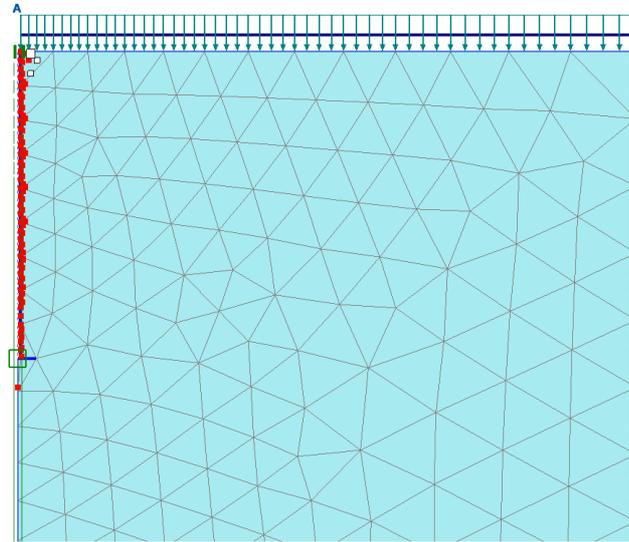
**TENSIONES MOVILIZADAS ( $kN/m^2$ )**



**Resistencia cortante movilizada  $\tau_{mob}$**   
 Valor máximo = 67,47 kN/m<sup>2</sup> (Elemento 22 en Nodo 593)  
 Valor mínimo = 0,07969 kN/m<sup>2</sup> (Elemento 38 en Nodo 1399)

Ilustración 75. Tensiones movilizadas Modelo 2.3

**PUNTOS PLÁSTICOS Y PUNTOS DE TENSION DE CORTE**



**Puntos plásticos**  
 ■ Punto Mohr-Coulomb      □ Punto de límite de tensiones

Figura 76. Puntos plásticos Modelo 2.3

CURVA CARGA-ASIENTO

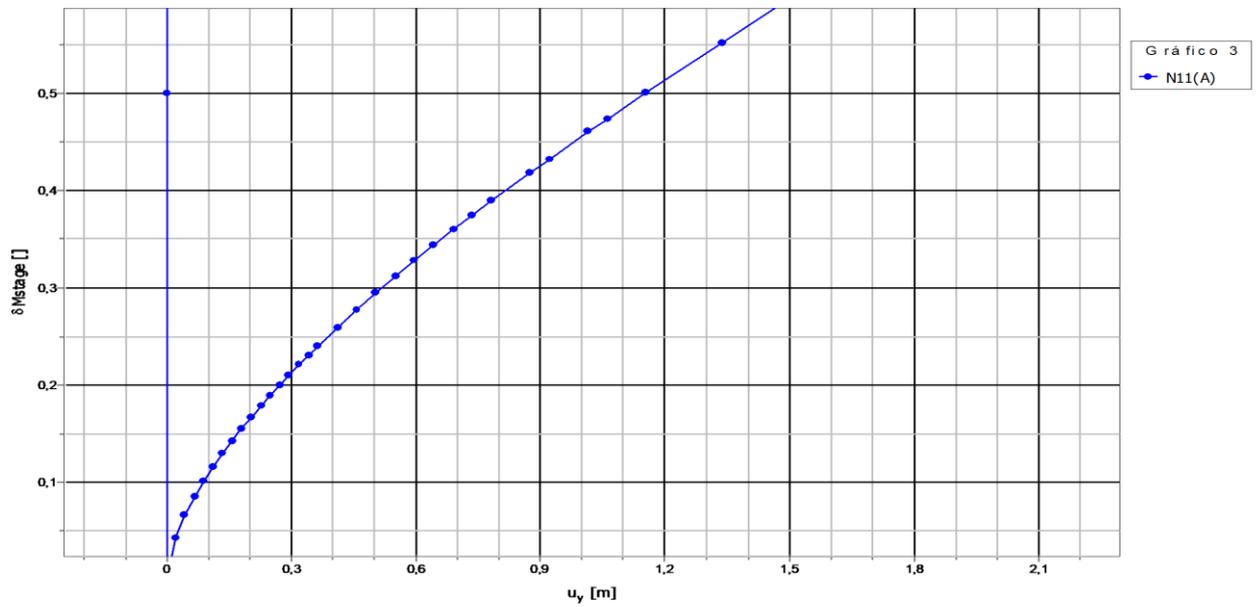
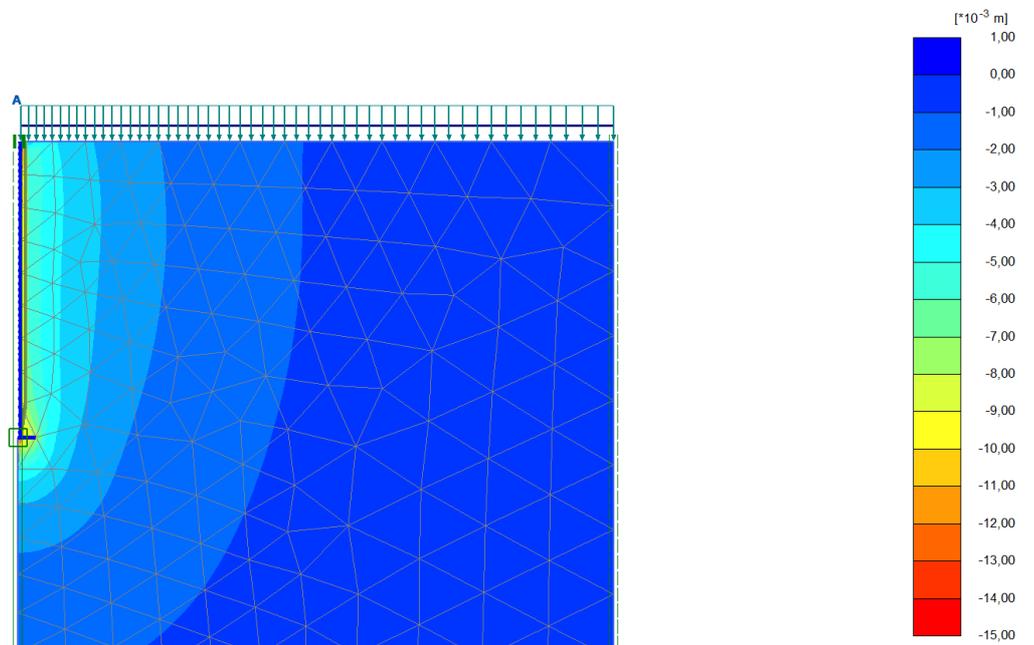


Figura 77. Curva carga-asiento Modelo 2.3

MODELO 2.4: E=7 MPa

DESPLAZAMIENTOS TOTALES EN LA DIRECCIÓN VERTICAL ( $U_y$ )



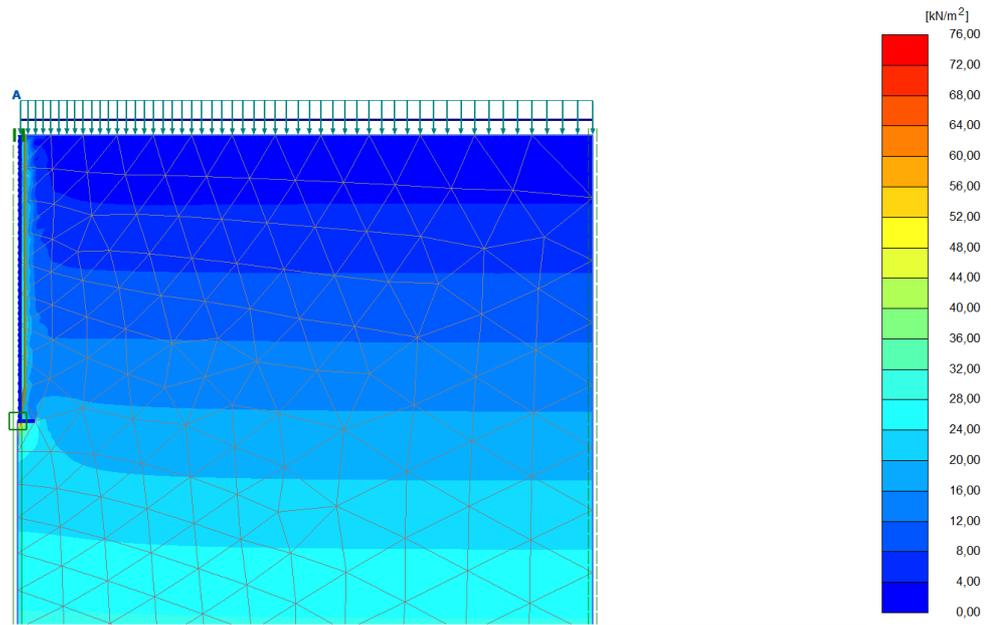
Desplazamientos totales  $u_y$

Valor máximo = 0,000 m (Elemento 1 en Nodo 3747)

Valor mínimo = -0,01431 m (Elemento 13 en Nodo 7)

Figura 78. Desplazamientos Modelo 2.4

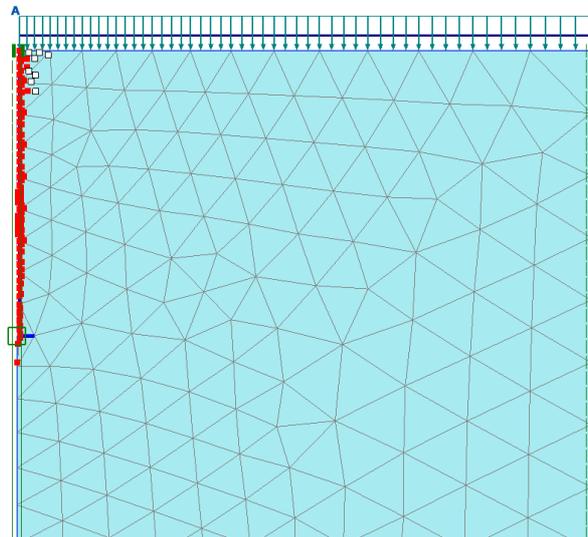
TENSIONES MOVILIZADAS ( $\text{kN/m}^2$ )



**Resistencia cortante movilizada  $\tau_{mob}$**   
 Valor máximo = 74,15 kN/m<sup>2</sup> (Elemento 22 en Nodo 593)  
 Valor mínimo = 0,07786 kN/m<sup>2</sup> (Elemento 38 en Nodo 1399)

Ilustración 79. Tensiones movilizadas Modelo 2.4

**PUNTOS PLÁSTICOS Y PUNTOS DE TENSIÓN DE CORTE**



**Puntos plásticos**  
 ■ Punto Mohr-Coulomb      □ Punto de límite de tensiones

Figura 80. Puntos plásticos Modelo 2.4

**CURVA CARGA-ASIENTO**

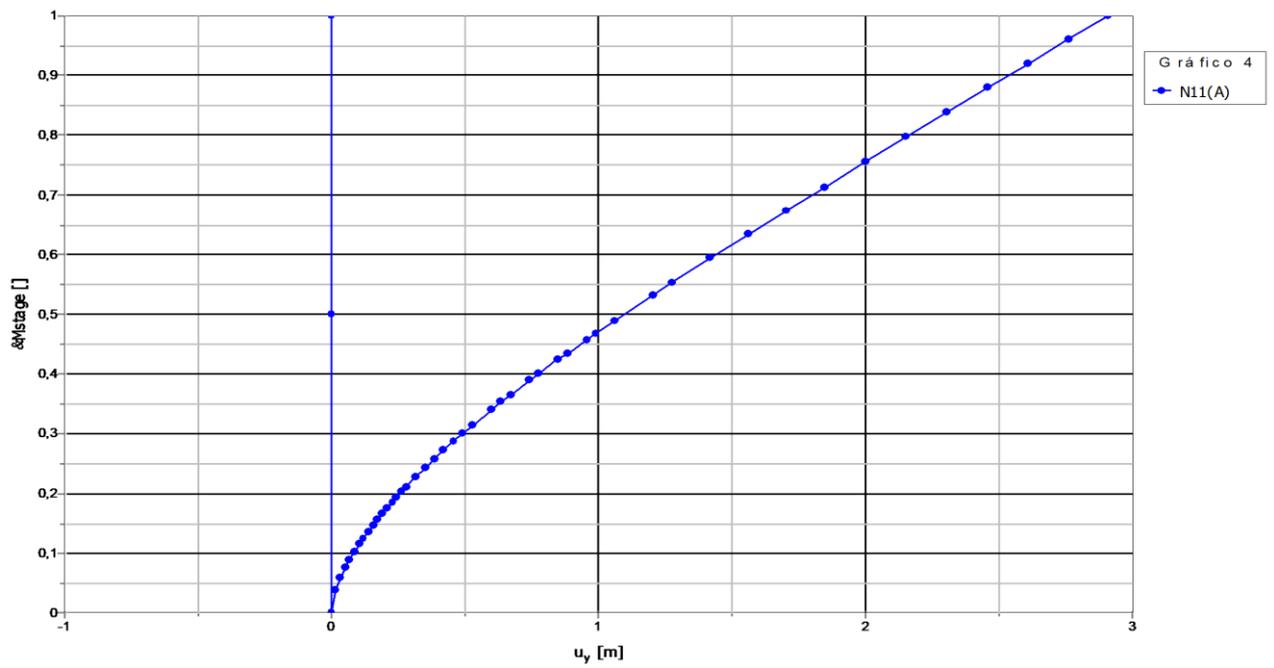


Figura 81. Curva carga-asiento Modelo 2.4

**MODELO 2.5: E=9 MPa**

**DESPLAZAMIENTOS TOTALES EN LA DIRECCIÓN VERTICAL ( $U_y$ )**

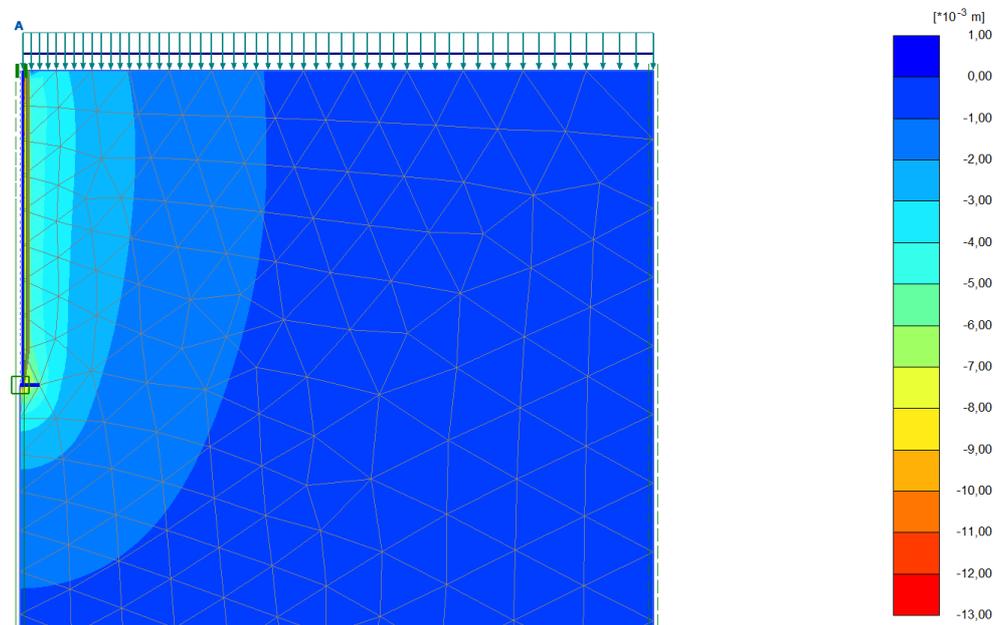
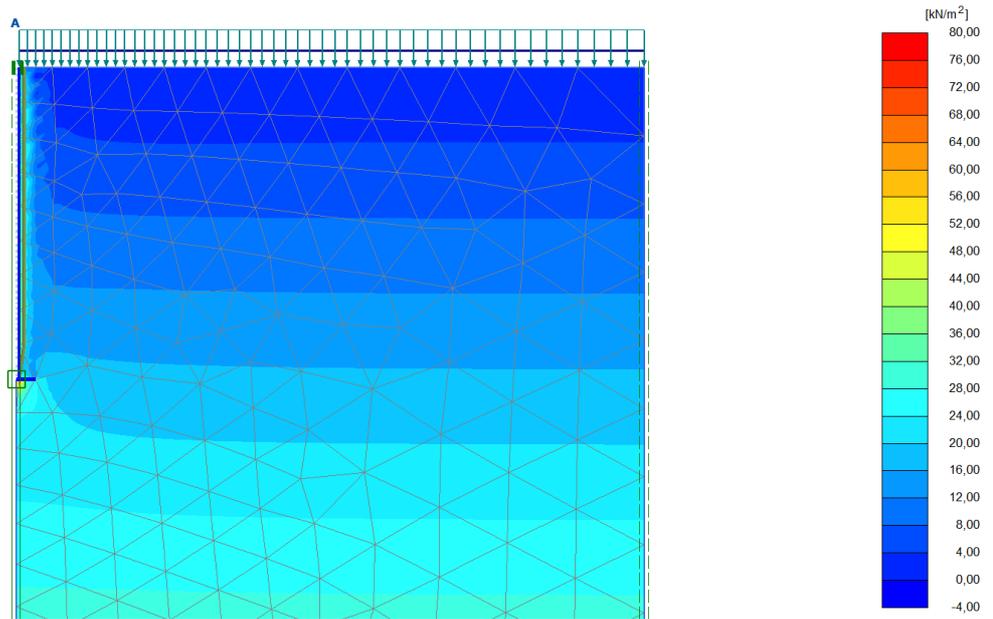


Figura 82. Desplazamientos Modelo 2.5

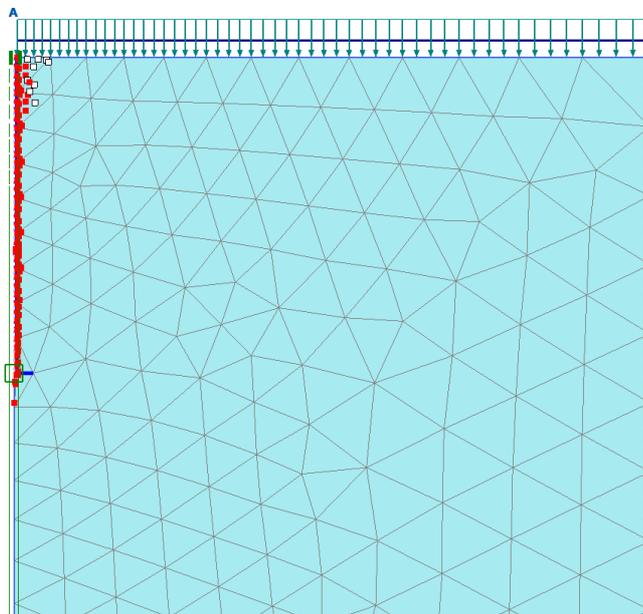
**TENSIONES MOVILIZADAS ( $kN/m^2$ )**



**Resistencia cortante movilizada  $\tau_{mob}$**   
 Valor máximo = 76,20 kN/m<sup>2</sup> (Elemento 22 en Nodo 593)  
 Valor mínimo = 0,07612 kN/m<sup>2</sup> (Elemento 38 en Nodo 1399)

Ilustración 83. Tensiones movilizadas Modelo 2.5

**PUNTOS PLÁSTICOS Y PUNTOS DE TENSIÓN DE CORTE**



**Puntos plásticos**  
 ■ Punto Mohr-Coulomb      □ Punto de límite de tensiones

Figura 84. Puntos plásticos Modelo 2.5

**CURVA CARGA-ASIENTO**

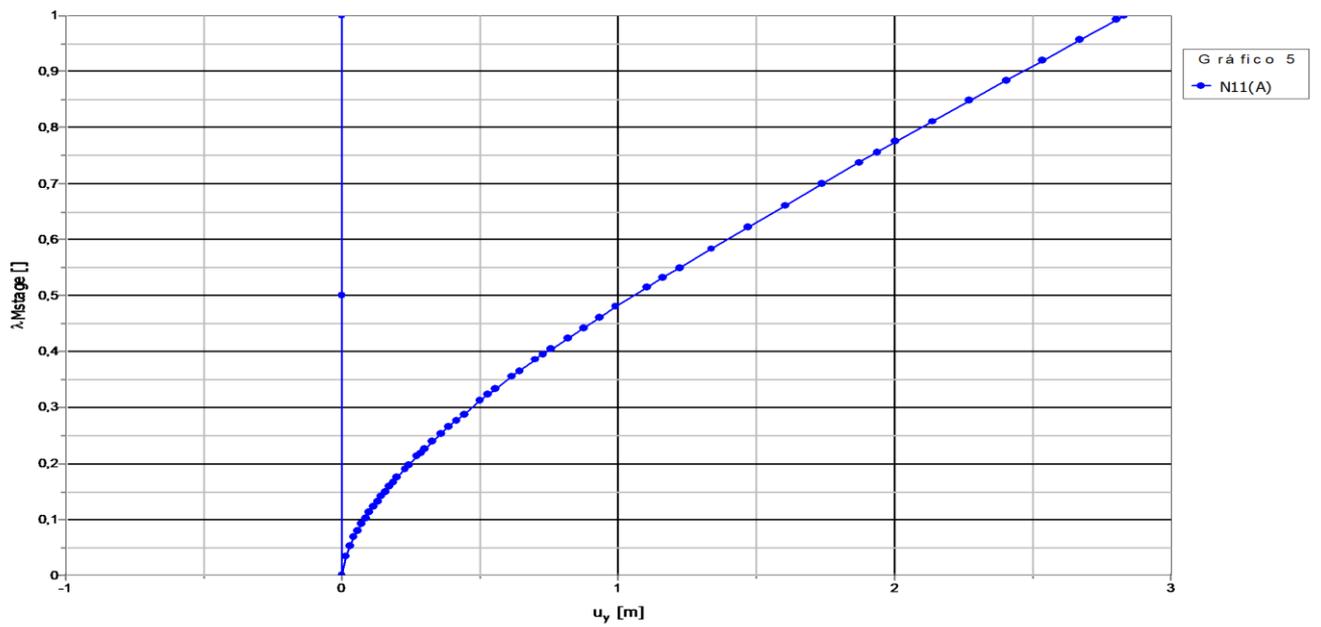


Figura 85. Curva carga-asiento Modelo 2.5

COMPOSICIÓN DE LAS CURVAS CARGA-ASIENTO PARA EL PILOTE TIPO 2

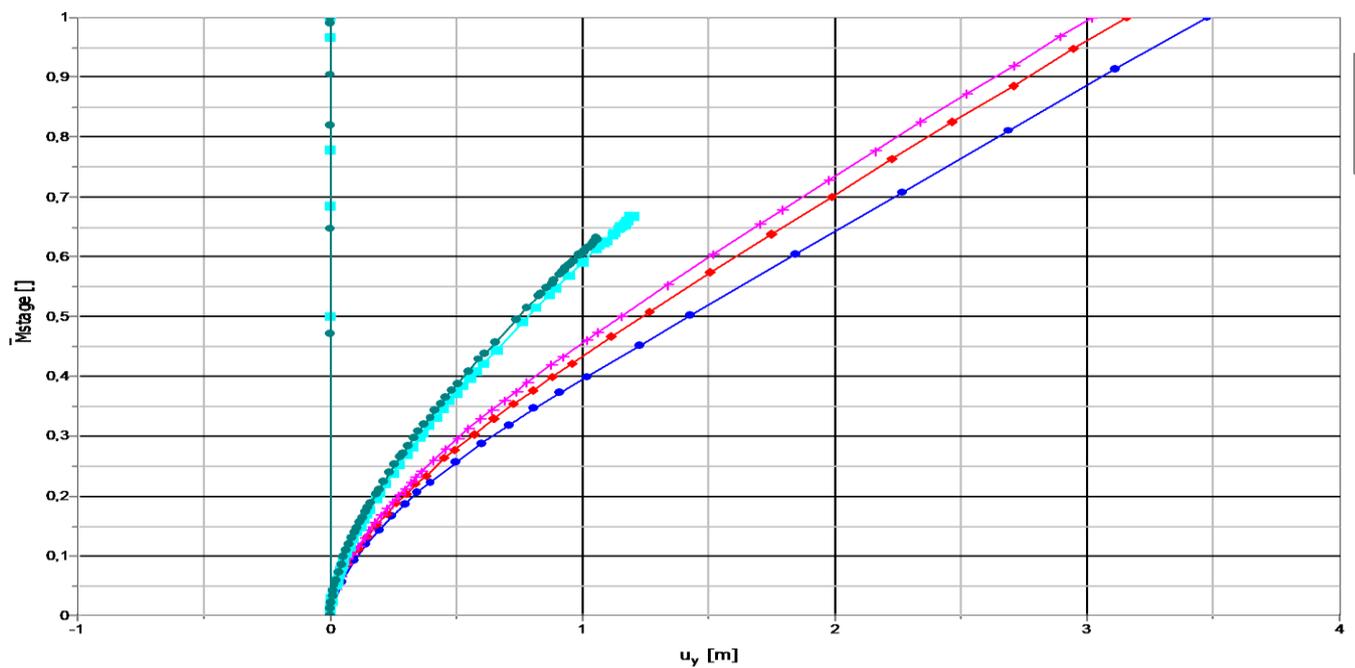


Figura 86. Composición de las curvas carga-asiento para el pilote tipo 2



## REFERENCIAS

- Adams, J.I. y Klym, T.W. 1972.** *A study of anchors for transmission tower foundations.* s.l. : Can. Geotech. J., 1972. págs. 89-104.
- Alpañés, J.L. de Justo. 1992.** *Informe geotécnico sobre el Muelle de Riotinto.* Huelva : Empresa Municipal de Aguas de Huelva. Ayuntamiento de Huelva, 1992.
- Andivia, Victor. 1890.** FOAT Fotografía Aérea y Terrestre, Huelva : 1890.
- Arrol, William. 1915.** *Proyecto de Construcción de la Ampliación del embarcadero del Muelle de Tharsis.* Huelva : s.n., 1915.
- Aydin , M., Bradka, T. y Kort, D. 2011.** Osterberg cell load testing on helical piles. s.l. : Geo-Frontiers, 2011, págs. 66-74.
- Brinkgreve, R.B.J. 2004.** *PLAXIS. Versión 8. Manual de Referencia.* Delft : Delft University of Technology & Plaxis b.v., Países Bajos, 2004.
- Chance. 1993.** *Basic Guidelines for Designing Helical Piers for Underpinning.* USA : A.B. Chance Company, 1993.
- Checa, Jose Álvarez. 2004.** *Plan Director para el Muelle de Carga de Tharsis.* 2004.
- Churruga, D. Evaristo. 1940.** *Churruga y el Puerto.* Bilbao : Imprenta Emeterio Verdes, 1940.
- Consejo de Obras Públicas. 1902.** Instrucción para redactar los proyectos de Puentes Metálicos. *Revista de Obras Públicas.* Madrid : s.n., 1902, Vol. 44.
- Das, Braja. 1998.** *Principios de Ingeniería en las cimentaciones.* 1998.
- Dirección General de Carreteras, Ministerio de Fomento. 2009.** *Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera.* Madrid : Secretaría de Estado de Planificación e Infraestructuras, 2009.
- Europa Press. 2016.** Universidad de Sevilla realizará un diagnóstico del Muelle de Tharsis. 4 de Noviembre de 2016, pág. 1.
- Fernández, Lauren Müller. 2014.** *Metodología para el diseño de pilotes helicoidales para las condiciones cubanas.* Santa Clara : Universidad Central "Marta Abreu" de las Villas, 2014.
- Fundiciones Funbarri Durango S.A. 2013.** *Especificaciones y nomenclatura de piezas de fundición.* 2013.
- Gibson, T. 1878.** *The Huelva Pier of the Riotinto Railway.* Londres : Minutes of Proceedings. Institution of Civil Engineers, 1878.
- González García de Velasco, Concepción y González Vilchez, Miguel. 2011.** *Dos ejemplos británicos de cimentaciones de estructuras marítimas sobre plataformas de madera en el siglo XIX.* Madrid : Universidad de Sevilla, 2011.
- González, Concepción. 2007.** *El sistema de cimentación por tornillos Mitchel en los embarcaderos españoles del siglo XIX.* Sevilla : s.n., 2007.
- Hernández del Pozo, Juan Carlos, y otros. 2004.** *Problemas Resueltos de Cimentaciones Profundas.* Granada : Universidad de Granada, 2004.
- Lutenegger, A.J. 2009.** Cylindrical shear or plate bearing?: Upflit behaviour of multi-helix screw anchors in clay. *Contemporary Topics in Deep foundations.* USA : American Society of Civil Engineers, 2009.
- Marchante, Antonio Luis Andivia. 2011.** *El Muelle Embarcadero de mineral de la Compañía de Tharsis en el Puerto de Huelva (1871/1921).* Huelva : Universidad de Huelva, 2011.
- Ministerio de Fomento. 2010.** *Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF).* Madrid : Dirección General de Ferrocarriles, 2010.

- Mitchell, Alexander. 1848.** *Submarine Foundations, particularly the Screw-Pile and Moorings*. Westminster : Institution of Civil Engineers, 1848.
- Mitsch, M.P. y Clemence, S.P. 1985.** The upflit capacity of helix anchors in sand. *Upflit behaviour of Anchor Foundations in Soil*. New York : American Society of Civil Engineers, 1985, págs. 26-47.
- Mooney, J.S., Adamezak, S. y Clemence, S.P. 1985.** *Upflit capacity of helix anchors in Clay and Silt*. New York : American Society of Civil Engineers, 1985.
- Moore, William. 1870.** *Embarcadero del Puntal de La Cruz, Relación de Material y Útiles necesarios para el montaje del mismo y adicional construcción, Huelva"*. Huelva : s.n., 1870.
- Muelle de Hierro o de Churruca. Martínez, Joaquín Cárcamo. 2010.* Bilbao : Obras Públicas, 2010.
- Narasimha Rao, S., Prasad , Y.S.V.N. y Shetty, M.D. 1991.** *The behaviour of model screw piles in cohesive soils*. . 1991.
- Narasimha Rao, S. y Prasad, Y.S.V.N. 1993.** *Estimation of upflit capacity of helical anchors in clays*. . s.l. : Geotechnique Engineering, 1993.
- Narasimha Rao, S., Prasad, V.S.N. y Veeresh, C. 1993.** *Behaviour of embedded model screw anchors in soft clays*. 1993. págs. 605-614. Vol. 43.
- Nasr, M.H. 2004.** Large capacity screw piles. *Proceedings of the International Conference: Future Vision and Challenges for Urban Development*. El Cairo : s.n., 2004.
- Nieto, Andrés Leal, Camacho, Javier Fernando Tauta y Ruiz, Edwin Fernando Blanco. 2009.** *Determinación de parámetros para los modelos elastoplásticos Mohr-Coulomb y Hardening Soil en suelos arcillosos*. Medellín : Revista Ingenierías Universidad de Medellín, 2009.
- Pring , James y Moore, William. 1870.** *Proyecto de Ferrocarril Minero de Tharsis al Río Odiel*. 1870.
- Redman, J.B. 1842.** *An account of The Maplin Sand Lighthouse, at the mouth of the river Thames*. Londres : Institution of Civil Engineers, 1842.
- Ribera, Eugenio. 1897.** *Puentes de Hierro Económicos, Muelles y Faros sobre Palizadas y Pilotes Metálicos*. Madrid : De Bailly-Bailliere é Hijos, 1897.
- Salhi, Lakhdar, y otros. 2013.** *Numerical Modeling of Single Helical Pile Behaviour under Compressive Loading in Sand*. s.l. : EJGE, 2013.
- Sanhueza, Miguel Ignacio Arredondo. 2012.** *Evaluación del diseño de fundaciones con micropilotes tipo tornillo en torres de alta tensión*. Valdivia, Chile : Universidad Austral de Chile, 2012.
- Tappenden , K., Segó, D. y Robertson, P. 2009.** Load transfer behaviour of full-scale instrumented screw anchors. *Contemporary Topics in Deep foundations*. USA : American Society of Civil Engineers, 2009.
- Trofimenkov, J.G. y Maruipolshii, L.G. 1965.** Screw piles used for mast and tower foundations. *Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1965, Vol. 2, págs. 328-332.
- Universidad de Sevilla. 2017.** *Estudio Diagnóstico del Muelle Cargadero de Mineral de la Compañía de Tharsis en el Puerto de Huelva*. Sevilla : s.n., 2017.
- Zhang, D.J.Y, y otros. 1998.** Screw anchor test program (Part I & II): instrumentation, site characterisation and installation. *Proceedings of the 51st Canadian Geotechnical Conference*. Edmonton : s.n., 1998.



