



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**MODELAMIENTO NUMÉRICO DE ANCLAJES PARA
CÁLCULO Y CARACTERIZACIÓN DE LA RESISTENCIA**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

BRAULIO ANDRÉS SÁNCHEZ IBÁÑEZ

PROFESOR GUÍA:
JUAN FELIPE BELTRÁN MORALES

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
ROBERTO ENRIQUE GESCHE SCHULER
PEDRO ALEJANDRO SOTO MUÑOZ

SANTIAGO DE CHILE
2021

RESUMEN DE LA MEMORIA
PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL
POR: BRAULIO SÁNCHEZ IBÁÑEZ
FECHA: 12/07/2021
PROF. GUÍA: JUAN FELIPE BELTRÁN

“MODELAMIENTO NUMÉRICO DE ANCLAJES PARA CÁLCULO
Y CARACTERIZACIÓN DE LA RESISTENCIA”

Un anclaje de tensión es un elemento estructural utilizado para transmitir cargas de tracción al suelo que, típicamente, está formado por un número variable de torones (cable de 7 alambres de acero trenzados helicoidalmente) embebidos en un cuerpo de lechada o grout. Mientras que en la zona más cercana al suelo los torones pueden deformarse libremente, al estar desvinculados del grout gracias a una vaina polimérica que los envuelve, en la zona más profunda, denominada bulbo, el acero transmite la carga al grout por medio de la adherencia entre ambos materiales. A su vez, el grout transmite esta carga al suelo circundante a través de la adherencia y la fricción.

En Chile, el uso de este tipo de anclajes se ha extendido largamente durante el último tiempo. Sin embargo, al tratarse de un método relativamente reciente (el primer caso data de 1996), no existen normas ni criterios estandarizados para su diseño y utilización, debiendo implementarse aquellos hechos para suelos extranjeros, con características propias.

Un elemento del que no se tiene mucha certeza es el mecanismo de transferencia de la carga en la interfaz suelo-grout. Así, el objetivo principal del presente trabajo es formular un modelo semianalítico que permita caracterizar la fricción en dicha interfaz en función de parámetros geométricos y geotécnicos, además del cálculo de la resistencia del anclaje.

Los resultados de dicho modelo podrán ser evaluados para los parámetros de suelos arbitrarios, incluyendo los suelos nacionales, permitiendo así generar criterios de diseño más ajustados a la realidad chilena.

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	1
1.1 MOTIVACIÓN	1
1.2 OBJETIVOS.....	2
1.2.1 OBJETIVO GENERAL	2
1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	2
1.3 ALCANCES	2
CAPÍTULO 2: REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA.....	3
2.1 ESTADO DEL ARTE	3
CAPÍTULO 3: METODOLOGÍA.....	6
3.1 MODELO 1-D	6
3.1.1 SOLUCIÓN MATEMÁTICA DE UNA PILA EMPOTRADA, CARGADA AXIALMENTE.....	6
3.1.2 MODELO 1-D CON RESORTES	10
3.2 MODELO 2-D	34
3.2.1 CONFIGURACIÓN DEL MODELO EN ANSYS.....	34
3.2.2 PARÁMETROS DEL MODELO	45
CAPÍTULO 4: RESULTADOS	46
4.1 RESULTADOS MODELO 1-D.....	46
4.1.1 ESFUERZOS AXIALES	46
4.1.2 FRICCIÓN Y DESPLAZAMIENTO.....	48
4.1.3 MODOS DE FALLA	54
4.1.4 MODELO DE SUELO DE 1 ESTRATO.....	57
4.1.5 MODELO DE SUELO DE 2 ESTRATOS	89
4.2 RESULTADOS MODELO 2-D.....	94
4.2.1 RESISTENCIA DEL ANCLAJE EN FUNCIÓN DE LA ELASTICIDAD DEL SUELO	94

4.2.2 INFLUENCIA DEL LARGO LIBRE	104
4.2.3 INFLUENCIA DE LA DENSIDAD	109
4.2.4 INFLUENCIA DEL COEFICIENTE DE ROCE.....	113
4.2.5 INFLUENCIA DEL DIÁMETRO	116
CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES.....	120
BIBLIOGRAFÍA.....	123

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Diagrama de cuerpo libre de una pila empotrada	6
Figura 2. DCL de un elemento diferencial de la pila	6
Figura 3. Modelo de masas y resortes	11
Figura 4. Segmento y elemento infinitesimal de una pila	12
Figura 5. Numeración de los nodos.....	14
Figura 6. Componentes de un anclaje de tensión	16
Figura 7. Torón de 7 alambres.....	16
Figura 8. Secuencia de aplicación de la carga: (a) sobre el tendón de acero	19
Figura 9: Diagrama de curva t-z para interfaz grout-cable	24
Figura 10: Curva t-z para la interfaz grout-cable utilizada en el modelamiento.....	25
Figura 11. Curva t-z para la interfaz suelo-grout, utilizando un modelo elasto-plástico perfecto	26
Figura 12. Curva t-z para arenas de API (2002), mediante un modelo elasto-plástico perfecto	27
Figura 13. Curva t-z para arcillas de API (2002).	27
Figura 14. Curva t-z para arcillas de Coyle y Reese (1966)	28
Figura 15. Curva t-z para arenas, según Mosher (1984)	28
Figura 16. Curvas t-z para arena y arcillas a distintas profundidades, de Korff, Mair y Van Tol (2016)	29
Figura 17. Curva t-z tipo para suelo-grout usada en la modelación computacional	30
Figura 18. Modelo axisimétrico del anclaje de APDL ANSYS	34
Figura 19. Definición de materiales	36
Figura 20. Definición de tipo de elemento.....	37
Figura 21. Áreas del problema de una pila empotrada	38
Figura 22. Unión de áreas	39
Figura 23. Definición del tamaño del elemento del meshing	40
Figura 24. Meshing de las áreas del problema de anclaje	40
Figura 25. Creación de contactos en el Contact Wizard	41
Figura 26. Propiedades del contacto	42
Figura 27. Restricción de movimiento del fondo del suelo.....	44
Figura 28. Resultados.....	45
Figura 29. Esfuerzo axial en el acero.....	46
Figura 30. Esfuerzo axial en el grout	46
Figura 31. Esfuerzo axial en el suelo	47
Figura 32. Fricción suelo-grout.....	48
Figura 33. Tensión de fricción en el grout	49
Figura 34. Desplazamiento del grout	50
Figura 35. Esfuerzo axial en el acero.....	51
Figura 36. Esfuerzo axial en el grout.....	51

<i>Figura 37.</i> Esfuerzo axial en el suelo	52
<i>Figura 38.</i> Fricción suelo-grout (arriba) y desplazamiento grout (abajo).....	53
<i>Figura 39.</i> Modos de falla.....	54
<i>Figura 40.</i> Resistencia última a la fricción, largo libre constante	58
<i>Figura 41.</i> Resistencia última a la fricción, largo total constante	59
<i>Figura 42.</i> Distribución de la fricción en el estado de falla para distintos largos de bulbo y largo libre constante.....	60
<i>Figura 43.</i> Resistencia en el bulbo, para largo libre de 5 metros.....	62
<i>Figura 44.</i> Resistencia en el bulbo	63
<i>Figura 45.</i> Resistencia del bulbo, curva teórica versus modelada	65
<i>Figura 46.</i> Resistencia en el anclaje para variaciones de K	66
<i>Figura 47.</i> Resistencia en el bulbo para variaciones de K.....	68
<i>Figura 48.</i> Resistencia en el bulbo para variaciones de K, curva teórica versus modelada	68
<i>Figura 49.</i> Resistencia en el bulbo para variaciones del largo libre	70
<i>Figura 50.</i> Resistencia en el bulbo para variaciones del largo libre, curva teórica versus modelada.....	71
<i>Figura 51:.</i> Resistencia en el bulbo para variaciones del diámetro.....	72
<i>Figura 52.</i> Resistencia en el bulbo para variaciones del diámetro, curva teórica versus modelada.....	73
<i>Figura 53.</i> Resistencia en el bulbo para variaciones del peso específico del suelo .	75
<i>Figura 54.</i> Resistencia en el bulbo para variaciones del peso específico del suelo, curva teórica versus modelada.....	75
<i>Figura 55.</i> Resistencia en el bulbo para variaciones del módulo de elasticidad del grout	77
<i>Figura 56.</i> Resistencia en el bulbo para variaciones del módulo de elasticidad del grout, curva teórica versus modelada	77
<i>Figura 57.</i> Variación de la resistencia máxima del bulbo en función de la elasticidad del grout.....	78
<i>Figura 58.</i> Modelo elasto-plástico perfecto para la interfaz suelo-grout	79
<i>Figura 59.</i> Resistencia en el bulbo para variaciones de δf	81
<i>Figura 60.</i> Variación de la resistencia máxima del bulbo en función de δf	82
<i>Figura 61.</i> Resistencia en el bulbo para variaciones de δy	84
<i>Figura 62.</i> Resistencia en el bulbo para variaciones de δy , curva teórica versus modelada	84
<i>Figura 63.</i> Variación de la resistencia máxima del bulbo en función de δy	85
<i>Figura 64.</i> Resistencia en el bulbo para variaciones de λ	87
<i>Figura 65.</i> Resistencia en el bulbo para variaciones de λ , curva teórica versus modelada	87
<i>Figura 66.</i> Variación de la resistencia máxima del bulbo en función de λ	88
<i>Figura 67.</i> Modelo de suelo de 2 estratos.....	89
<i>Figura 68.</i> Resistencia en el bulbo, comparación entre casos de 1 y 2 estratos	92
<i>Figura 69.</i> Modelo 2 estratos: carga en grout, suelo y cable, tensión de fricción y desplazamiento del grout	93

<i>Figura 70.</i> Resistencia del anclaje en función de la elasticidad del suelo	95
<i>Figura 71.</i> Tensión de fricción para diferentes elasticidades del suelo, $E_s=10$ [MPa] (arriba), $E_s=125$ [MPa] (centro) y $E_s=200$ [MPa] (abajo)	96
<i>Figura 72.</i> Tensión de fricción para diferentes elasticidades del suelo, $E_s=250$ [MPa] (arriba), $E_s=300$ [MPa] (centro) y $E_s=500$ [MPa] (abajo)	97
<i>Figura 73.</i> Resistencia del anclaje en función de la elasticidad del suelo, para distintos largos de bulbo	98
<i>Figura 74.</i> Resistencia del anclaje para $E_s=250$ [MPa]	99
<i>Figura 75.</i> Resistencia del anclaje para $E_s=300$ [MPa]	99
<i>Figura 76.</i> Resistencia máxima en función de E_s	101
<i>Figura 77.</i> Resistencia del bulbo para distintos valores de E_s	102
<i>Figura 78.</i> Resistencia del bulbo para distintos valores de E_s	103
<i>Figura 79.</i> Resistencia del anclaje en función de la elasticidad del suelo para $L_l=6$ [m]	104
<i>Figura 80.</i> Resistencia del anclaje en función de la elasticidad del suelo para $L_l=7$ [m]	105
<i>Figura 81.</i> Resistencia del anclaje en función del largo libre	106
<i>Figura 82.</i> Resistencia del bulbo en función del largo libre, $E_s=80$ [MPa]	107
<i>Figura 83.</i> Resistencia del bulbo en función del largo libre, $E_s=200$ [MPa]	108
<i>Figura 84.</i> Resistencia del bulbo en función del largo libre, $E_s=250$ [MPa]	108
<i>Figura 85.</i> Resistencia del bulbo en función del peso específico, $E_s=80$ [MPa]	110
<i>Figura 86.</i> Resistencia del bulbo en función del peso específico, $E_s=200$ [MPa]	111
<i>Figura 87.</i> Resistencia del bulbo en función del peso específico, $E_s=250$ [MPa]	111
<i>Figura 88.</i> Resistencia del bulbo en función del coeficiente de roce, $E_s=80$ [MPa]	114
<i>Figura 89.</i> Resistencia del bulbo en función del coeficiente de roce, $E_s=200$ [MPa]	114
<i>Figura 90.</i> Resistencia del bulbo en función del coeficiente de roce, $E_s=250$ [MPa]	115
<i>Figura 91.</i> Resistencia del bulbo en función del diámetro, $E_s=80$ [MPa]	117
<i>Figura 92.</i> Resistencia del bulbo en función del diámetro, $E_s=200$ [MPa]	118
<i>Figura 93.</i> Resistencia del bulbo en función del diámetro, $E_s=250$ [MPa]	118

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Resistencia última del anclaje, largo libre constante.....	57
Tabla 2: Resistencia última a la fricción, largo total constante.....	58
Tabla 3: Tensión de fricción al final del bulbo, fuerza de roce en el largo libre y fuerza de roce en el bulbo.....	61
Tabla 4 Resistencia última a la fricción para distintos K	66
Tabla 5: Tensión de fricción al final del bulbo, fuerza de roce en el largo libre y fuerza de roce en el bulbo, K variable.....	67
Tabla 6: Tensión de fricción al final del bulbo, fuerza de roce en el largo libre y fuerza de roce en el bulbo, largo libre variable.....	69
Tabla 7: Tensión de fricción al final del bulbo, fuerza de roce en el largo libre y fuerza de roce en el bulbo, diámetro variable.....	72
Tabla 8: Tensión de fricción al final del bulbo, fuerza de roce en el largo libre y fuerza de roce en el bulbo, peso específico del suelo variable.....	74
Tabla 9: Tensión de fricción al final del bulbo, fuerza de roce en el largo libre y fuerza de roce en el bulbo, módulo de elasticidad del grout variable.....	76
Tabla 10: Tensión de fricción al final del bulbo, fuerza de roce en el largo libre y fuerza de roce en el bulbo, δf variable.....	80
Tabla 11: Tensión de fricción al final del bulbo, fuerza de roce en el largo libre y fuerza de roce en el bulbo, δy variable.....	83
Tabla 12: Tensión de fricción al final del bulbo, fuerza de roce en el largo libre y fuerza de roce en el bulbo, λ variable.....	86
Tabla 13: Resistencia última del anclaje, modelo de 2 estratos.....	90
Tabla 14: Fuerza de roce en el largo libre y fuerza de roce en el bulbo, modelo de 2 estratos.....	91
Tabla 15: Resistencia del anclaje para distintos valores de elasticidad del suelo ...	94
Tabla 16: Resistencia máxima y largo óptimo de bulbo para distintos valores de elasticidad del suelo.....	100
Tabla 17: Resistencia en el bulbo y largo libre para distintos valores de la elasticidad del suelo.....	102
Tabla 18: Resistencia máxima en función del largo libre.....	105
Tabla 19: Resistencia en el bulbo y largo libre en función del largo libre.....	106
Tabla 20: Resistencia en el bulbo y largo libre en función del peso específico.....	109
Tabla 21: Cociente de aumento de la resistencia en función del peso específico....	112
Tabla 22: Resistencia en el bulbo y largo libre en función del coeficiente de roce	113
Tabla 23: Cociente de aumento de la resistencia en función del coeficiente de roce.....	115

Tabla 24: <i>Resistencia en el bulbo y largo libre en función del diámetro</i>	116
Tabla 25: <i>Cociente de aumento de la resistencia en función del diámetro</i>	119

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1 MOTIVACIÓN

Los anclajes postensados en ingeniería estructural son elementos que permiten anclar una estructura al terreno y transmitirle cargas de tracción. Obras como puentes, túneles, muros de contención, elementos pretensados, torres de transmisión, etc., están comúnmente sometidos a configuraciones de sollicitación que hacen indispensable su sujeción por medio de anclajes, los cuales transmitirán parte de la carga de tracción a la roca o suelo.

Los anclajes están formados por tendones de acero que se adhieren al terreno por medio de un recubrimiento de lechada o grout; cada tendón está compuesto de un número variable de torones embebidos en ella, los cuales a su vez constan de alambres de acero trenzados. Típicamente, un torón está formado por seis alambres dispuestos helicoidalmente en torno a otro alambre central.

En Chile, el uso de anclajes se ha vuelto una práctica común en las últimas décadas debido al significativo aumento del uso del subsuelo urbano en obras de edificación, las cuales, debido al cada vez menor espacio disponible, deben incorporar niveles subterráneos. En estos casos, cuando no es posible o resulta inseguro el trazado de taludes para alcanzar la cota de excavación, resulta necesaria la aplicación de sistemas de entibación para estabilizar el terreno en excavaciones verticales, siendo los anclajes los métodos más utilizados.

A pesar de lo anterior, la utilización de anclajes postensados es un fenómeno relativamente nuevo, datando el primer caso de 1996, y cuyo diseño y construcción, al no estar regidos por ninguna norma nacional estándar, generan incertidumbre y desconfianza hasta el día de hoy. Los actuales métodos constructivos y de diseño se basan en estándares extranjeros, los cuales están pensados para suelos con características propias de dichos lugares, diferentes a los que se pueden encontrar en Chile.

En consecuencia, se hace necesario realizar estudios aplicados a suelos chilenos del comportamiento de anclajes postensados, para poder entregar a la comunidad datos fidedignos y así poder difundir su uso. El interés de esta memoria es, por tanto, modelar los mecanismos de transmisión de carga de anclajes de tracción al suelo o roca, de modo de generar un modelo semianalítico que se construya a partir de datos empíricos y deducciones teóricas, el cual, a futuro, pueda ser evaluado con parámetros de suelos nacionales.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GENERAL

- Estimar la resistencia a la tracción de anclajes a través de la implementación de modelos mecánicos no lineales y semianalíticos de la fricción anclaje-suelo, que permitan realizar análisis paramétricos en variables de diseño (tipología, parámetros del suelo, uso de diferentes materiales, etc.)

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Implementar un modelo 1-D de resortes y masas para modelar el fenómeno
- Implementar un modelo 2-D en ANSYS y comparar resultados con el modelo anterior
- Realizar análisis de sensibilidad para determinar la dependencia de la resistencia con varios parámetros
- Desarrollar un método de cálculo de resistencia a la tracción que permita evitar los ensayos de laboratorio y en terreno, demandantes en tiempo y costo.
- Interpretar y, eventualmente, extender datos de laboratorio y terreno durante el proceso de diseño y monitoreo de anclajes que permitan evaluar la integridad estructural de éstos.

1.3 ALCANCES

- Este trabajo de investigación es semi-analítico, pues contempla un modelamiento numérico del fenómeno para la obtención de expresiones analíticas
- El modelamiento se centrará en estudiar la dependencia de la resistencia del bulbo con varios parámetros del problema
- Es un trabajo de naturaleza teórica, por lo que no se busca caracterizar suelos reales o usar parámetros de suelos chilenos reales
- Se espera que los resultados de este trabajo puedan ser contrastados con datos experimentales en futuras investigaciones

CAPÍTULO 2: REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

2.1 ESTADO DEL ARTE

El uso de anclajes como método de solución para el arriostamiento en proyectos de entibación, en Chile, data desde el año 1996. Debido a esto, el número de investigaciones que analizan su comportamiento mecánico en suelos chilenos es reducido, y sus diseños y construcción se han basado en normas y manuales extranjeros, entre los cuales se encuentran la DIN 4125, la FHWA-IF-99, el código BS 8081-89, el manual de anclajes propuesto por Ucar Navarro (2004), la guía de diseño de anclajes española, propuesta por la Dirección General de Carreteras de España (2001), el método de diseño propuesto por Bustamante (1986).

Dentro de los aspectos poco estudiados, uno de los que presenta mayor incertidumbre es el mecanismo de transferencia de carga entre el suelo y el bulbo, el cual se ha definido en función de la capacidad de adherencia promedio entre el bulbo y el suelo, la cual depende del tipo de suelo, su grado de compactación y el proceso constructivo del anclaje.

Los manuales y normativas existentes en Chile se basan en experiencias empíricas aplicadas a suelos extranjeros, cuyos resultados no son fáciles ni directamente extrapolables a suelos de otras características, y sus recomendaciones no entregan valores ni ecuaciones para el diseño y dimensionamiento de anclajes en función del tipo de suelo. En el año 2001, la Corporación de Desarrollo Tecnológico (CDT) publicó una guía con recomendaciones para el diseño, ejecución y control de anclajes, pero fuertemente influenciada por las normativas y guías de diseño europeas, sin llegar a brindar recomendaciones para la estimación de la capacidad de adherencia entre el bulbo y el suelo.

Investigaciones chilenas han recogido estas recomendaciones, como los trabajos de Artacho (2010), Villalobos y Oróstegui (2010), Rozic (2012), López et al. (2018) y López y Sanhueza (2019), entre otros. En todos los casos, sin embargo, se hace notorio el hecho de que usar un valor promedio de la tensión de adherencia puede resultar en la obtención de largos de bulbo mayores a los requeridos para la carga de diseño. Este hecho es consistente con resultados de investigaciones anteriores como, las que se mencionan a continuación:

- Ostermayer et al. (1978), que establece que el perfil de transferencia de carga entre el anclaje y el suelo no es uniforme a lo largo del anclaje, especialmente en suelos altamente densos.

- Fujita et al. (1978), quien determina que la capacidad de carga última del anclaje no es proporcional al largo del bulbo, y que superada cierta longitud máxima, este valor no presenta grandes variaciones.

En ambos casos, se hacía notar que la capacidad de carga última del anclaje no solo depende de las condiciones del suelo y del proceso constructivo, sino también del nivel de carga aplicada, del largo del bulbo y de los parámetros elásticos entre los cables, el grout y el suelo.

Estudios posteriores, como el de Barley et al. (2000), muestran que la falta de uniformidad en la distribución de la tensión de adherencia entre el bulbo y el suelo se debe a la diferencia entre los parámetros elásticos entre los componentes del anclaje y el suelo.

Resumiendo, los criterios de dimensionamiento de anclajes establecidos por los diferentes documentos y normas utilizados consideran:

- Dimensionar el tendón del anclaje con una condición de resistencia
- Verificar deslizamiento del tendón de anclaje en el grout del bulbo
- Dimensionar el bulbo de manera tal que su carga de falla (fuerza de arranque) sea igual a la fuerza del anclaje, amplificada por un factor de seguridad.

La tensión de adherencia admisible del bulbo se puede obtener mediante los siguientes procedimientos: (i) pruebas de investigación y/o pruebas de aptitud; (ii) expresiones analíticas en base a parámetros del suelo (coeficiente de cohesión y ángulo de fricción) y presiones efectivas; (iii) expresiones empíricas dependiendo tipo de suelo.

Siguiendo estos lineamientos, numerosos trabajos de investigación han sido publicados con el objetivo de estudiar el comportamiento de anclajes, tanto ante cargas estáticas como sísmicas, y de generar la información necesaria para su diseño y monitoreo.

Chang et al. (2008), por ejemplo, realizaron estudios numéricos basados en modelos de elementos finitos en una, dos y tres dimensiones, orientados a simular ensayos de arranque de anclajes (carga de diseño de 48 tonf) en arena. Los modelos numéricos, vale decir, modelo de materiales y curvas t-z (curvas de tensión de fricción vs desplazamiento relativo), fueron calibrados en base a datos experimentales de laboratorios reportados en la literatura. Así, con los resultados brindados por las simulaciones numéricas, se pudo dar una interpretación a los datos obtenidos de los ensayos de arranque, de modo de determinar y monitorear el tipo de falla progresiva

que se pudiese presentar: fractura del grout y tendón, deslizamiento interfaz grout-suelo y tendón-grout. Esta última interacción fue estudiada por Wang et al. (2019), quienes proponen un modelo semi-analítico para representar la adherencia entre esta interfaz, el cual fue validado por simulaciones numéricas de elementos finitos 3D y datos experimentales.

Un estudio similar fue realizado por Kim (2003) en que, a través de un programa experimental de terreno en anclajes de 165 mm de diámetro en suelos erosionados, estudió el mecanismo de transferencia de carga en la interfaz tendón-grout midiendo las deformaciones en el grout y tendón. El mecanismo de transferencia de carga medido fue validado mediante un modelo numérico unidimensional formado por elementos tipo viga y resortes, usando modelos elasto-plástico perfectos para las curvas t-z de las interfaces grout-cable y suelo-grout. Este modelo vendría a ser validado, cuatro años más, por Kim et al. (2007), usando un modelo axisimétrico de elementos finitos planos (bidimensional) de los anclajes.

Trabajos más recientes son los de Ozhan and Guler (2017), quienes realizaron pruebas de campo (ensayos de arranque) en suelos arenosos en Alemania, para largos de bulbo entre 4 y 10 [m] y longitud libre entre 8 y 16 [m], concluyendo que anclajes con 6 [m] de largo de bulbo fueron óptimos en estabilidad, y que para largos de bulbo mayores, éstos resultan ser no beneficiosos en cuanto a costo.

Finalmente, se puede mencionar investigaciones nacionales al respecto, como la de Villalobos y Oróstegui (2010) y Fernández et al. (2017), en los que se valida el diseño de éstos tanto ante cargas estáticas como sísmicas. Otro estudio importante fue el llevado a cabo por la empresa Ferrara (www.ferrara.cl) durante el año 2018, financiado con fondos propios, donde se estudió de manera experimental el comportamiento de anclajes postensados inyectados en arenas del sector Reñaca-Concón, con el objetivo de comprender el mecanismo de transferencia de carga entre el bulbo y el suelo y comparar los resultados con los métodos utilizados en la actualidad. El estudio contempló ensayos de arrancamiento realizados por Ferrara, los cuales fueron instrumentados con strain gauges para estimar la distribución de tensión de adherencia bulbo-suelo desarrollada a lo largo del bulbo. Se utilizaron resultados de ensayos SPT disponibles en los terrenos estudiados para la caracterización del subsuelo.

CAPÍTULO 3: METODOLOGÍA

3.1 MODELO 1-D

3.1.1 SOLUCIÓN MATEMÁTICA DE UNA PILA EMPOTRADA, CARGADA AXIALMENTE

Para determinar la ecuación diferencial que rige la deformación de la pila, se considera un segmento diferencial de pila.

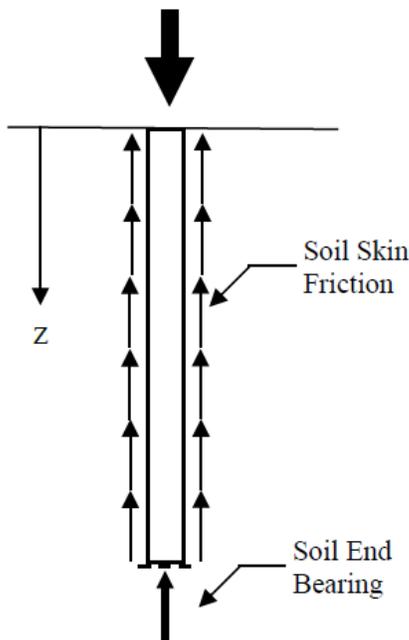


Figura 1. Diagrama de cuerpo libre de una pila empotrada; adaptado de "Axially Loded Piles", por Rocscience, 2018.

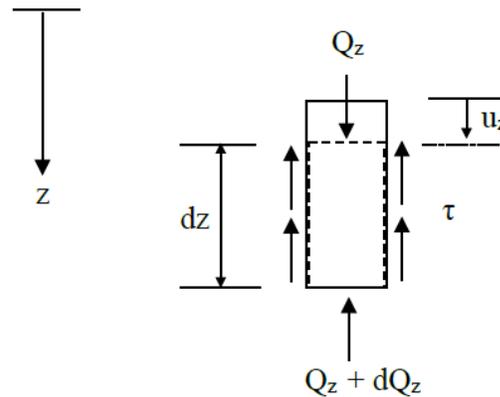


Figura 2. DCL de un elemento diferencial de la pila; adaptado de "Axially Loded Piles", por Rocscience, 2018.

Se ha considerado una aproximación de Taylor de primer orden para el esfuerzo interno. Aplicando la segunda ley de Newton para el segmento, se obtiene la expresión (1).

$$Q_z = Q_z + dQ_z + \tau S \quad (1)$$

La variable τ corresponde a la tensión de fricción que el suelo ejerce sobre la superficie de la pila, en tanto que $S = (2\pi R)dz$ es la superficie de contacto del segmento diferencial. Así, se obtienen las expresiones (2) y (3).

$$dQ_z = -\tau(2\pi R)dz \quad (2)$$

$$\frac{dQ_z}{dz} = -2\pi R\tau \quad (3)$$

Por otro lado, tenemos la ley constitutiva de la pila, que relaciona las deformaciones unitarias con el módulo de Young.

$$\sigma = E\varepsilon \quad (4)$$

$$\frac{Q_z}{A} = E \frac{\Delta L}{L} \quad (5)$$

Aplicado al segmento diferencial, el largo es $L = dz$, y la deformación es $\Delta L = -(u(z + dz) - u(z))$. Así, la ley constitutiva queda de acuerdo a la expresión (7).

$$Q_z = -EA \frac{u(z + dz) - u(z)}{dz} \quad (6)$$

$$Q_z = -EA \frac{du}{dz} \quad (7)$$

E es el módulo de elasticidad, A la sección transversal y u es el desplazamiento de la pila en función de la profundidad z .

Ahora se puede derivar la expresión (7) y reemplazarla en la ecuación de equilibrio de fuerzas (3).

$$-EA \frac{d^2u}{dz^2} = -2\pi R\tau \quad (8)$$

$$\frac{d^2u}{dz^2} - \frac{2\pi R\tau}{EA} = 0 \quad (9)$$

La complejidad de la ecuación diferencial dependerá de la expresión de la tensión de fricción τ . En un modelo simple, lineal y elástico, la tensión de fricción es proporcional al desplazamiento, como muestra la expresión (10).

$$\tau = Ku \quad (10)$$

Donde K es una medida de la rigidez axial de la respuesta del suelo frente al movimiento de la pila. Con este modelo, la ecuación diferencial que rige el fenómeno queda dada por la expresión (11).

$$\frac{d^2u}{dz^2} - \frac{2\pi RK}{EA}u = 0 \quad (11)$$

La ecuación es exactamente la misma si se considera la variable x , medida desde el fondo de la pila y en sentido positivo ascendente.

$$\frac{d^2u}{dx^2} - \frac{2\pi RK}{EA}u = 0 \quad (12)$$

La solución general de esta ecuación está dada por la función (13).

$$u(x) = C_1e^{\alpha x} + C_2e^{-\alpha x} \quad (13)$$

Donde $\alpha = \sqrt{\frac{2\pi RK}{EA}}$ es la solución de la ecuación característica $\alpha^2 - \frac{2\pi RK}{EA} = 0$.

Como condiciones de borde, se considera que la deformación unitaria de la pila es nula en el fondo, y que el esfuerzo axial al inicio de la pila es igual a la carga aplicada Q . Para aplicar las condiciones de borde, se despeja la derivada de la expresión (7) y se utiliza la definición de la deformación unitaria.

$$\varepsilon = \frac{Q_z}{EA} = -\frac{du}{dz} \quad (14)$$

La expresión (14) relaciona la deformación unitaria con la derivada del desplazamiento relativo u . Usando el cambio $z = L - x$, con L el largo de la pila, se obtiene la expresión (15).

$$\varepsilon = \frac{du}{dx} \quad (15)$$

Condiciones de borde:

- 1) $\varepsilon = 0$ en $x = 0$ (deformación nula en el fondo de la pila):

$$\frac{du}{dx}(x = 0) = 0 \quad (16)$$

- 2) $Q_x = Q$ en $x = L$ (esfuerzo axial igual a carga aplicada en la superficie):

$$Q_x(x = L) = EA \frac{du}{dx}(x = L) \quad (17)$$

$$\frac{du}{dx}(x = L) = \frac{Q}{EA} \quad (18)$$

Usando las condiciones se obtiene que:

$$C = C_1 = C_2 = \frac{Q}{2EA\alpha \sinh(\alpha L)} \quad (19)$$

Así, la solución será:

$$u(x) = C(e^{\alpha x} + e^{-\alpha x}) \quad (20)$$

$$u(x) = 2C \cosh(\alpha x) \quad (21)$$

$$\boxed{u(x) = \frac{Q \cosh(\alpha x)}{EA\alpha \sinh(\alpha L)}} \quad (22)$$

Y usando $Q_x = EA \frac{du}{dx}$ se obtiene la expresión (23) para el esfuerzo axial de la pila.

$$\boxed{Q(x) = \frac{Q \sinh(\alpha x)}{\sinh(\alpha L)}} \quad (23)$$

3.1.2 MODELO 1-D CON RESORTES

Como una primera aproximación al problema numérico, se realizará un modelo unidimensional de la pila, en base a resortes y masas discretas. El objetivo de este modelo es ofrecer un procedimiento simplificado del cálculo de la resistencia, asumiendo que la tensión de fricción en las interfaces suelo-grout y grout-acero puede aproximarse por medio de un resorte.

3.1.2.1 DISCRETIZACIÓN

La ecuación diferencial podría no tener solución analítica si la expresión para la tensión de fricción es demasiado compleja. En consecuencia, se modelará el problema mediante una discretización en donde la rigidez del suelo está representada como la acción de un resorte actuando sobre una masa diferencial.

Si se considera una ley lineal y elástica para la rigidez de los resortes, entonces se recupera el caso anterior calculado mediante la ecuación diferencial.

Sin embargo, el comportamiento de los suelos es típicamente no lineal, y la relación entre la tensión de fricción y el desplazamiento está representada por las curvas t-z.

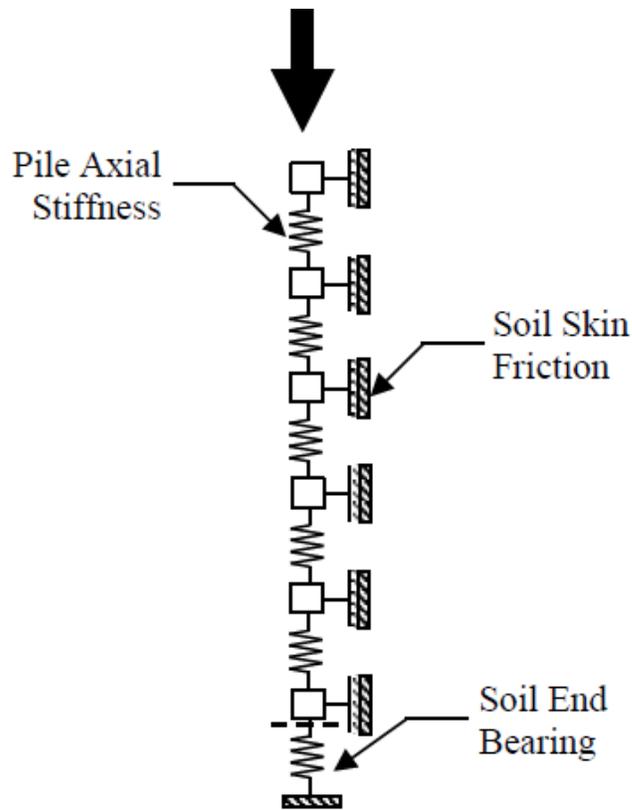


Figura 3. Modelo de masas y resortes; adaptado de “Axially Loded Piles”, por Rocscience, 2018.

La discretización se hará como indica Rocscience (2018), en donde la pila será dividida en N elementos, cada uno representado por un resorte de constante k conectando dos masas diferenciales. Dos de estos elementos formarán un segmento, el cual estará conectado a través de su masa central a un tercer resorte de constante \tilde{k} , que representa la acción del suelo sobre la pila, según muestran las figuras 3 y 4.

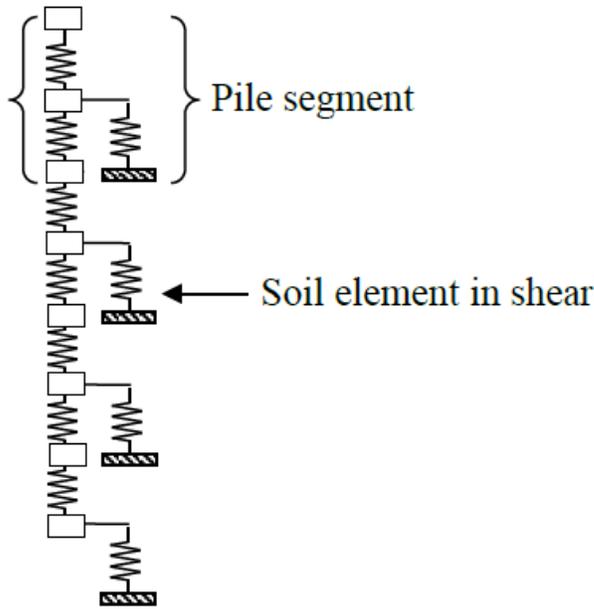


Figura 4. Segmento y elemento infinitesimal de una pila; adaptado de “Axially Loded Piles”, por Rocscience, 2018.

Este modelo es válido si se consideran las siguientes suposiciones:

- La pila es recta, de modo que los efectos de segundo orden sean despreciables.
- La carga está centrada, es decir, no se consideran cargas excéntricas.
- Las deformaciones son pequeñas, de modo de no alterar la geometría original.
- El material de la pila es isotrópico.

Así, cada resorte del suelo actuará sobre un segmento, compuesto por dos elementos. Para determinar la constante k , se usará la ley constitutiva dadas por (24) y (25).

$$\sigma = E\varepsilon \quad (24)$$

$$\frac{F}{A} = E \frac{\Delta l}{l} \quad (25)$$

Donde $l = \frac{L}{N}$ es el largo de cada segmento, Δl es la deformación del resorte, F la fuerza aplicada, A la sección transversal de la pila y E su módulo de elasticidad.

$$F = \left(\frac{AEN}{L} \right) \Delta l = k\Delta L \quad (26)$$

Así, en virtud de la ley de Hooke para resortes:

$$\boxed{k = \frac{AEN}{L}} \quad (27)$$

Ahora bien, para determinar la rigidez del resorte del suelo, se recurre a la curva t-z, que entrega la tensión de fricción para cada desplazamiento $\tau = \tau(u)$. La fuerza de fricción que ejerce el suelo sobre el segmento está dada por la expresión (28).

$$F_r = \tau(u) \cdot S \quad (28)$$

Donde $S = P(2\Delta l) = \frac{2PL}{N}$ es la superficie de contacto del segmento. El número 2 explica el hecho de que un segmento está formado por dos elementos de largo Δl . En tanto, P es el perímetro de la sección transversal de la pila. Y usando la ley de Hooke para resortes, se puede determinar la expresión para la constante de rigidez del suelo:

$$\boxed{\tilde{k} = \frac{2PL\tau(u)}{Nu}} \quad (29)$$

Esta constante no representa una propiedad física del suelo, propiamente tal, sino que se define para conveniencia del modelo unidimensional y su uso de curvas t-z. Esta rigidez, en efecto, representa la pendiente de la curva t-z, siendo sus unidades de fuerza sobre distancia, que en el SI equivale a (N/m) , la cual coincide con las unidades de rigidez de resortes comunes en la Ley de Hooke.

Notar, además, que la forma algebraica de la expresión (29) dependerá de la función de tensión $\tau(u)$, la cual podrá ser fuente de no linealidad, al mostrar dependencia con la variable desplazamiento u . Sin embargo, si se considera un suelo lineal y elástico, la tensión adopta la forma $\tau = Ku$, y la rigidez del suelo se reduce a la expresión (30), la cual representa una rigidez constante.

$$\tilde{k} = \frac{2PLK}{N} \quad (30)$$

3.1.2.2 EQUILIBRIO DE FUERZAS

Se numeran los nodos desde el fondo hasta la superficie, tomando valores $i = 0, 1, \dots, N$, como muestra la figura 5.

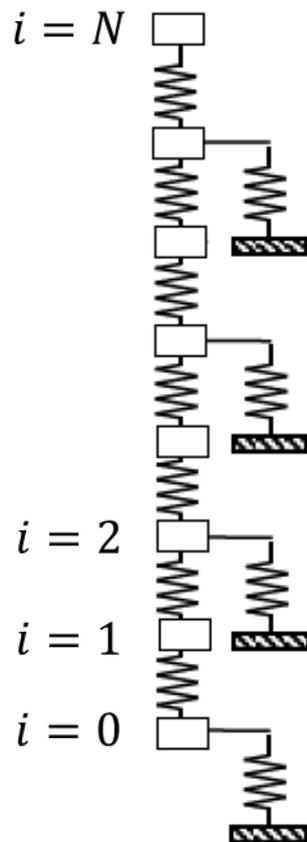


Figura 5. Numeración de los nodos; adaptado de “Axially Loded Piles”, por Rocscience, 2018.

Se ve así que las masas de nodos pares sólo están sometidas a las fuerzas de los resortes superior e inferior de la pila, mientras que las masas de nodos impares, además, a la fuerza ejercida por el resorte de la fricción del suelo. Esto da origen al conjunto de ecuaciones que se presenta en la sección siguiente.

Nodos pares

Sea el nodo par i . La fuerza del resorte superior es $F_s = k(u_{i+1} - u_i)$, mientras que la del inferior es $F_i = k(u_i - u_{i-1})$. Igualando ambas fuerzas se obtiene la ecuación de equilibrio para nodos pares:

$$k(u_{i+1} - u_i) = k(u_i - u_{i-1}) \quad (31)$$

$$\boxed{u_{i+1} = 2u_i - u_{i-1}} \quad (32)$$

Nodos impares:

Sea el nodo impar i . Además de los resortes inferior y superior, se agrega el resorte que representa la fricción del suelo, $F_r = \tilde{k}u_i$.

$$k(u_{i+1} - u_i) = k(u_i - u_{i-1}) + \tilde{k}u_i \quad (33)$$

$$ku_{i+1} = (2k + \tilde{k})u_i - ku_{i-1} \quad (34)$$

$$u_{i+1} = \left(2 + \frac{\tilde{k}}{k}\right)u_i - u_{i-1} \quad (35)$$

Se reemplaza la expresión de la rigidez del suelo:

$$\boxed{u_{i+1} = 2\left(1 + \frac{PL\tau(u_i)}{kNu_i}\right)u_i - u_{i-1}} \quad (36)$$

3.1.2.3 MODELAMIENTO DEL ANCLAJE

Se usará el modelo anterior para estudiar la reacción de un anclaje solicitado por una fuerza Q . Sea un anclaje con la configuración que muestra la figura 6.

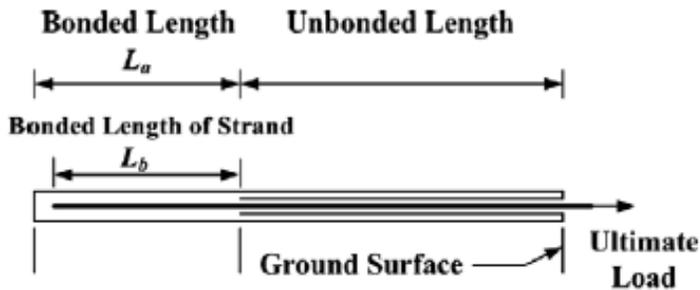


Figura 6. Componentes de un anclaje de tensión; adaptado de “Numerical simulation of ground anchors”, por Kim, N., 2007.

El largo total es $L = L_b + L_u$, donde L_u es el largo libre del cable, y L_b el largo “embebido”, en donde hay contacto entre el cable y el grout (lechada). La pila tiene un radio R , y el módulo de elasticidad del grout es E_g .

Se considerará una configuración típica de torones (strands) formados por 7 alambres de acero, uno central y 6 enrollados helicoidalmente, como muestra la figura 7.

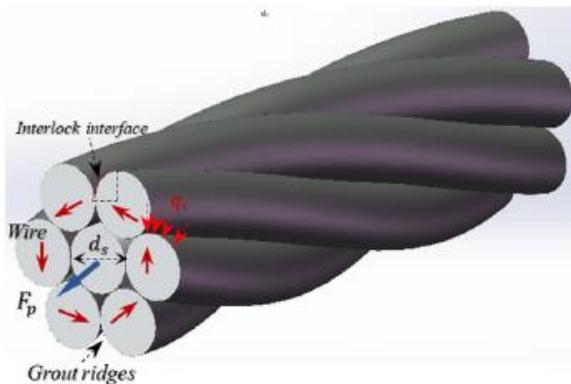


Figura 7. Torón de 7 alambres; adaptado de “Bond behavior between multi-strand tendons and surrounding grout: Interface equivalent modeling method”, por Wang, L., 2019.

Para calcular el módulo de elasticidad de los torones, se usará la expresión de Gysling (2008):

$$E_t = \frac{E_a A_a + \sum_{i=1}^6 E_i A_i \cos^3(\theta)}{A_t} \quad (37)$$

E_a, A_a son el módulo de elasticidad y el área del alambre central, mientras que E_i, A_i de cada alambre lateral, θ es el ángulo de hélice (típicamente entre 10° y 15°) y $A_t = \sum_{i=1}^7 A_i = 7A_a$ es el área total del torón, asumiendo que tanto el alambre central como los laterales son iguales. La expresión para el módulo de elasticidad se reduce, entonces, a lo siguiente:

$$E_t = \frac{E_a}{7} (1 + 6\cos^3(\theta)) \quad (38)$$

Cada tendón, por otra parte, estará formando por un número n_t de torones.

Para el caso general de un torón formado por n_a alambres, la expresión para el módulo de elasticidad es la siguiente:

$$E_t = \frac{E_a}{n_a} (1 + (n_a - 1)\cos^3(\theta)) \quad (39)$$

3.1.2.4 SECUENCIA DE APLICACIÓN DE LA CARGA

El modelo unidimensional considera la división del problema en 2 etapas, cada una con su propia fase de aplicación de carga.

En la primera etapa, se considera únicamente el tendón de acero, el cual será cargado axialmente con una carga Q y estará conectado a resortes a lo largo del largo embebido L_b . Dichos resortes estarán en un marco de referencia fijo, y representarán la fricción desarrollada en la interfaz grout-acero, como muestra la figura 8a. La solución calculada será aquel vector de desplazamientos $\{u_i\}_{i=0,1,\dots,N}$ que permita que el sistema esté en equilibrio.

La segunda etapa contempla sólo el grout, el cual estará conectado en toda su extensión a resortes fijos, los cuales representan la fricción desarrollada a lo largo de la interfaz suelo-grout. Este grout será solicitado verticalmente con las fuerzas de fricción que surgen como consecuencia de los desplazamientos $\{u_i\}_{i=0,1,\dots,N}$ de la etapa anterior, lo cual se fundamenta en el principio de acción y reacción, como muestra la figura 8b. Dichas fuerzas son el producto de cada desplazamiento por la rigidez del resorte, $f_i = \tilde{k}u_i$, con \tilde{k} la rigidez de los resortes grout-acero calculada de acuerdo a la ecuación (29).

Las ecuaciones de ambas etapas serán derivadas a partir de las ecuaciones (32) y (36), puesto que el modelamiento de la fricción por medio de resortes será utilizado para ambas interfaces, suelo-grout y grout-acero, cada una con sus propios valores característicos.

PRIMERA ETAPA: Modelamiento del tendón

El modelamiento deberá considerar el largo libre del tendón y el largo embebido. Para el largo libre, el problema corresponde a un cable ideal sometido únicamente a una fuerza axial de tracción, el cual transmite la carga Q desde la superficie hasta el inicio del largo embebido.

En consecuencia, sólo se modelará la zona embebida, de largo L_b , sometida a una carga externa Q en su nodo superior.

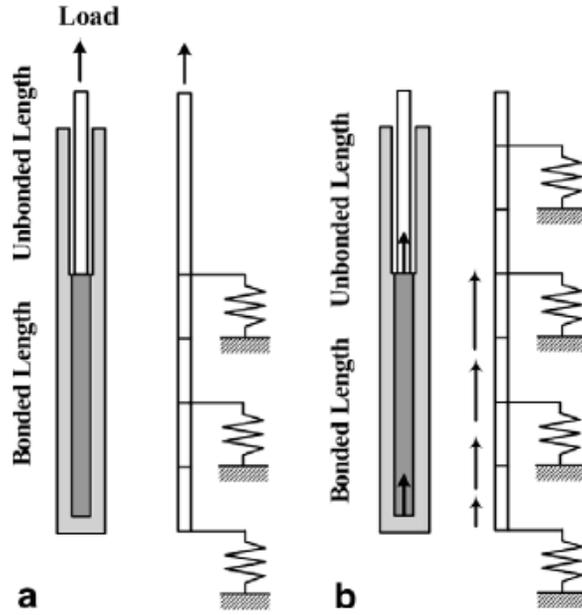


Figura 8. Secuencia de aplicación de la carga: (a) sobre el tendón de acero (etapa 1) y (b) sobre el grout (etapa 2); adaptado de “Numerical simulation of ground anchors”, por Kim, N., 2007.

Nodos pares:

$$u_{i+1} = 2u_i - u_{i-1} \quad (40)$$

Nodos impares:

$$u_{i+1} = 2 \left(1 + \frac{P_c L \tau_{g-c}(u_i)}{k_c N u_i} \right) u_i - u_{i-1} \quad (41)$$

En este caso, P_c es el perímetro del cable (suma de todos los torones), τ_{g-c} es la tensión de “ligazón” (bond-stress) entre el cable y el grout, $k_c = \frac{A_c E_c N}{L}$ es la rigidez del cable, $E_c = E_t$ la elasticidad del cable y $A_c = n A_t$ el área total del cable, considerando los n torones.

Para poder resolver este problema se necesitan dos condiciones iniciales. Usando una aproximación de primer orden, y considerando que la deformación unitaria es nula en $x = 0$, entonces $\frac{du}{dx}(0) = 0$:

$$u(1) = u(0) + \frac{du}{dx}(0)\Delta x = u(0) \quad (42)$$

Es decir, las condiciones iniciales $u(0), u(1)$ tendrán el mismo valor, a partir de los cuales se calcularán los desplazamientos de las masas de los nodos superiores. Así, se obtendrá un vector solución $\{u_i\}_{i=0,\dots,N}$ de $N + 1$ componentes, las cuales, al ser multiplicadas por la rigidez de sus respectivos resortes, darán el vector de fricción sobre las masas $\{f_i\}_{i=0,\dots,N}$, con $f_i(u_i) = \tilde{k}(u_i) \cdot u_i$. Para que la pila esté en equilibrio, la sumatoria de estas fuerzas de fricción debe ser igual a la carga externa de sollicitación:

$$\sum_{i=0}^N f_i = Q \quad (43)$$

La expresión (43) representa la condición para establecer que la solución es la correcta. Sin embargo, es muy probable que dicha condición no se cumpla, por lo que se deberá iterar, aumentando o disminuyendo la condición inicial $u(0)$ en algún valor pequeño h apropiado. Así, se iterará las veces que sean necesarias, hasta cumplir con la condición (43) dentro de un determinado límite de tolerancia.

Se usará como criterio la cantidad $\delta = |Q - \sum f_i|$. La iteración se detendrá, dando una solución con un gran grado de exactitud, cuando δ sea menor que algún valor predefinido.

Si se considera un modelo de interacción lineal para el bond-stress entre el grout y el cable, entonces la ecuación para los nodos impares queda de la siguiente manera:

$$\boxed{u_{i+1} = 2 \left(1 + \frac{P_c L K_{g-c}}{k_c N} \right) u_i - u_{i-1}} \quad (44)$$

Donde la relación lineal es $\tau_{g-c}(u_i) = K_{g-c} u_i$.

SEGUNDA PARTE: Modelamiento del grout.

Conocida la solución de la parte anterior, que corresponde al vector $\{u_i\}_{i=1,\dots,N_b}$, con $N_b = \frac{L_b}{L} N$, se modelarán las ecuaciones para el grout. En esta configuración, la carga externa Q desaparece y es reemplazada por la fuerza derivada del bond-stress que ejerce el tendón sobre el largo embebido L_b . Dicha fuerza corresponde al vector $\{f_i\}_{i=1,\dots,N_b}$, con:

$$f_i = \frac{\tilde{k}_{g-c}}{2} u_i = \frac{P_c L \tau_{g-c}(u_i)}{N} \quad (45)$$

NOTA: (El factor $1/2$ se debe a que ahora la fuerza actúa sobre un elemento de largo Δl y no sobre un segmento de largo $2\Delta l$).

Para el caso lineal, la expresión se reduce a:

$$f_i = \frac{P_c L K_{g-c}}{N} u_i \quad (46)$$

Se llamará w_i a los desplazamientos del grout con respecto al suelo, para diferenciarlos de los desplazamientos u_i del cable.

Nodos pares:

Además de las fuerzas elásticas de los resortes inferior y superior, se agrega la fuerza ejercida por el cable:

$$k_g(w_{i+1} - w_i) + f_i = k_g(w_i - w_{i-1}) \quad (47)$$

Donde $k_g = \frac{A_g E_g N}{L}$ es la rigidez de los resortes de cada elemento diferencial del grout, con A_g y E_g la sección transversal y el módulo de elasticidad.

$$k_g(w_{i+1} - w_i) + \frac{P_c L \tau_{g-c}(u_i)}{N} = k_g(w_i - w_{i-1}) \quad (48)$$

$$w_{i+1} - w_i + \frac{P_c L \tau_{g-c}(u_i)}{N k_g} = w_i - w_{i-1} \quad (49)$$

$$\boxed{w_{i+1} = 2w_i - w_{i-1} - \frac{P_c L \tau_{g-c}(u_i)}{N k_g}} \quad (50)$$

Nodos impares:

A lo anterior, se suma la fuerza del resorte que representa la fricción entre el suelo y el grout.

$$k_g(w_{i+1} - w_i) + f_i = k_g(w_i - w_{i-1}) + \tilde{k}_{s-g} w_i \quad (51)$$

$$k_g(w_{i+1} - w_i) + \frac{P_c L \tau_{g-c}(u_i)}{N} = k_g(w_i - w_{i-1}) + \frac{2P_g L \tau_{s-g}(w_i)}{N w_i} w_i \quad (52)$$

$$\boxed{w_{i+1} = 2w_i - w_{i-1} + \frac{2P_g L \tau_{s-g}(w_i)}{N k_g} - \frac{P_c L \tau_{g-c}(u_i)}{N k_g}} \quad (53)$$

Si consideramos el modelo lineal para las curvas t-z, las expresiones se reducen a:

Nodos pares:

$$\boxed{w_{i+1} = 2w_i - w_{i-1} - \frac{P_c L K_{g-c}}{N k_g} u_i} \quad (54)$$

Nodos impares:

$$\boxed{w_{i+1} = 2 \left(1 + \frac{P_g L K_{s-g}}{N k_g} \right) w_i - w_{i-1} - \frac{P_c L K_{g-c}}{N k_g} u_i} \quad (55)$$

Con el vector solución u es posible calcular la deformación unitaria del cable de acero, y con ella el esfuerzo axial del cable:

$$\varepsilon_c(i) = \frac{u_{i+1} - u_i}{l} \quad (56)$$

$$Q_c(i) = E_c A_c \varepsilon_c(i) \quad (57)$$

De igual manera, con el vector w se calcula la deformación unitaria del grout y el esfuerzo axial:

$$\varepsilon_g(i) = \frac{w_{i+1} - w_i}{l} \quad (58)$$

$$Q_g(i) = E_g A_g \varepsilon_g(i) \quad (59)$$

Por equilibrio de fuerzas, el esfuerzo axial resistido por el suelo es igual a la suma de los esfuerzos del cable y el grout:

$$Q_s = Q_c + Q_g \quad (60)$$

3.1.2.5 MODELOS DE FRICCIÓN EN LA INTERFAZ

En la sección anterior se propusieron expresiones iterativas para determinar los desplazamientos u del cable con respecto al grout, y w del grout con respecto al suelo. Ambas formas quedan expresadas en función de las tensiones de fricción $\tau_{g-c}(u_i)$ y $\tau_{s-g}(w_i)$ para las interfaces grout-cable y suelo-grout, respectivamente. La complejidad de estas expresiones dependerá de las condiciones de cada suelo y del grado de sofisticación del modelo considerado, siendo el caso más simple una relación lineal entre el desplazamiento y la tensión de fricción.

Sin embargo, una linealidad de este tipo implicaría una dependencia elástica infinita entre ambas interfaces, lo que no es consistente con la realidad, ya que necesariamente debe ocurrir rotura en algún momento, por lo que se hace necesario considerar modelos más ajustados a lo observado empíricamente.

(i) Interfaz grout-acero.

Se propone un modelo de interacción de materiales frágiles (Ren et al., 2009), en el que una primera fase lineal y elástica se extiende hasta alcanzar un determinado desplazamiento crítico δ_l , asociado a una tensión máxima τ_f . Pasada esta fase, el vínculo entre ambas superficies sufre un proceso de degradación lineal hasta que, alcanzado el desplazamiento último δ_f , comienzan a deslizarse libremente entre sí bajo una tensión de fricción dinámica constante τ_r .

La figura 9 esquematiza la forma de este modelo:

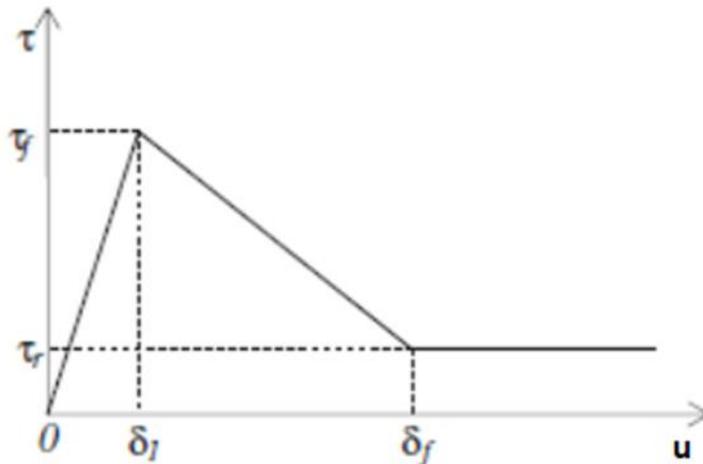


Figura 9: Diagrama de curva t-z para interfaz grout-cable

Usando los resultados de Kim et al. (2007), se asumirá una tensión de deslizamiento $\tau_f = 1.900 \text{ [kPa]}$, alcanzada en $\delta_l = 2,5 \text{ [mm]}$.

De acuerdo a los resultados experimentales de (Ren et al., 2009), la tensión dinámica toma la forma $\tau_r = \lambda\tau_f$, con $\lambda = 0,18$ (18% de la carga máxima), alcanzada en $\delta_f = 10 \text{ [mm]}$.

La ecuación que representa esta función es la mostrada en la expresión (61).

$$\tau_{g-c}(u) = \begin{cases} \frac{\tau_f}{\delta_l} u & \text{para } u \leq \delta_l \\ \frac{\lambda\tau_f(u - \delta_l) + \tau_f(\delta_f - u)}{\delta_f - \delta_l} & \text{para } \delta_l \leq u \leq \delta_f \\ \lambda\tau_f & \text{para } u \geq \delta_f \end{cases} \quad (61)$$

Para construir la función de rigidez de los resortes que representan el bond-stress, se divide la función anterior por el desplazamiento:

$$K_{g-c}(u) = \begin{cases} \frac{\tau_f}{\delta_l} & \text{para } u \leq \delta_l \\ \frac{\lambda\tau_f(u - \delta_l) + \tau_f(\delta_f - u)}{u(\delta_f - \delta_l)} & \text{para } \delta_l \leq u \leq \delta_f \\ \frac{\lambda\tau_f}{u} & \text{para } u \geq \delta_f \end{cases} \quad (62)$$

El gráfico de la figura 10 muestra la interacción grout-cable para los valores utilizados en el modelo computacional:

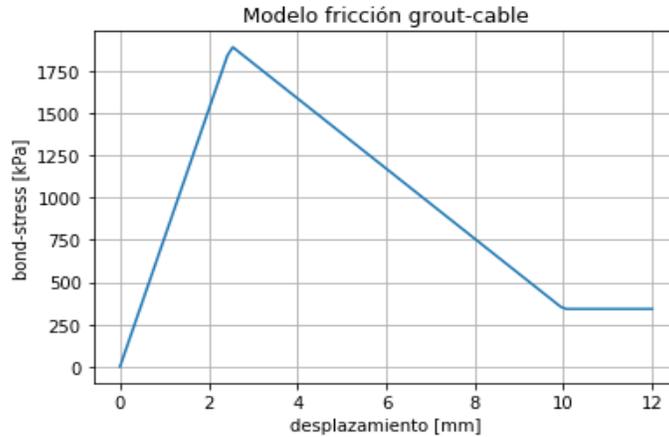


Figura 10: Curva t-z para la interfaz grout-cable utilizada en el modelamiento

(ii) Interfaz suelo-grout.

La forma en que el grout interactúa con el suelo está fuertemente influenciada por el tipo de suelo y los parámetros geomecánicos que lo definen. Un primer modelo básico es el elasto-plástico perfecto (Kim et al., 2007), el cual considera una interacción lineal y elástica hasta alcanzar un desplazamiento relativo máximo δ_f , después del cual ambas superficies deslizan libremente con una tensión máxima constante τ_f .

La función (63) representa dicho comportamiento:

$$\tau_{s-g}(w_i) = \begin{cases} \frac{\tau_f}{\delta_f} \cdot w_i, & w_i < \delta_f \\ \tau_f, & w_i \geq \delta_f \end{cases} \quad (63)$$

La figura 11 muestra este modelo para valores $\tau_f = 300$ [kPa] y $\delta_f = 2,5$ [mm].

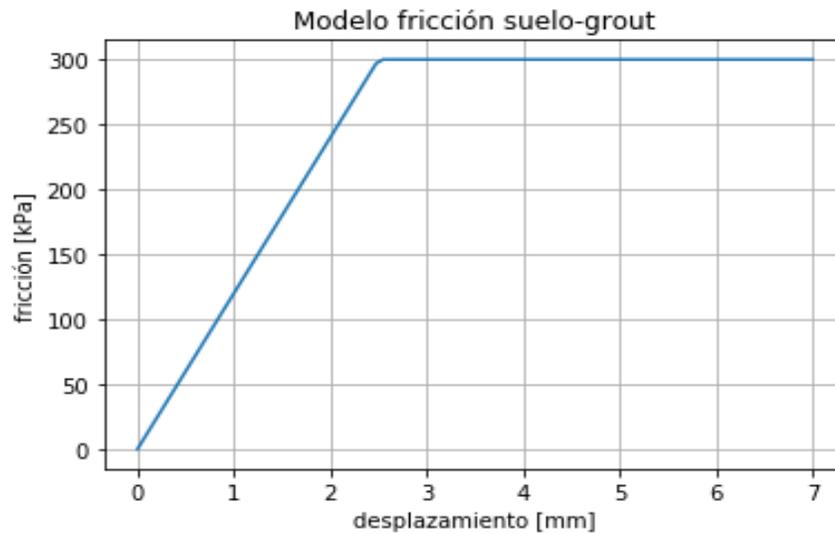


Figura 11. Curva t-z para la interfaz suelo-grout, utilizando un modelo elasto-plástico perfecto

El American Petroleum Institute API (2002) provee formas generales para las curvas t-z de arenas y arcillas, como muestran las figuras 12, 13, 14 y 15.

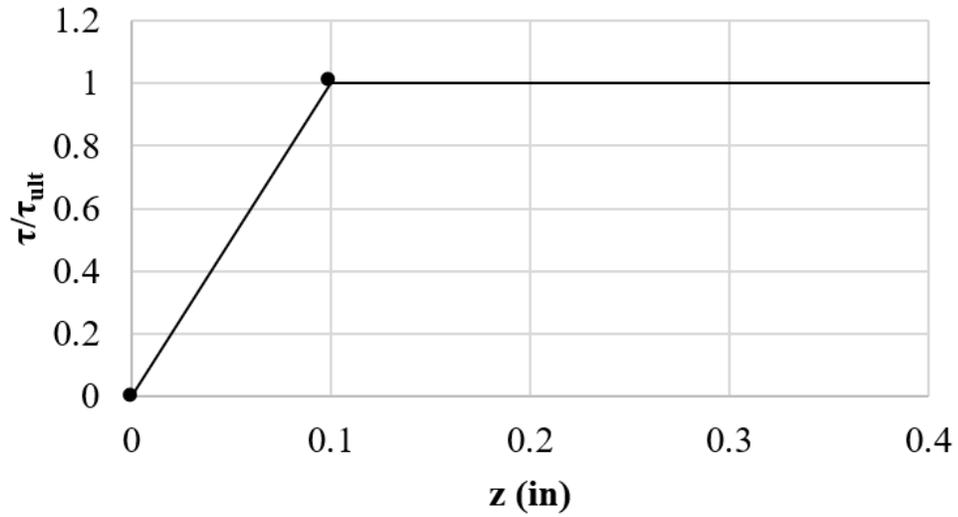


Figura 12. Curva t-z para arenas de API (2002), mediante un modelo elasto-plástico perfecto

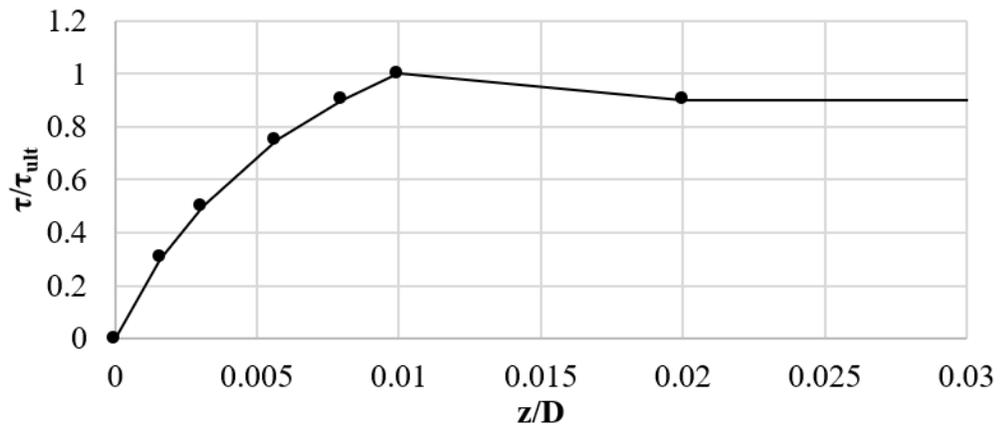


Figura 13. Curva t-z para arcillas de API (2002).

Coyle y Reese (1966) presenta una curva t-z para arcillas que no depende del diámetro del anclaje:

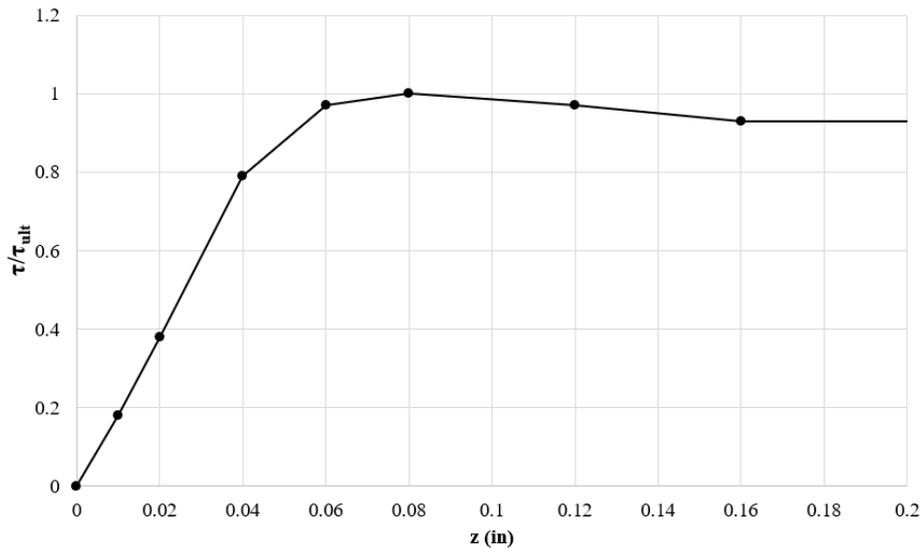


Figura 14. Curva t-z para arcillas de Coyle y Reese (1966)

Finalmente, Mosher (1984) presenta un modelo para arenas:

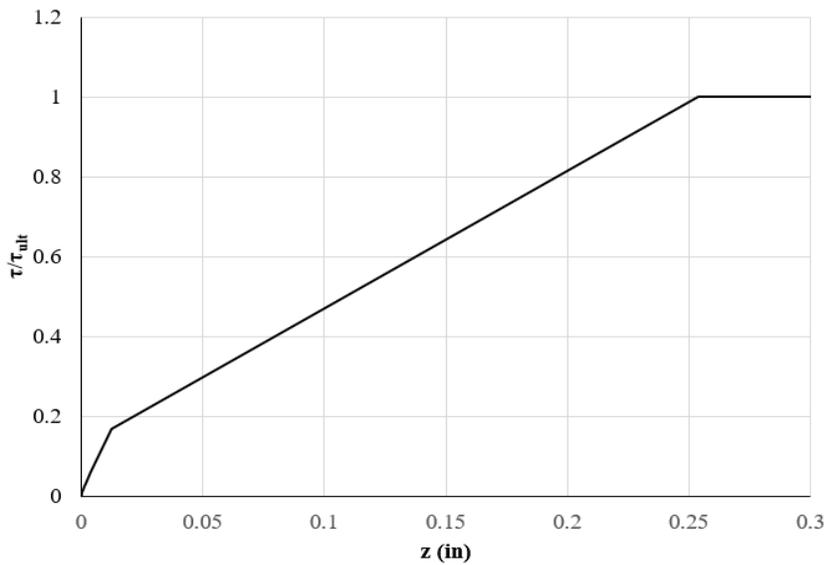


Figura 15. Curva t-z para arenas, según Mosher (1984)

Korff, Mair y Van Tol (2016) presentan curvas modeladas computacionalmente, basados en los modelos de API (2002), para arenas y arcillas a distintas profundidades, mostradas en la figura (16).

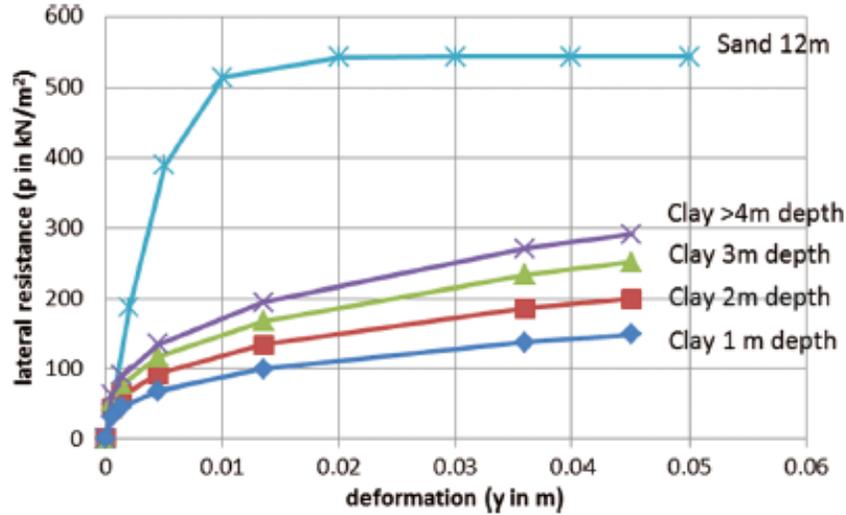


Figura 16. Curvas t-z para arena y arcillas a distintas profundidades, de Korff, Mair y Van Tol (2016)

En función de los modelos anteriores, se utilizará una curva t-z para la interfaz suelo-grout que contemple dos fases lineales: la primera elástica y lineal, entre el origen y el punto (δ_y, τ_y) ; y una segunda denominada “zona de fluencia”, que viene a representar la curvatura que se desarrolla antes de alcanzar la tensión máxima τ_f asociada al desplazamiento crítico δ_f , a partir del cual se produce el deslizamiento.

La función que representa este modelo se muestra en la expresión (64).

$$\tau_{s-g}(w) = \begin{cases} \frac{\tau_y}{\delta_y} w & \text{para } w \leq \delta_y \\ \frac{\tau_f - \tau_y}{\delta_f - \delta_y} \cdot (w - \delta_y) + \tau_y & \text{para } \delta_y \leq w \leq \delta_f \\ \tau_f & \text{para } w \geq \delta_f \end{cases} \quad (64)$$

El gráfico de la figura 17 muestra esta curva, correspondiente a un modelo trilineal, considerando los parámetros definidos en (65).

$$\begin{aligned} \tau_f &= 300 \text{ [kPa]} & \tau_y &= 0.8 \cdot \tau_f = 240 \text{ [kPa]} & (65) \\ \delta_y &= 1.5 \text{ [mm]} & \delta_f &= 2.5 \text{ [mm]} \end{aligned}$$

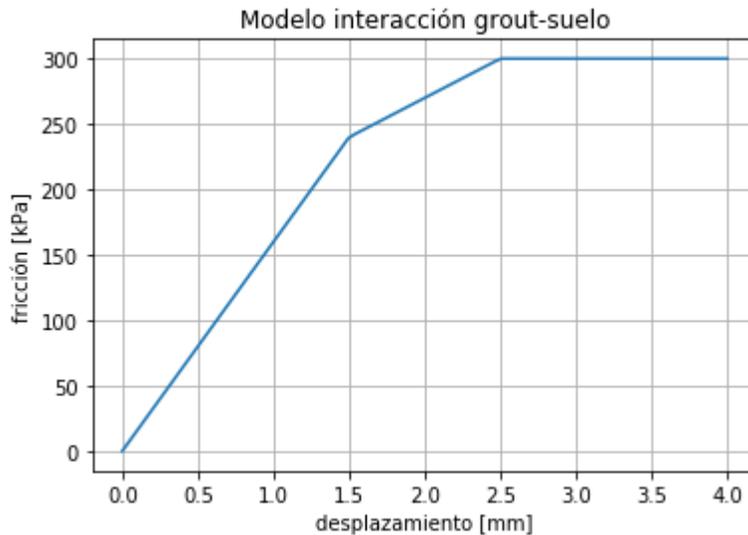


Figura 17. Curva t-z tipo para suelo-grout usada en la modelación computacional

El desplazamiento de deslizamiento $\delta_f = 2.5 \text{ [mm]}$ fue tomado de Kim et al. (2007). Sin embargo, tanto la tensión de fluencia τ_y como el desplazamiento de fluencia δ_y fueron seleccionados arbitrariamente, y la sensibilidad de la respuesta a su variación será materia de estudio de este trabajo.

Influencia de la presión lateral de tierra sobre la fricción.

De acuerdo con la ley de fricción de Coulomb, la fuerza de rozamiento estático máximo entre dos superficies aumenta junto con la fuerza normal entre ellas. Un modelo simple propone una relación lineal entre ambas, a través de un coeficiente de fricción μ :

$$F_r = \mu_e N \quad (66)$$

Esta corresponde a la máxima fuerza de fricción estática que pueden desarrollar las superficies en contacto; superado este umbral, las superficies comenzarán a deslizar y experimentarán una fuerza de roce dinámico constante, caracterizada por un coeficiente μ_d , usualmente menor que el estático.

Llevado al caso de la interfaz suelo-grout, se puede obtener una expresión análoga a partir de la Teoría de Mohr-Coulomb para esfuerzos cortantes en suelos:

$$\tau_f = c + \sigma_h \tan(\varphi) \quad (67)$$

Con c la cohesión del suelo, φ el ángulo de fricción interna y σ_h la presión lateral de suelo, dada por la expresión siguiente:

$$\sigma_h = \sigma'_h + u \quad (68)$$

Con $u = \gamma_w z_w$ la presión de poros y σ'_h la presión lateral efectiva, calculada como sigue:

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v \quad (69)$$

K_0 es el coeficiente de presión lateral y σ'_v la presión vertical efectiva. Así, la expresión para la tensión máxima de corte, en suelos no cohesivos ($c = 0$), como arenas, adopta la siguiente expresión:

$$\tau_f = (K_0 \sigma'_v + u) \tan(\varphi) \quad (70)$$

Considerando $K = K_0 \tan(\varphi)$ como el coeficiente de roce, la fórmula queda:

$$\tau_f = K\sigma'_v + u \tan(\varphi) \quad (71)$$

En este trabajo se considerarán solamente suelos emplazados sobre el nivel freático, con lo cual:

$$\tau_f = K\sigma'_v = K\gamma z \quad (72)$$

Con γ el peso específico del suelo y z la profundidad.

Así, la tensión máxima de la curva t-z será directamente proporcional a la profundidad. El desplazamiento en donde se alcanza esta carga máxima se mantiene constante e independiente de la profundidad.

Por otro lado, para suelos cohesivos, la expresión para la tensión máxima es:

$$\tau_f = \alpha S_u \quad (73)$$

Donde S_u es la resistencia al corte no drenado de la arcilla y α un factor adimensional que se calcula como sigue (API (2002)):

$$\alpha = \begin{cases} 0,5\psi^{-0,5}, & \text{para } \psi \leq 1 \\ 0,5\psi^{-0,25}, & \text{para } \psi > 1 \end{cases} \quad (74)$$

Con $\psi = S_u/\sigma'_v$.

Para el caso de la interfaz grout-cable se considera la misma ley de rozamientos, pero con un límite superior para la tensión máxima τ_f , a partir de la cual se hace constante e independiente de la presión de confinamiento. En este trabajo se asumirá que el bulbo se encuentra a una profundidad suficiente para alcanzar la presión crítica, por lo que se tomará el valor $\tau_f = 1.900 [kPa]$ constante a lo largo de toda su extensión.

3.1.2.6 PARÁMETROS DEL MODELO

Se estudiará una anclaje de largo total L y de bulbo L_b variables, con los siguientes parámetros:

- Características geométricas.

Diámetro anclaje: $D = 160$ [mm]

Número de torones: $n_t = 9$

Número de alambres por torón: $n_a = 7$

Diámetro alambre: $D_a = 5,06$ [mm]

- Características mecánicas.

Módulo de elasticidad de acero: $E_a = 210$ [GPa]

Módulo de elasticidad del grout: $E_g = 21$ [GPa] (Kim et al., 2007)

Resistencia a la compresión del grout: $\sigma_c = 20$ [MPa] (Kim et al., 2007)

Deformación unitaria de falla a tracción del grout: $\varepsilon_t = 0,0001$ (Kim et al., 2007)

- Características del suelo.

Peso específico: $\gamma = 19$ [kN/m³]

Cohesión: $c = 0$

Coefficiente de roce: $K = 1,7$ (Kim et al., 2007)

3.2 MODELO 2-D

3.2.1 CONFIGURACIÓN DEL MODELO EN ANSYS

Es posible modelar el comportamiento del anclaje de una manera bidimensional, usando el hecho de que el problema tiene simetría cilíndrica, lo cual permite realizar una formulación axisimétrica. Esto quiere decir que basta modelar la mitad del plano longitudinal que corte al anclaje en uno de sus ejes de simetría. La figura 18 muestra la configuración axisimétrica de un anclaje de tensión.

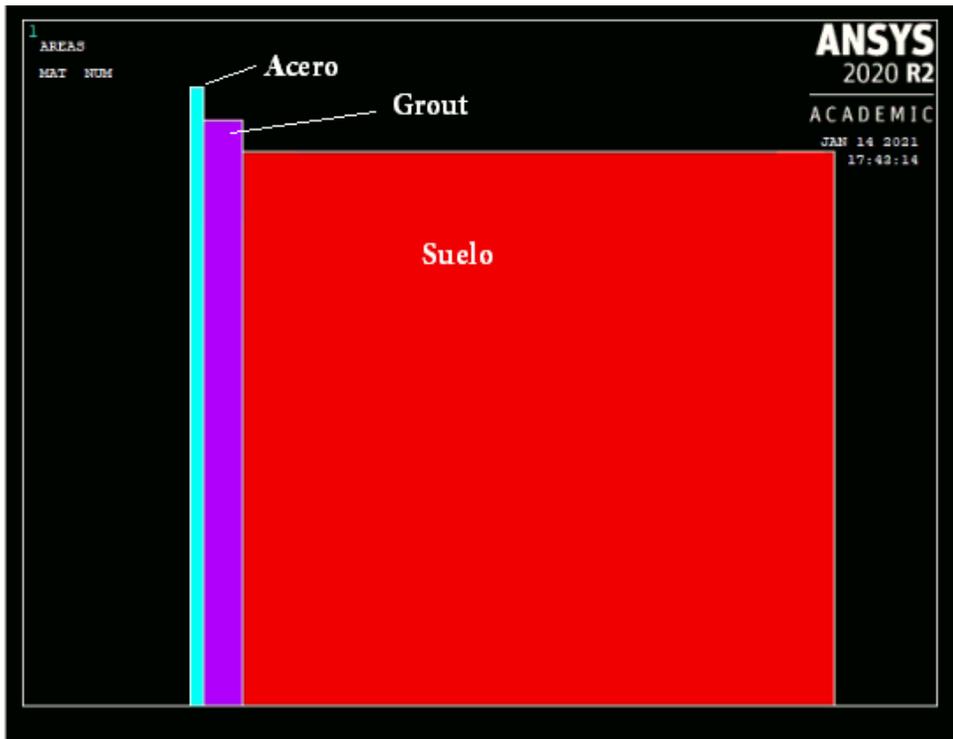


Figura 18. Modelo axisimétrico del anclaje de APDL ANSYS

En la figura 18 se representa el perfil longitudinal a lo largo de un plano de simetría. La primera región, coloreada de celeste, representa el tendón de acero, diseñada con un radio equivalente de 2 [cm] (dada la axisimetría de la formulación, no es posible representar el tendón con sus torones, por lo que se usa este valor, de manera de obtener un perímetro y área similares a los que tendría el tendón); el área púrpura representa el grout, con un radio de 8 [cm] (es decir, 6 [cm] de espesor entre el acero y el suelo); y el área roja representa el suelo. Si este plano es rotado en torno al eje vertical más a la izquierda, el sólido de revolución generado será el anclaje de geometría cilíndrica.

A continuación, se describe la secuencia cronológica de acciones y elementos necesarios para dar forma a un modelo funcional como el antes descrito:

1) Definir las preferencias.

Este es un primer paso opcional, en el cual, en la entrada *Preferences*, se seleccionará la opción *Structural*, en desmedro de *Thermal*, *Magnetic*, *High Frequency* y *Electric*, ya que debido a que el problema de anclaje es exclusivamente mecánico, se descartan, para mayor facilidad de uso de APDL, las preferencias relacionadas a cálculos que involucren tensiones térmicas, magnéticas, eléctricas y problemas de alta frecuencia.

2) Definir los materiales.

Se definirán los materiales a utilizar en el problema: acero, grout y suelo. Para definir un material, se debe seguir la siguiente secuencia en el *Main Menu*: *Preprocessor* > *Material Props* > *Material Models*. Se abrirá una nueva ventana de título *Define Material Model Behavior*, en la cual se deben definir los atributos mecánicos necesarios: densidad, módulo de elasticidad, coeficiente de Poisson.

A la derecha de la ventana, en la sección *Material Models Available*, se abre la carpeta *Structural* > *Linear* > *Elastic* > *Isotropic*. Se abrirá una segunda ventana donde se deberá agregar el valor del módulo de elasticidad y de Poisson, como muestra la figura 18. Para definir la densidad, se pincha la opción *Density*, dentro de la carpeta *Linear* (ver figura 19). Una vez definido el primer material, se pincha sobre la pestaña *Material*, en la parte superior de la primera ventana, y se selecciona la opción *New Model*, para luego repetir el proceso anterior para el segundo material.

Los parámetros usados para el acero y el grout son:

Acero:

- $E = 1.92 \cdot 10^{11} [Pa]$, $\nu = 0.3$, $\rho = 7850 [kg/m^3]$

Grout:

- $E = 1.8 \cdot 10^{10} [Pa]$, $\nu = 0.3$, $\rho = 2150 [kg/m^3]$

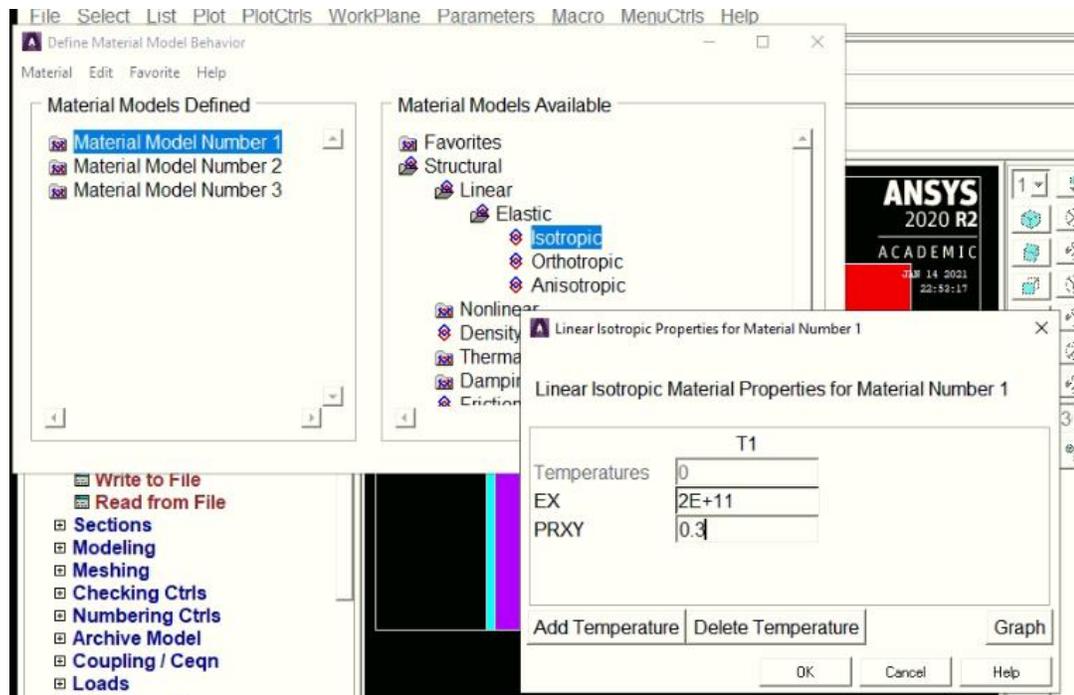


Figura 19. Definición de materiales

Para modelar el material suelo, se deben seguir algunos pasos diferentes. En la sección *Material Models Available*, se sigue la siguiente secuencia: *Structural > Nonlinear > Inelastic > Non-metal Plasticity > Drucker-Prager*. Esto permitirá modelar un material con características más similares a las de un suelo real, en particular de uno que satisface el criterio de fallas de Drucker-Prager. Se abrirá una ventana de aviso que pedirá ingresar los parámetros elásticos: elasticidad y Poisson, para luego solicitar los parámetros del criterio Drucker-Prager en una nueva ventana: cohesión c , ángulo de fricción interna ϕ y el ángulo de dilatancia ψ .

NOTA: APDL ANSYS no tiene un sistema de unidades predeterminado, por lo que es el propio usuario el que debe ingresar todos los valores en el mismo sistema de unidades, de modo de obtener resultados consistentes. En este análisis, el sistema utilizado será el SI.

3) Definir el tipo de elemento.

En el *Main Menu*, se sigue la secuencia *Preprocessor > Element Type > Add/Edit/Delete*. En la ventana emergente, seleccionar *Add* para desplegar una nueva ventana llamada *Library of Element Types*, en cuyo primer recuadro se marcarán las opciones *Structural Mass > Soild*, y luego en el segundo recuadro *Quad 4 node 182 > 8 node 183*, como se muestra en la figura 20. La

elección de este elemento se justifica debido a su comportamiento de desplazamiento cuadrático, el cual se ajusta bien a *meshings* irregulares y formulaciones planas y axisimétricas (ANSYS Mechanical APDL Element Reference, 2010).

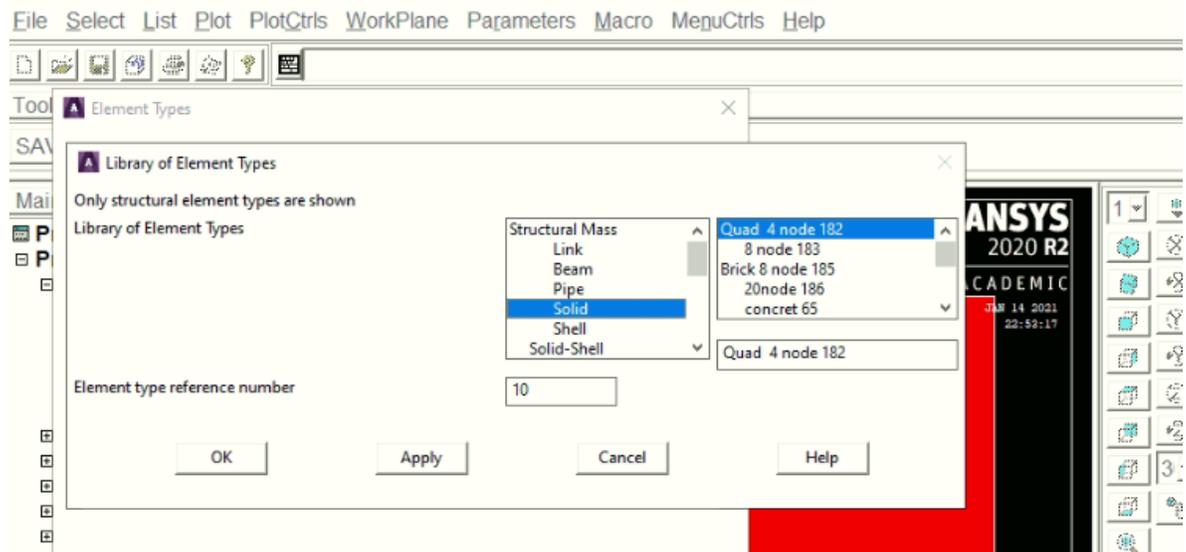


Figura 20. Definición de tipo de elemento

Al pinchar OK, en la primera ventana, seleccionar *Options...* para abrir una nueva ventana, en la cual se seleccionará *Quadrilateral* en el parámetro *K1 Element Shape*; en el parámetro *K3 Element Behavior* se selecciona *Axisymmetric* (para informarle al programa que se trata de una formulación axisimétrica); y en el parámetro *K6 Element formulation* se elige la opción *Mixed U/P*, para una formulación mixta de desplazamientos y esfuerzos.

4) Definición de la geometría.

La geometría del problema es sencilla, constando exclusivamente de rectángulos. Para definir un rectángulo, se debe seguir la siguiente secuencia en el *Main Menu*: *Preprocessor > Modeling > Create > Areas > Rectangle > By Dimensions*. Al hacerlo, emergerá una ventana que solicitará las coordenadas de los 4 vértices: 2 para el eje horizontal X y dos para el eje horizontal Y. A modo de ejemplo, un problema de una pila simple de concreto empotrada en el suelo, requerirá de 3 áreas rectangulares: una para la pila, y dos para el suelo, como muestra la figura 21.

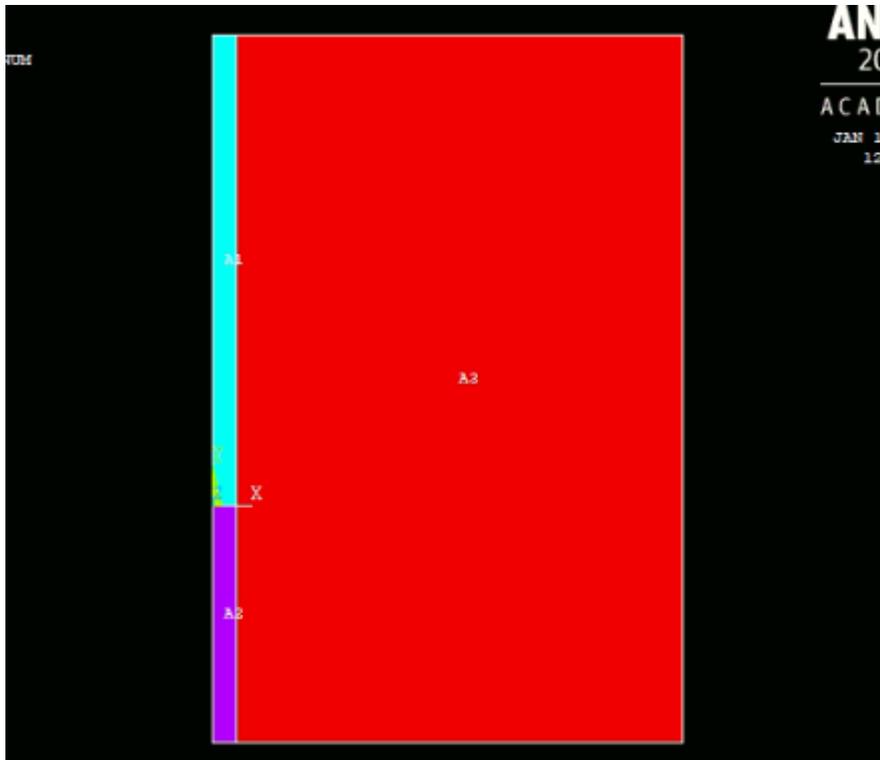


Figura 21. Áreas del problema de una pila empotrada

El área 1, en celeste, representa la pila de 20 [cm] de diámetro y 2 [m] de largo, de coordenadas en X 0 y 0.1, y en Y 0 y 2; el área 2 púrpura representa la porción de suelo bajo la pila, de 1 metro de profundidad, y sus coordenadas en X son 0 y 0.1, y en Y -1 y 0; el área 3 roja es la otra parte del suelo, de coordenadas en X 0.1 y 2, y en Y -1 y 2.

Sin embargo, para que las áreas 2 y 3 formen un solo cuerpo (el suelo), se debe unir ambas áreas a través de la siguiente secuencia: *Preprocessor > Modeling > Operate > Booleans > Add > Areas*, se seleccionan las áreas a unir y se presiona OK en la ventana emergente, quedando lo que muestra la figura 22.

También se deberán unir las dos líneas inferiores, que originalmente pertenecían a las áreas 2 y 3, siguiendo la siguiente secuencia: *Preprocessor > Modeling > Operate > Booleans > Add > Lines*, se selecciona ambas líneas y se presiona OK.

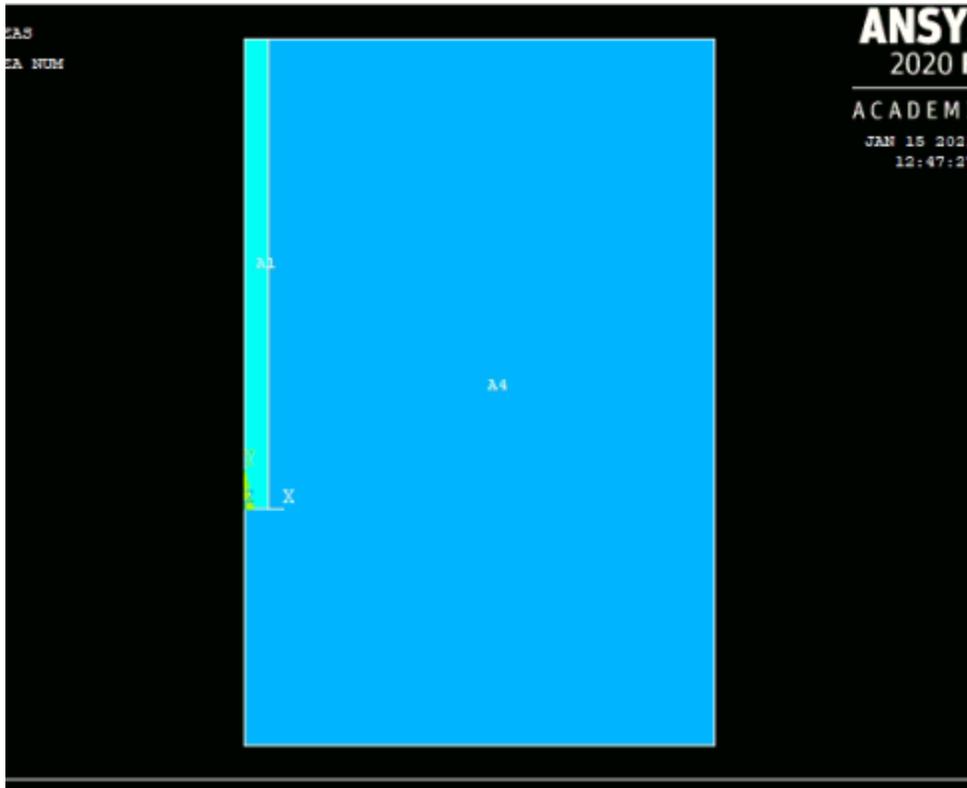


Figura 22. Unión de áreas

5) Meshing

Para poder realizar el meshing, primero se debe asignar los atributos a cada área, vale decir, el material que tendrá asignado y el tipo de elemento. Para ello se sigue la siguiente secuencia: *Preprocessor > Meshing > Mesh Attributes > Picked Areas*. Se selecciona un área, OK, y se abrirá una ventana nueva, donde se deberá asignar el material deseado (acero, grout o suelo) y el tipo de elemento.

Hecho esto con todas las áreas, se procede al meshing mismo, a través de la secuencia *Preprocessor > Meshing > Mesh Tool*. Se abrirá una ventana llamada *Mesh Tool*, en la cual se deberá presionar el botón *Set* de la sección *Size Controls: Global*. En la nueva ventana emergente se deberá escribir el tamaño elegido para cada división del meshing, en el recuadro *Size Element edge length*. Como se muestra en la figura 18, se eligió un tamaño de 2 [cm] para los elementos del meshing:

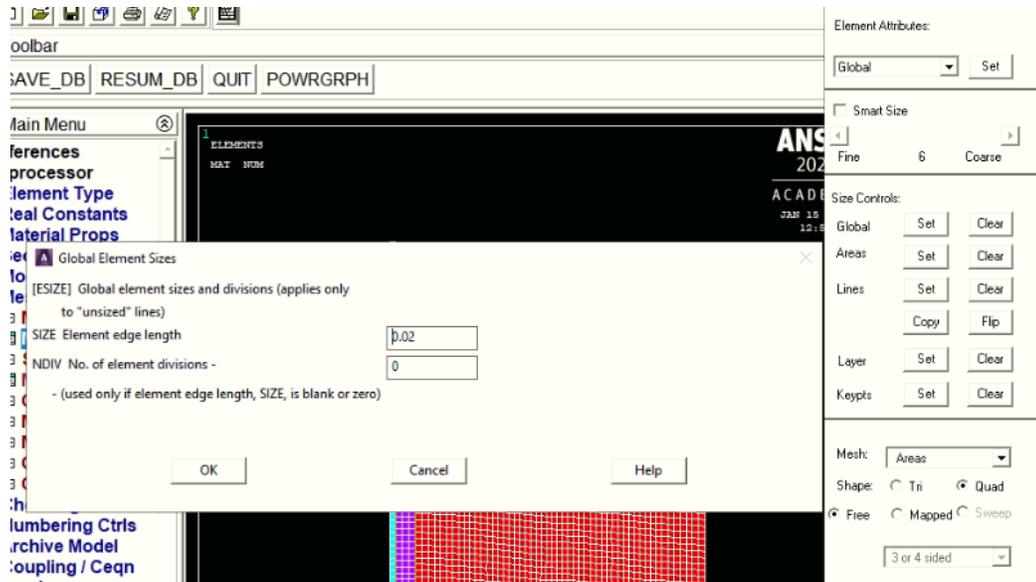


Figura 23. Definición del tamaño del elemento del meshing

Hecho esto, se presiona el botón *Mesh* y se selecciona el área deseada. En este análisis, las 3 zonas involucradas —acero, grout y suelo— fueron divididas con elementos cuadrados de dimensión igual a 2 [cm]. Una vista del resultado final del proceso de meshing se muestra en la figura 24.

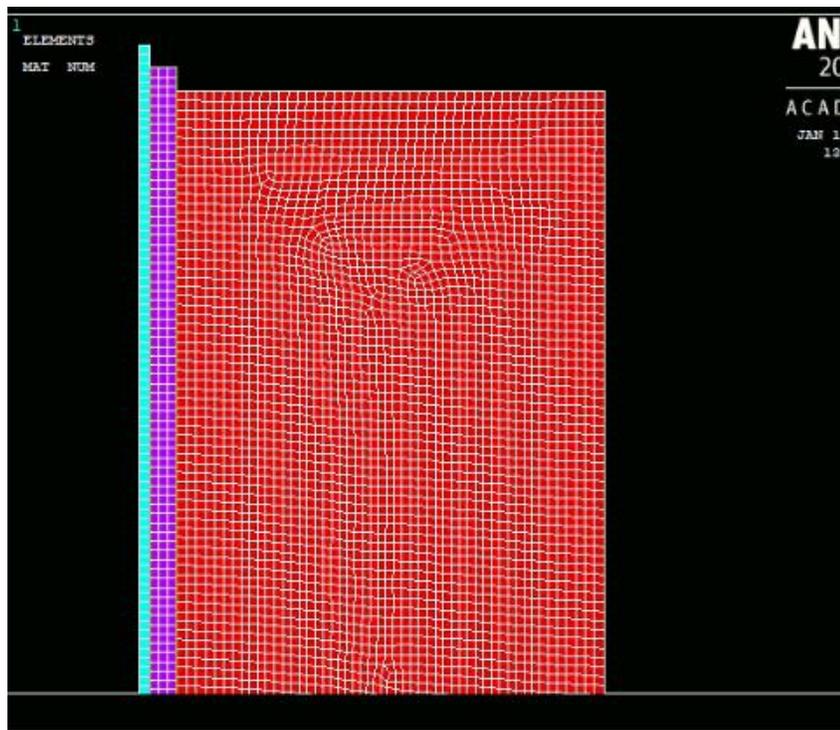


Figura 24. Meshing de las áreas del problema de anclaje

6) Definir los contactos.

Una parte crucial de este problema es definir las zonas de contacto entre elementos, las cuales serán dos: la interfaz suelo-grout y grout-acero. Como el grout y el acero no están adheridos en toda su extensión, sino que solamente en la zona del bulbo, se resolvió definir el acero a partir de dos áreas rectangulares: una para la parte del bulbo, y otro para el largo libre. Dichas áreas deben ser unidas con el método explicado en el punto 4, al igual que las líneas de la arista izquierda; sin embargo, las líneas de la arista derecha (aquella en contacto con el grout) no serán unidas, de modo de permitir que sólo aquella correspondiente al bulbo desarrolle fricción con el grout.

Para definir un contacto, se debe seguir la siguiente secuencia: *Preprocessor* > *Modeling* > *Create* > *Contact Pair*, lo que abrirá una nueva ventana llamada *Pair Based Contact Manager*, la cual permitirá definir la zona y el tipo de contacto. Se presiona el botón superior izquierdo, llamado *Contact Wizard*, lo que hará emerger la ventana del mismo nombre, mostrada en la figura 25.

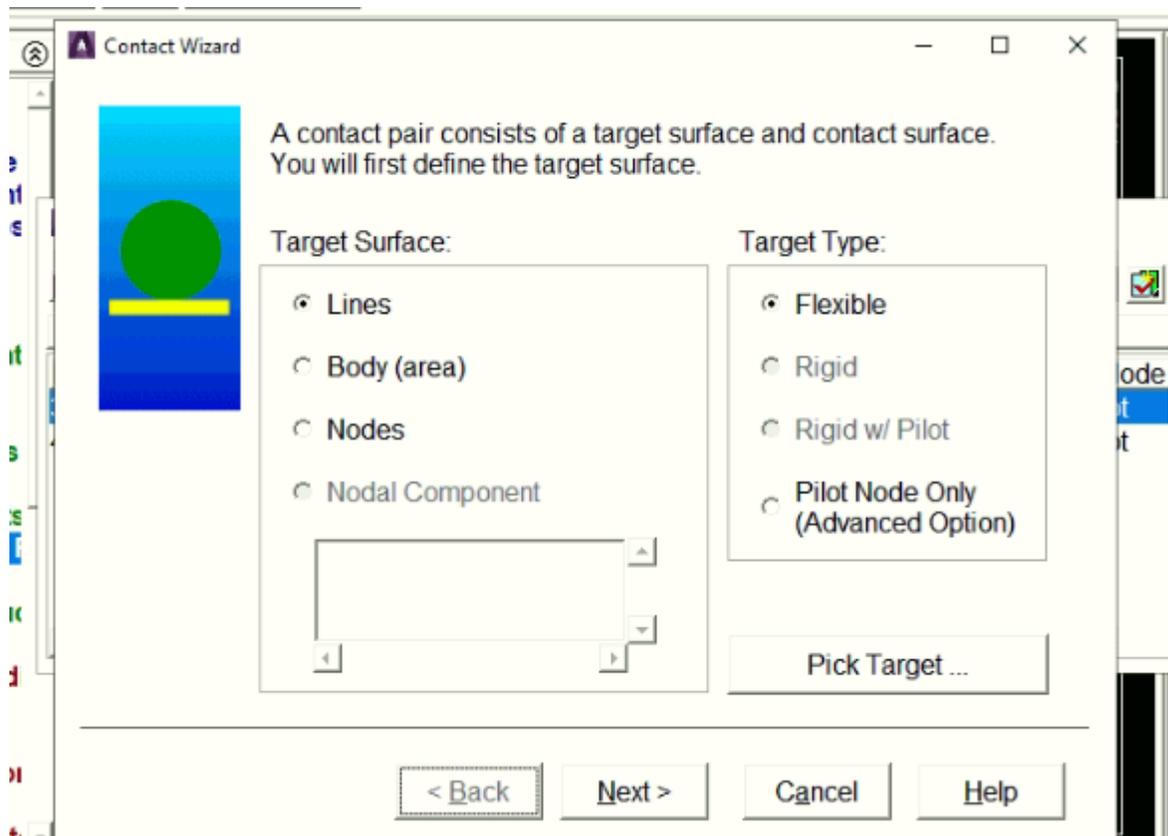


Figura 25. Creación de contactos en el Contact Wizard

Se elige contacto entre líneas (*Lines*) y de tipo *Flexible*. Se presiona *Pick Target* y se selecciona la línea que será blanco o receptora del roce. En el caso de la interfaz grout-acero, será la arista izquierda del rectángulo del grout, y en la interfaz suelo-grout será la arista izquierda del rectángulo del suelo. Hecho esto, se pasa a la siguiente fase, donde ahora pedirán seleccionar el contacto *Pick Contact*, que en el caso de la interfaz grout-acero será la línea inferior de la arista derecha del rectángulo del acero, y en la interfaz suelo-grout será la arista derecha del rectángulo del grout. En la última ventana, se presiona *Optional Settings* para abrir la ventana *Contact Properties* definir el tipo de contacto, como muestra la figura 26.

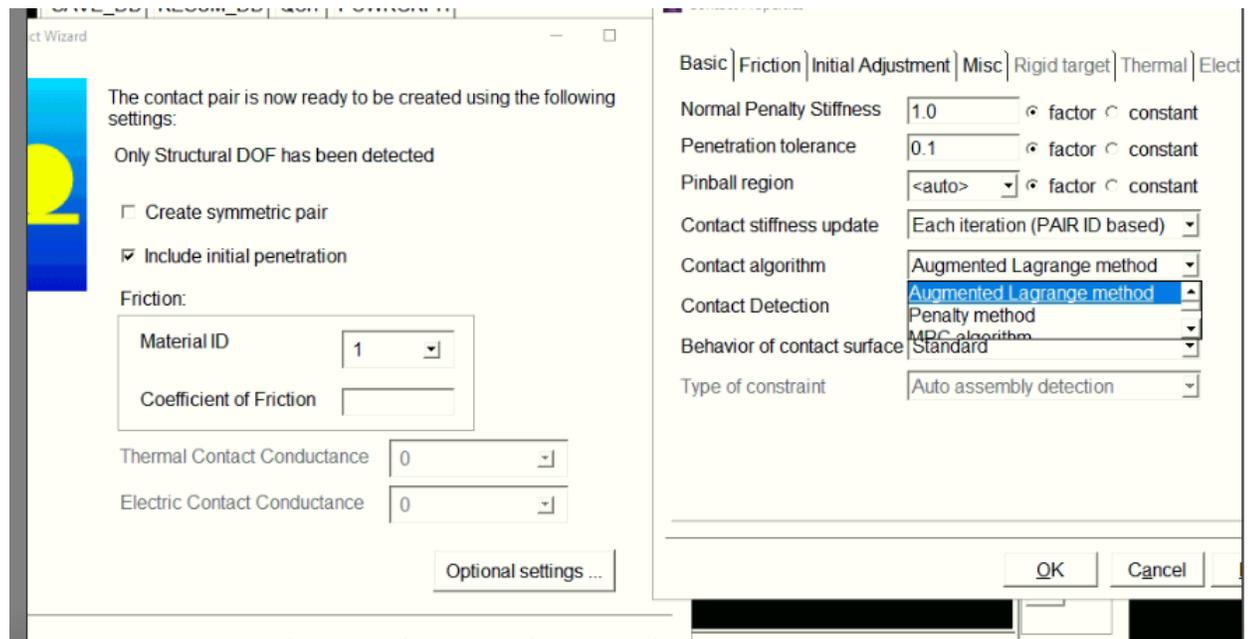


Figura 26. Propiedades del contacto

Se debe seleccionar el algoritmo a utilizar en el contacto dentro de varias opciones. Para la interfaz suelo-grout se elegirá el método de Lagrange aumentado, *Augmented Lagrange method*, con un coeficiente de fricción de $\mu = 1.7$ (Kim (2007)). Sin embargo, en el caso de la interfaz acero-grout, no interesa conocer la fricción, ya que se asumirá que esa unión estará siempre en contacto, dada la alta adherencia de ambos materiales (lo que también se demuestra con los resultados del modelo 1-D); se seleccionará, entonces el *MPC algorithm*, caracterizado por asegurar siempre la adherencia entre ambas superficies, con un gasto de recursos computacionales mucho menor.

A grandes rasgos, el *Penalty Method* simula el contacto entre ambas superficies como un resorte, es decir, con una fuerza elástica. El *Augmented Lagrange method* es un método de penalidades iterativo, en donde la presión y fricción de contacto son aumentadas durante el equilibrio de fuerzas, de modo que la penetración entre ambas superficies sea menor que la tolerancia permitida. Comparando ambas, el método aumentado tiene mejor condicionamiento y es menos sensible a la magnitud de la rigidez del contacto, pero puede requerir de más iteraciones para converger, especialmente si el meshing de la deformada se distorsiona demasiado.

El algoritmo MPC, por otro lado, es usado en contactos en los que se sabe que no habrá separación ni desacoplamiento de las superficies, como en el caso de la interfaz grout-acero, funcionando como una especie de restricción cinemática.

7) Definir las cargas.

Primero se definirá la restricción de desplazamientos en la arista inferior del suelo. Para ello, se sigue la secuencia en el *Main Menu: Solution > Define Loads > Apply > Structural > Displacement > On Lines*, se selecciona la línea inferior del rectángulo suelo y se define como 0 (cero) el valor en *VALUE Displacement value*, para la dirección UY, como muestra la figura 27.

A continuación, se agrega la carga gravitacional peso, para que genere las presiones que darán origen a la fricción, a través de la secuencia *Solution > Define Loads > Apply > Structural > Inertia > Gravity > Global*, y se asigna el valor 9.8 en la casilla correspondiente al eje Y.

Finalmente, se agrega la carga de arranque, la pull-out load, bajo la forma de presión uniforme sobre la cara superior del acero, de modo de evitar excentricidades. La secuencia es *Solution > Define Loads > Apply > Structural > Pressure > On Lines*, se selecciona la arista superior del rectángulo del acero y se le asigna el valor de presión deseado.

8) Ejecutar el programa

Para ejecutar el programa, se sigue la secuencia *Solution > Solve > Current LS*. Para evitar el cierre del programa debido al exceso de advertencias, se debe escribir la siguiente línea en la barra de comandos: `/NERR,,99999999,,0,3.`

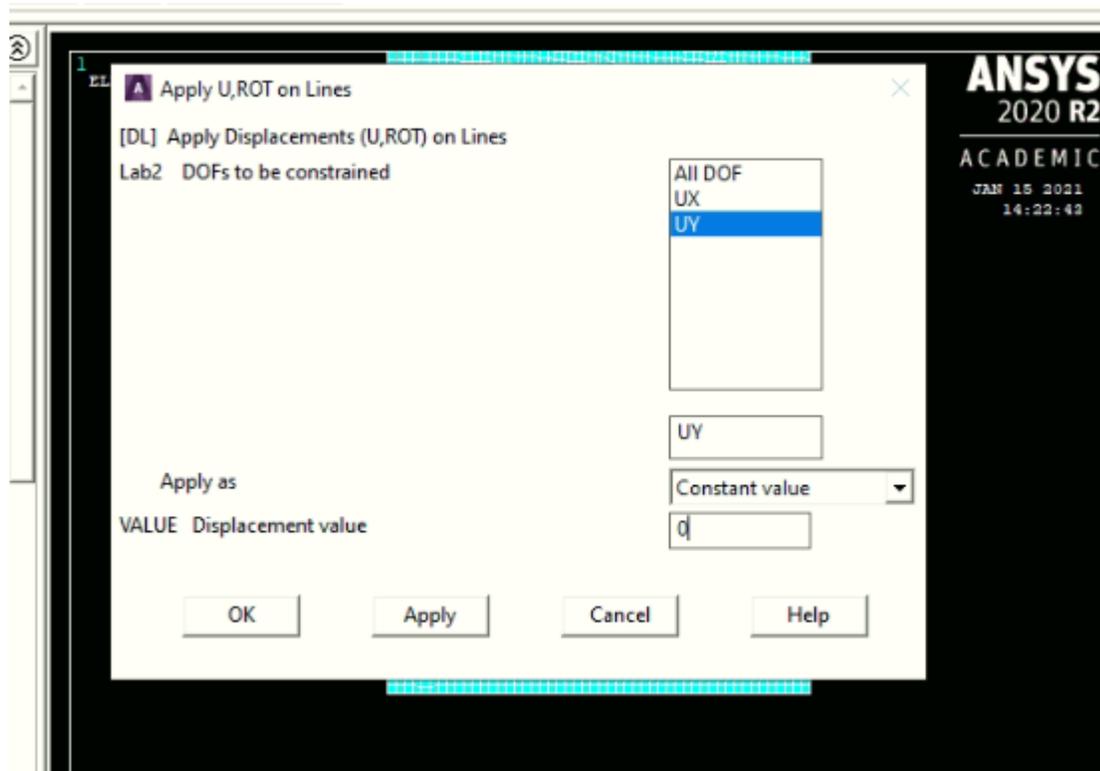


Figura 27. Restricción de movimiento del fondo del suelo

9) Resultados

Los resultados de la fricción en la interfaz pueden ser revisados a través de la siguiente secuencia: *General Postproc > Results Viewer*, lo que abrirá una ventana del mismo nombre. En la casilla *Choose a result item*, seleccionar *Contact*, como muestra en la figura 28.

Contact Status entrega la condición de adherencia: sticking, sliding, far contact, etc. Contact Pressure muestra la presión de contacto a lo largo de la interfaz, Contact friction stress la tensión de fricción y Contact Sliding distance la distancia de deslizamiento entre ambas superficies.

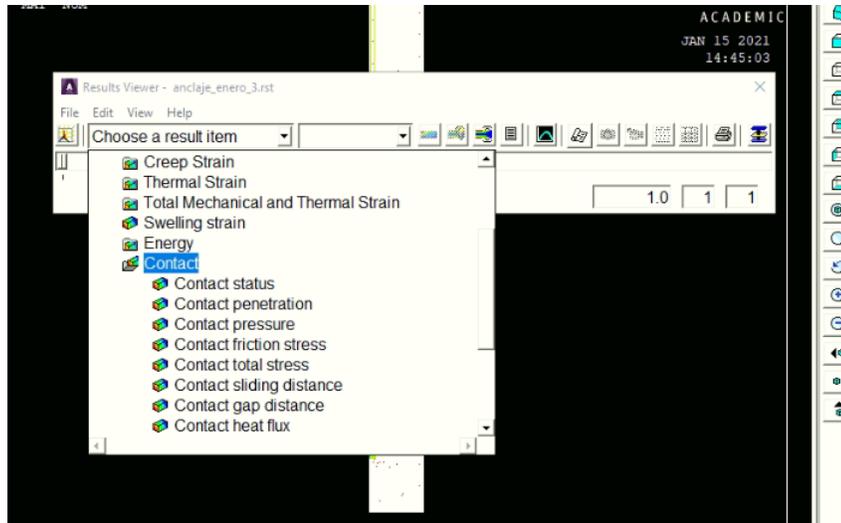


Figura 28. Resultados

3.2.2 PARÁMETROS DEL MODELO

Se estudiará una anclaje de largo total L y de bulbo L_b variables, con los parámetros que se listan a continuación. En el caso del acero, dada la imposibilidad de modelar un tendón con torones en una configuración axisimétrica, se considera un único alambre de área equivalente.

- Características geométricas.

Diámetro anclaje: $D = 160 [mm]$

Diámetro cable de acero: $D_a = 20 [mm]$

- Características mecánicas.

Módulo de elasticidad de acero: $E_a = 192 [GPa]$

Módulo de elasticidad del grout: $E_g = 18 [GPa]$

Coefficiente de Poisson: $\nu = 0.3$

Módulo de elasticidad del suelo: conjunto de valores entre $E_s = 0,01 [GPa]$ y $E_s = 1 [GPa]$

Parámetros Drucker-Prager: $c = 0 [Pa]$ (no cohesivo), $\phi = 30^\circ$, $\psi = 4^\circ$

Peso específico del suelo: $\gamma = 19 [kN/m^3]$

Coefficiente de roce: $\mu = 1,7$ (Kim et al., 2007)

CAPÍTULO 4: RESULTADOS

4.1 RESULTADOS MODELO 1-D

4.1.1 ESFUERZOS AXIALES

Con el objetivo de determinar la forma que toman los esfuerzos axiales sobre tendón, grout y suelo, se aplica una carga arbitraria de $Q = 100 [kN]$ al anclaje de longitudes $L = 10 [m]$, $L_b = 4 [m]$.

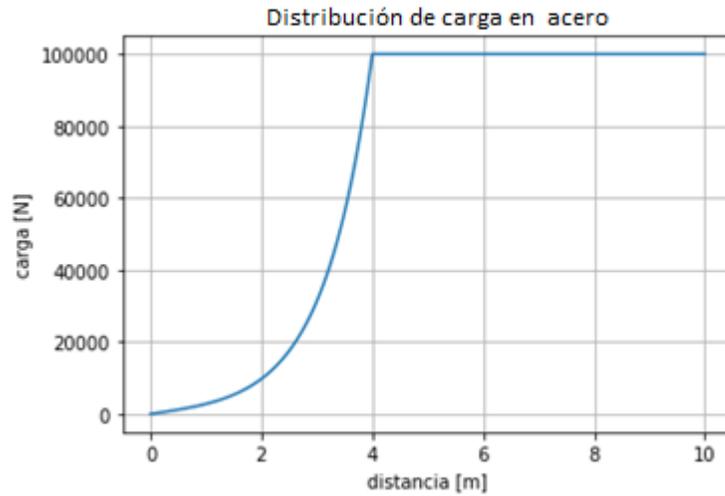


Figura 29. Esfuerzo axial en el acero

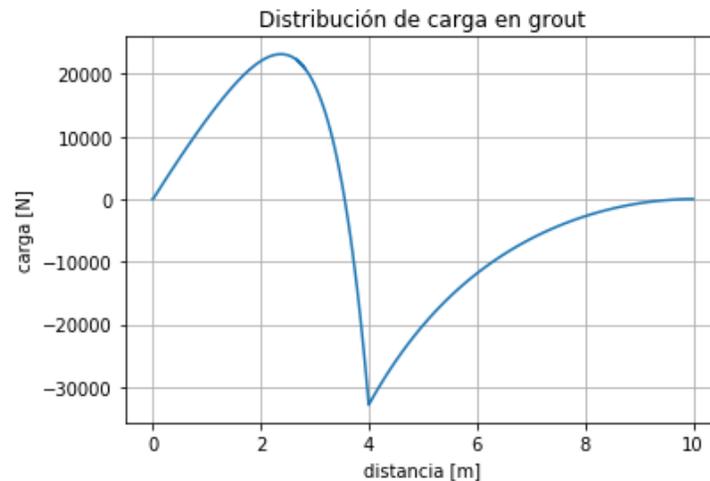


Figura 30. Esfuerzo axial en el grout

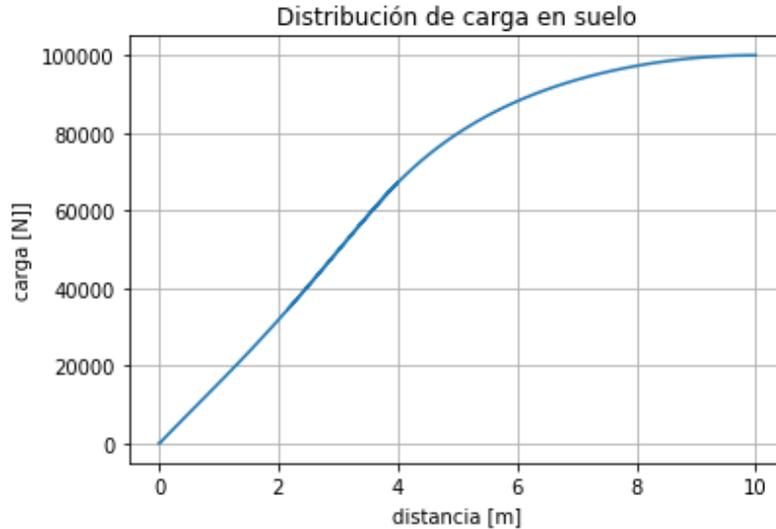


Figura 31. Esfuerzo axial en el suelo

El extremo distal (más profundo) corresponde a $z = 0$, mientras que el extremo superficial es $z = 10$.

Las figuras 29, 30 y 31 representan los diagramas de esfuerzos axiales, vale decir, la fuerza interna que se registra sobre la estructura al realizar un corte en el punto x correspondiente. Así, si se toma el valor del esfuerzo para $x = 2[m]$ en la figura 29, se verá que es de aproximadamente $F_a = 11[kN]$, lo que quiere decir que, si se aísla la parte del tendón que va desde $x = 0$ hasta el corte realizado en $x = 2[m]$, la fuerza axial de equilibrio que aparece en este extremo será la antes mencionada.

Se aprecia que el esfuerzo axial del tendón aumenta monótonamente a lo largo del bulbo, manteniéndose luego constante (e igual a la carga aplicada) en el largo libre. Esto es consistente con el hecho de que, a partir de $x = 4[m]$, el tendón desliza y se deforma libremente, sin tomar carga por unidad de largo a partir de la fricción.

El grout del bulbo se encuentra mayoritariamente traccionado, mientras que todo el largo libre está a compresión, produciéndose un cambio brusco de pendiente en el límite entre el bulbo y el largo libre.

El suelo, por su parte, que es quien reacciona y opone una resistencia a la aplicación de la carga Q , presenta un crecimiento sostenido del esfuerzo axial a lo largo de la extensión en contacto con el anclaje. Es decir, la tracción axial que experimenta es nula en el extremo distal, y se incrementa hasta hacerse máxima en las zonas más cercanas a la superficie.

La forma de estas tres curvas caracterizará, en términos generales, la transmisión de esfuerzos a través de los tres materiales involucrados en el fenómeno. Distintos valores de carga o de parámetros, ya sea geométricos o mecánicos, se traducirán en variaciones numéricas, pero la forma de las curvas se mantendrá prácticamente igual durante los análisis, como podrá ser verificado en secciones posteriores.

4.1.2 FRICCIÓN Y DESPLAZAMIENTO

El siguiente gráfico muestra cómo se distribuye la tensión de fricción a lo largo de la interfaz suelo-grout.

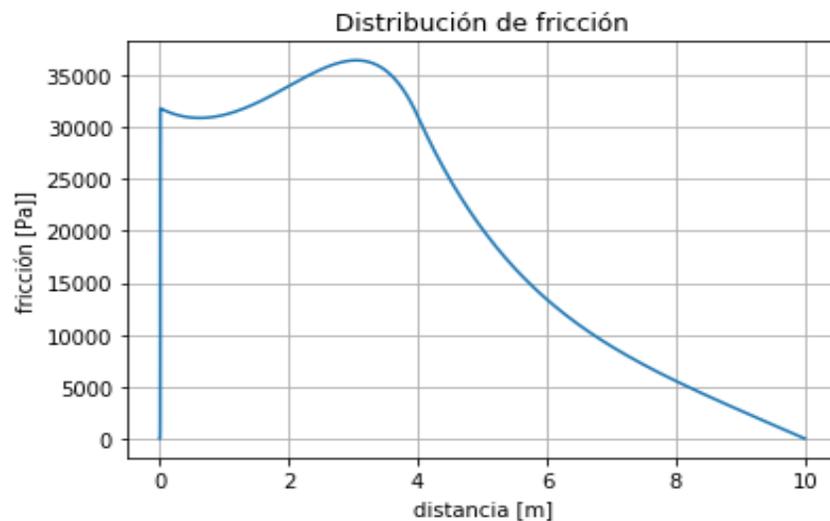


Figura 32. Fricción suelo-grout

Esta tensión de fricción equivale a la fuerza de presión que actúa por unidad de área sobre la interfaz. Dicha área corresponde a un manto de cilindro de diámetro igual al del anclaje y longitud diferencial dx , como muestra la figura 33.

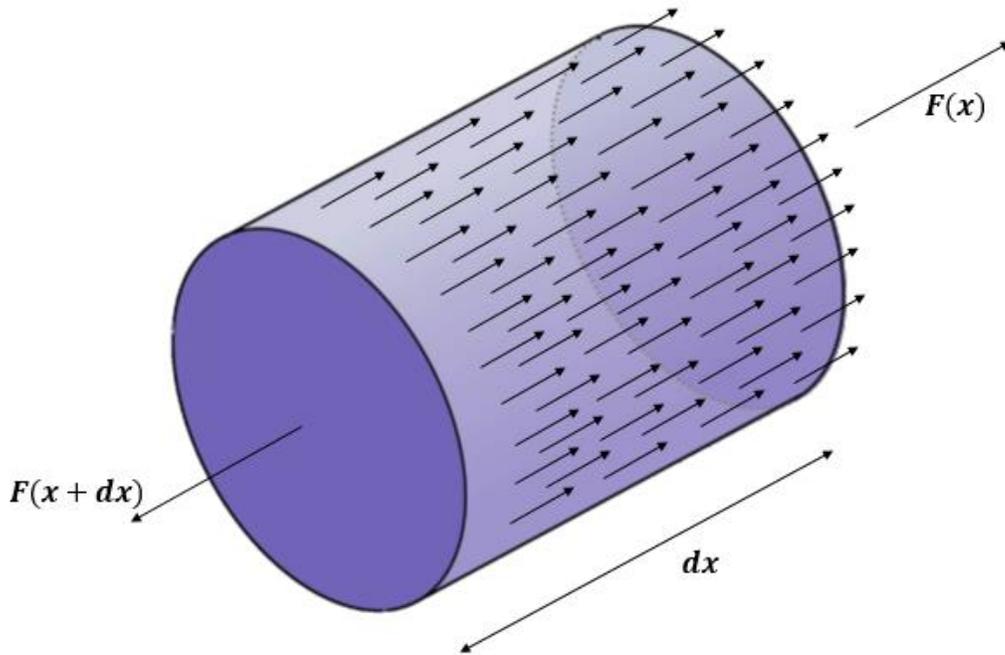


Figura 33. Tensión de fricción en el grout

Las flechas pequeñas distribuidas a lo largo de la superficie representan la tensión de fricción, actuando sobre un área $dA = 2\pi R dx$. Así, la fuerza sobre el elemento diferencial estará dada por la expresión (75).

$$dF(x) = \tau(x)dA = 2\pi R\tau(x)dx \quad (75)$$

Integrando sobre toda la longitud, se obtiene la fuerza de fricción total, la cual debe ser igual a la carga Q externa aplicada.

Es interesante notar cómo la mayor parte de las tensiones se concentran en el bulbo en torno a un valor promedio de aproximadamente $\tau = 33 \text{ [kPa]}$, decreciendo luego en el largo libre hasta hacerse cero en la superficie.

Se analizará ahora la curva de desplazamientos w del grout con respecto al suelo:

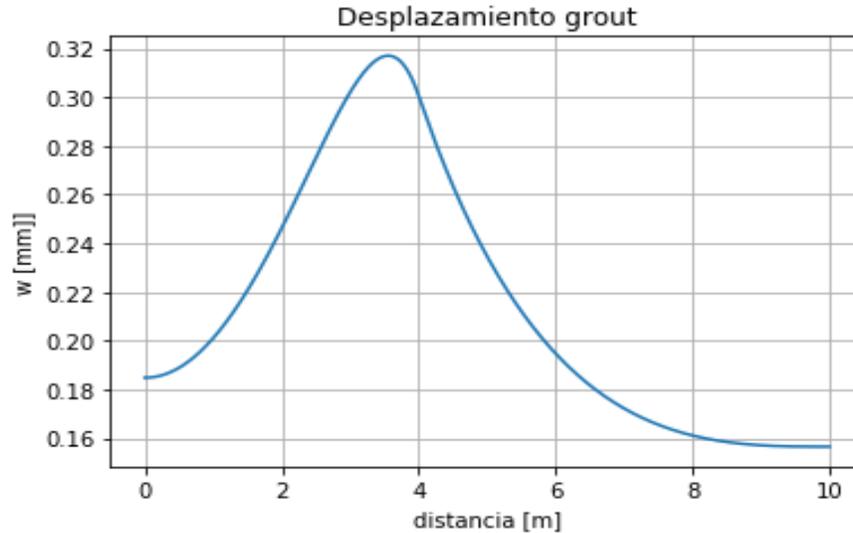


Figura 34. Desplazamiento del grout

La figura 34 muestra la curva de desplazamientos relativos del grout relativos al suelo. La importancia de esta curva de desplazamientos radica en que será utilizada como criterio para definir la resistencia del anclaje. Como se puede ver, la curva de desplazamientos del grout presenta un máximo global, el cual se alcanza siempre dentro del bulbo, próximo al límite entre éste y el largo libre. La rotura de la interfaz se produce cuando el máximo alcanza el valor límite $w = 2,5 [mm]$, de acuerdo a Kim (2007) (ver curva t-z trilineal de la figura 17), momento en el cual dicho punto del grout se desprende del suelo y comienza a deslizar. La carga a la cual esto sucede se denomina resistencia última a la fricción. Este corresponde a uno de los tres posibles tipos de falla que puede sufrir el anclaje, y que serán estudiados en secciones posteriores. El gráfico de la figura 34 muestra que el máximo es cercano a $0,32 [mm]$, por lo que el anclaje se encuentra aún bastante lejos de una posible falla en la interfaz grout-suelo.

La resistencia última a la fricción, para este caso, es $Q_u = 637 [kN]$. Los gráficos asociados a este estado se muestran a continuación:

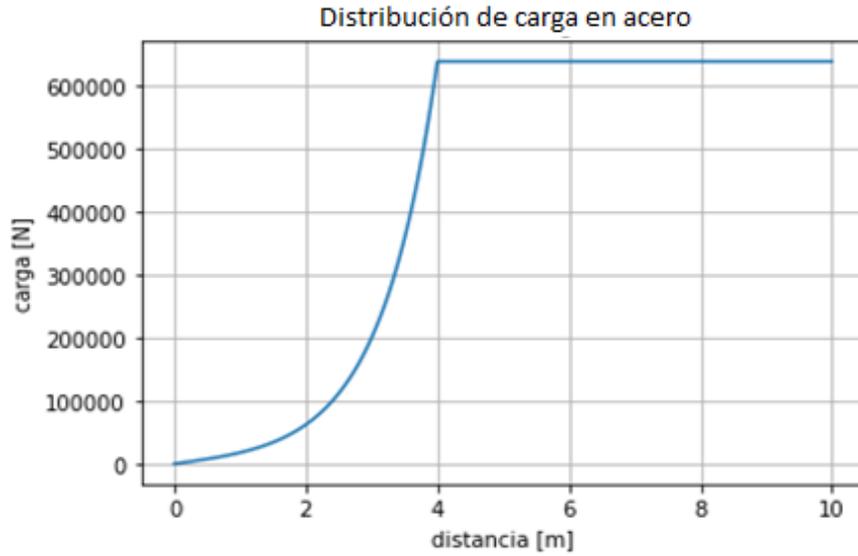


Figura 35. Esfuerzo axial en el acero

Se observa que la forma del gráfico es idéntica a la del caso $Q = 100 [kN]$, cambiando sólo los valores, lo que indica que el diagrama de esfuerzo axial en el tendón no sufre modificaciones apreciables al aumentar la carga.

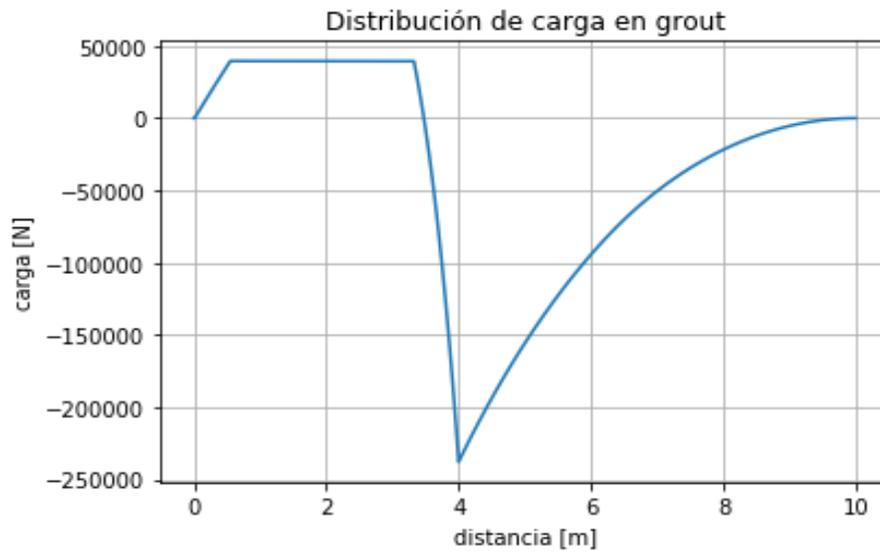


Figura 36. Esfuerzo axial en el grout

En la figura 36, la meseta horizontal en la zona del bulbo se debe a que, en dicha región, el grout superó la resistencia a la tracción, limitando el esfuerzo axial a este valor límite, debido a que se ha utilizado un modelo elasto-plástico para el grout.

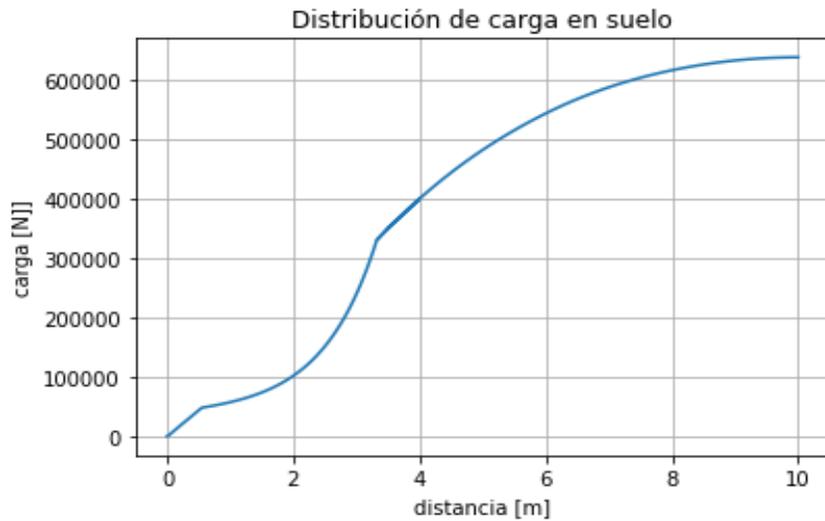
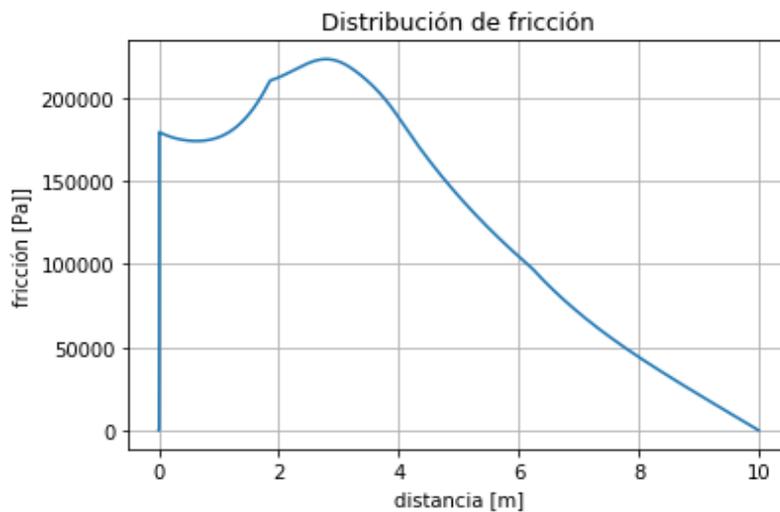


Figura 37. Esfuerzo axial en el suelo

La muesca que se aprecia en la figura 37 es consecuencia de la limitación del esfuerzo axial del grout en tracción.



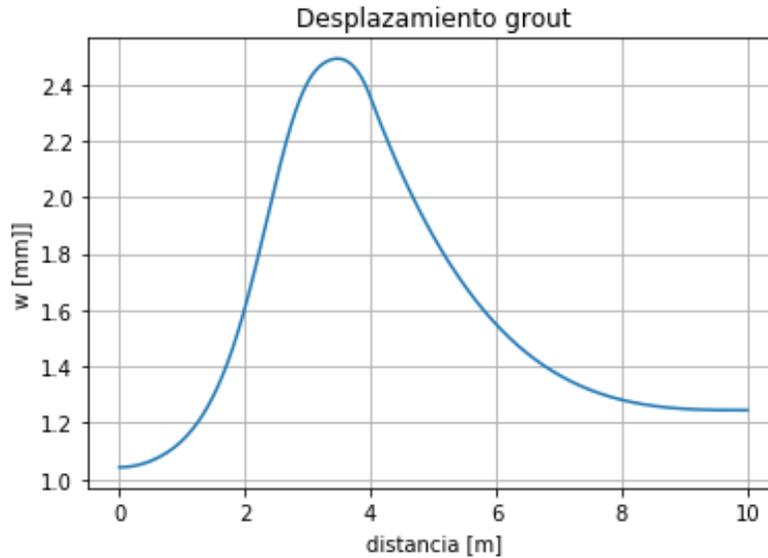


Figura 38. Fricción suelo-grout (arriba) y desplazamiento grout (abajo)

En la figura 38 (abajo), el máximo de w ha alcanzado el valor de rotura $2,5 [mm]$ en el punto $x = 3,474 [m]$, por lo que el anclaje se encuentra en un estado de falla. Hay que hacer notar que este máximo no coincide necesariamente con la fricción máxima, la cual se alcanza en $x = 2,791 [m]$. Esto se debe a que este último punto, al estar a mayor profundidad, presenta mayor capacidad de resistencia al roce, por lo que, a pesar de tener un menor valor asociado de w , desarrolla una fricción mayor, pero inferior al máximo que puede tolerar.

Esto puede ser verificado a través de cálculos simples. Se comenzará calculando el valor máximo de la fricción desarrollado en el anclaje:

$$\tau_{m\acute{a}x} = K\gamma z_{m\acute{a}x} \quad (76)$$

Donde $K = 1,7$, $\gamma = 19 [kN/m^3]$ y $z_{m\acute{a}x} = L - x_{m\acute{a}x}$, por lo que $\tau_{m\acute{a}x} = 1,7 \cdot 19.000 \cdot (10 - 2,791) = 232.859,7 [Pa]$.

En consecuencia, la tensión de falla es $\tau_u = 1,7 \cdot 19.000 \cdot (10 - 3,474) = 210.789,8 [Pa]$. Se ve que $\tau_u < \tau_{m\acute{a}x}$, lo que confirma el hecho de que la falla no se produce en el punto de máxima fricción.

4.1.3 MODOS DE FALLA

La literatura recoge 4 formas de falla para anclajes de tensión (Brown, 2014): (a) rotura del acero en el largo libre, (b) rotura de la interfaz grout-acero, (c) rotura de la interfaz suelo-grout y (d) rotura del suelo en su plano de falla. La figura (39) muestra un esquema de estos 4 casos.

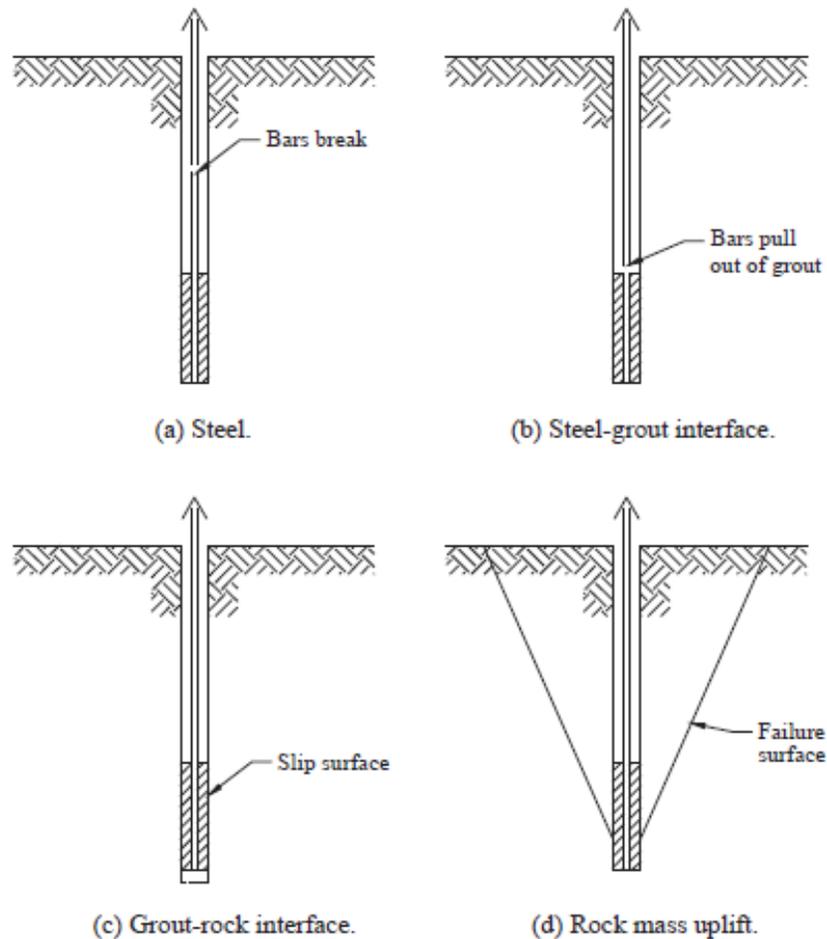


Figura 39. Modos de falla; adaptado de “Rock engineering design of post-tensioned anchors fo dams - A review”, por Brown, E.T., 2014

a) FALLA ACERO

El acero del largo libre fallará cuando se alcance la tensión de rotura σ_{tu} del acero. La resistencia última del tendón de acero está dada por la expresión (77), de acuerdo a Brown (2014).

$$Q_{tu} = \sigma_{tu}A_t \quad (77)$$

b) FALLA INTERFAZ GROUT-ACERO

Esta falla ocurre cuando la interfaz grout-acero se rompe y ambas superficies comienzan a deslizar. La resistencia última Q_{tgu} de esta interfaz calcularse a través de un modelo unidimensional de masas y resortes, usando las ecuaciones (50) y (53), con una curva t-z como la propuesta por Ren et al. (2009) (ver figura 9). Alternativamente, se acuerdo a Brown (2014), puede usarse la expresión (78).

$$Q_{tgu} = \pi D_t \int_0^{L_b} \tau_{tgu}(x) dx \quad (78)$$

Donde D_t es el diámetro del tendón; la tensión última τ_{tgu} es la dada por el modelo de Ren et al. (2009), mostrado en la figura 9. Por simplicidad de los cálculos, dicha tensión puede ser considerada uniforme a lo largo de la longitud del bulbo.

c) FALLA INTERFAZ SUELO-GROUT

Una forma común y extendida para estimar la resistencia última a la fricción es la siguiente (Kim, 2007):

$$Q_{tgu} = \pi D L_b \tau_{m\acute{a}x} \quad (79)$$

Con D el diámetro del anclaje, L_b el largo del bulbo y $\tau_{m\acute{a}x} = \tau_f$ es la fricción máxima promedio a lo largo del bulbo, calculada usualmente en la mitad.

Esta expresión asume que la mayor parte de la fricción se concentra en el bulbo de manera uniforme, ignorando la fricción desarrollada en el largo libre. A partir de la figura 32, sin embargo, es posible verificar que esta fricción no es despreciable, por lo que esta fórmula subestima el valor real de Q_{tgu} . Por otro lado, la fricción no se desarrolla de manera uniforme en el bulbo, y el punto en donde se alcanza τ_f no está ubicado en la mitad, como se comprobó en secciones anteriores, sino más cercano al límite entre el bulbo y el largo libre. A pesar de estas consideraciones, la fórmula representa una primera estimación poco conservadora de la resistencia última a la fricción.

La fórmula, además, establece una proporcionalidad entre Q_{tgu} y el largo del bulbo, lo que parecería indicar que, a mayor L_b , mayor capacidad. Sin embargo, como se verá a continuación, la relación entre ambas cantidades no es lineal, sino más bien afín, y se extiende hasta un determinado valor crítico de L_b a partir del cual la capacidad no sigue aumentando.

d) FALLA DEL SUELO

El suelo fallará si es que es alcanzada la resistencia última al corte del suelo Q_{ru} . De acuerdo a Brown (2014), dicha resistencia puede ser calculada con la expresión (80).

$$Q_{ru} = \frac{1}{3} \pi \gamma \left(L - \frac{L_b}{2} \right)^3 \tan^2 \left(\frac{\theta_c}{2} \right) \quad (80)$$

Con γ el peso específico del suelo, L el largo total del anclaje, L_b el largo del bulbo y θ_c el ángulo del cono de falla.

La resistencia última Q_u del anclaje será el mínimo entre estas cuatro resistencias, como muestra la expresión (81).

$$Q_u = \min\{Q_{tu}, Q_{tgu}, Q_{rgu}, Q_{ru}\} \quad (81)$$

En el presente trabajo se estudiará la tercera forma de falla, es decir, rotura de la interfaz suelo-grout, puesto que el objetivo del presente trabajo es estimar la resistencia del anclaje mediante la caracterización del mecanismo de transferencia de carga del anclaje al suelo a través de la fricción en dicha interfaz.

Por motivos de simplicidad de la notación, a partir de ahora la resistencia última de la interfaz suelo-grout se denotará como Q_u .

4.1.4 MODELO DE SUELO DE 1 ESTRATO

4.1.4.1 RESISTENCIA ÚLTIMA A LA FRICCIÓN

Se consideran 3 anclajes con largos libres fijos de 5; 6 y 6,5 metros, analizados para distintos largos de bulbo de entre 1 y 6 metros, los cuales fueron progresivamente cargados hasta alcanzar la resistencia última a la fricción Q_u . Los resultados, en [kN], se muestran en la tabla (1).

Tabla 1: Resistencia última del anclaje, largo libre constante

		Largo libre [m]		
		5	6	6,5
Largo bulbo [m]	1	265	333	363
	2	371	456	494
	3	483	585	631
	3,5	524	626	671
	4	536	637	682
	5	543	645	690
	6	545	646	690

La figura 40 muestra estos resultados a través de un gráfico:

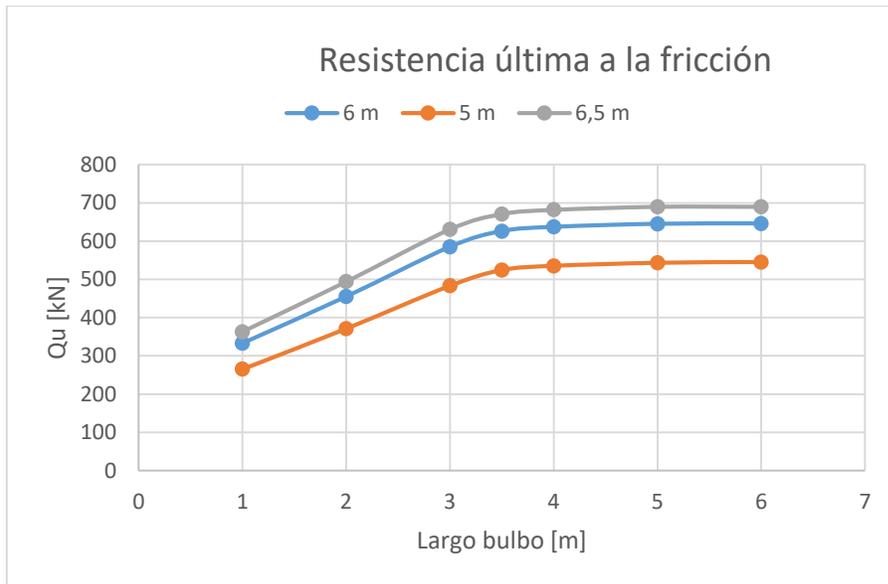


Figura 40. Resistencia última a la fricción, largo libre constante

En el gráfico de la figura 40 se aprecia claramente que, a partir de $L_b = 3,5 [m]$, la capacidad del anclaje no aumenta significativamente, perdiendo la relación lineal exhibida hasta ese punto; a partir de $L_b = 5 [m]$ la capacidad se hace constante e independiente de la longitud del bulbo.

A continuación, se presentan los resultados de la capacidad a la fricción de 3 anclajes, pero manteniendo ahora el largo total L fijo, a medida que varía L_b .

Tabla 2: Resistencia última a la fricción, largo total constante

		Largo total [m]		
		8	9	10
Largo bulbo [m]	1	391	440	480
	2	456	530	595
	3	483	585	676
	3,5	468	579	671
	4	431	536	637
	5	345	440	544
	6	267	347	442

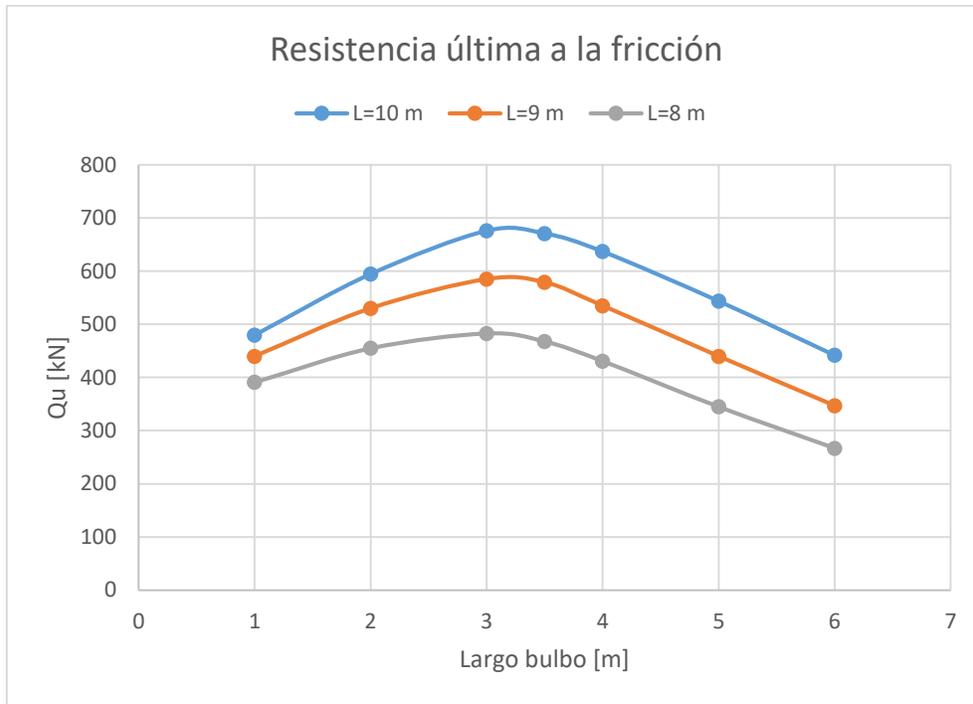


Figura 41. Resistencia última a la fricción, largo total constante

En todos los casos existe un largo de bulbo óptimo, para el cual el anclaje desarrolla la máxima resistencia a la fricción. Este largo L_b óptimo es el mismo para los 3 anclajes, por lo que no depende del largo total; su valor exacto se encuentra en el rango 3-3.5 metros, por lo que parece coincidir con el largo de bulbo crítico para el caso largo libre constante.

Así, se concluye que este largo de bulbo óptimo $L_{b, \text{ópt}}$ no depende de las longitudes del anclaje, ya sea largo total o libre. Sí es posible establecer una dependencia positiva entre el largo libre y la capacidad máxima desarrollada para longitudes de bulbo iguales o superiores a $L_{b, \text{ópt}}$, la cual se explica más por el incremento de la profundidad (que proporciona mayor presión de suelo y, en consecuencia, mayor resistencia a la fricción) que por la capacidad adicional que pueda aportar el largo libre.

De hecho, en el estado de falla, la resistencia total desarrollada en el largo libre (fijo) no varía al variar L_b . Esto queda de manifiesto en los siguientes gráficos, que muestran la distribución de la fricción a lo largo del anclaje en el estado de falla, para distintos L_b y largo libre constante igual a 5 metros.

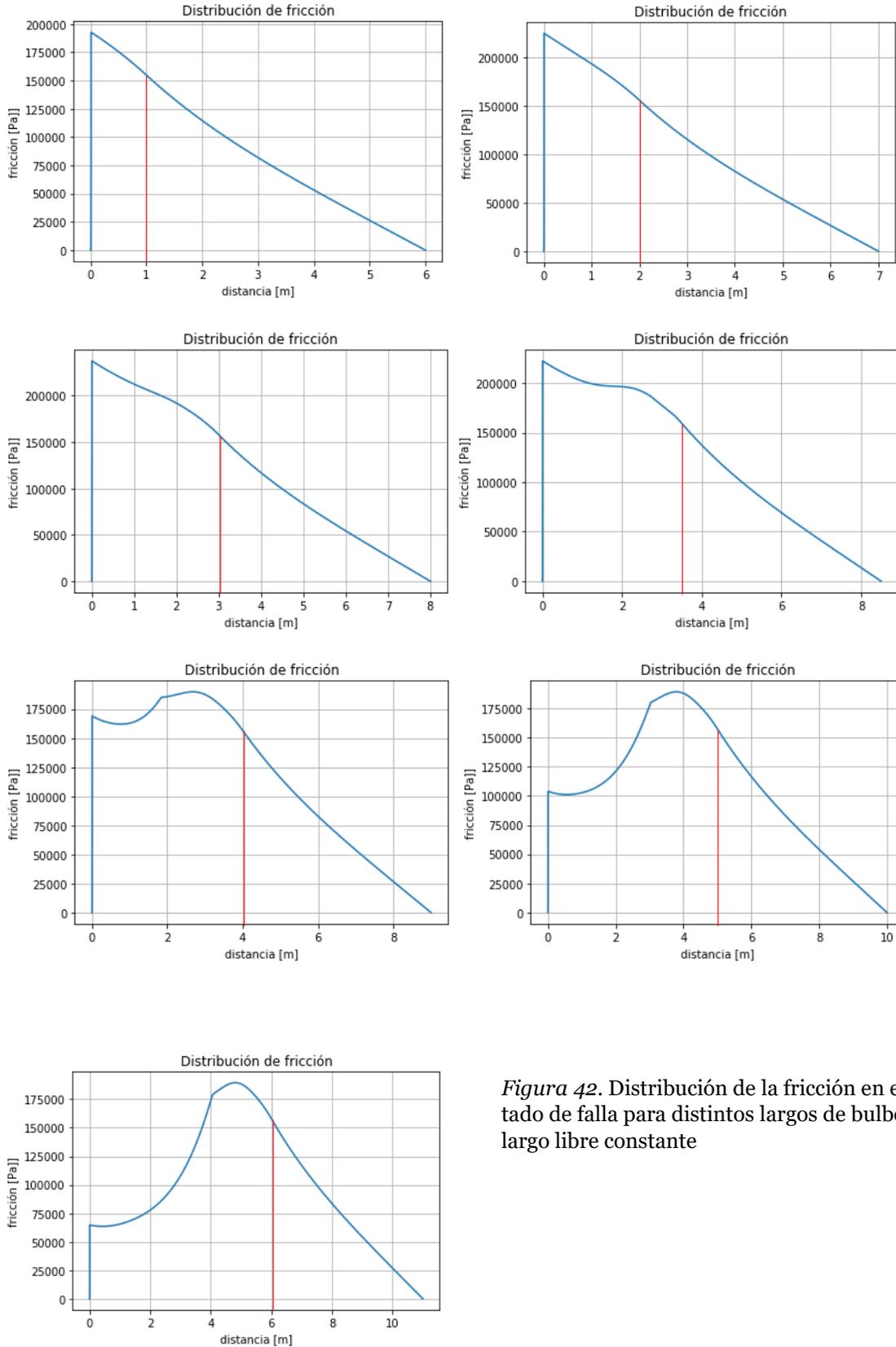


Figura 42. Distribución de la fricción en el estado de falla para distintos largos de bulbo y largo libre constante

La línea vertical roja marca el límite entre el bulbo y el largo libre. Lo más interesante de notar es que la curva a la derecha de la línea roja, esto es, la distribución de la fricción en el largo libre, no cambia entre gráfico y gráfico, siendo en todos los casos una función decreciente aproximadamente lineal que exhibe el mismo valor al inicio del largo libre ($x = L_b$), ligeramente superior a 150 [kPa]. La siguiente tabla muestra el valor exacto de esta tensión de fricción al inicio del largo libre, junto con la fuerza de fricción total sobre el largo libre, calculada mediante la integración de la tensión de fricción:

$$F_{fr,largo\ libre} = \int_{L_b}^L \tau_{s-g}(x)dA = \pi D \int_{L_b}^L \tau_{s-g}(x)dx \quad (82)$$

Tabla 3: Tensión de fricción al final del bulbo, fuerza de roce en el largo libre y fuerza de roce en el bulbo

		$\tau(L_b)[kPa]$	$F_{fr}(largo\ libre)[kN]$	$F_{fr}(bulbo)[kN]$
Largo bulbo [m]	0,4	158,65	181,22	32,78
	1	155,45	177,57	87,43
	2	156,08	178,29	192,71
	3	158,05	180,53	302,47
	3,5	159,37	181,45	342,55
	4	158,15	181,20	354,80
	5	158,33	180,84	362,16
	6	158,39	180,92	364,08

Se puede ver, en efecto, la tensión de fricción al final del bulbo es prácticamente la misma en todos los casos, igualdad que se expresa especialmente en los anclajes de bulbos mayores a la longitud óptima ($L_b \geq 3$).

Lo mismo ocurre la fuerza de roce en el largo libre: presenta un ligero aumento para bulbos inferiores al largo óptimo, y valores constantes para longitudes superiores.

En consecuencia, es posible concluir que, para un anclaje en estado de falla con largo libre determinado y fijo, un incremento del largo del bulbo no modi-

ficará la distribución de tensiones de fricción en el largo libre, el cual aportará siempre la misma cantidad a la resistencia total; en cambio, es el bulbo el que verá modificada su distribución de tensiones, proporcionando una resistencia cada vez mayor conforme aumenta su longitud, hasta alcanzar la longitud de bulbo óptima $L_{b,óp}$, a partir de la cual el bulbo no desarrolla resistencia adicional.

La figura 43 muestra la variación de la resistencia en el bulbo en función de la longitud del bulbo, para un largo libre fijo igual a 5 metros, similar a lo mostrado en la figura 40, pero esta vez descontando la resistencia aportada por el largo libre.

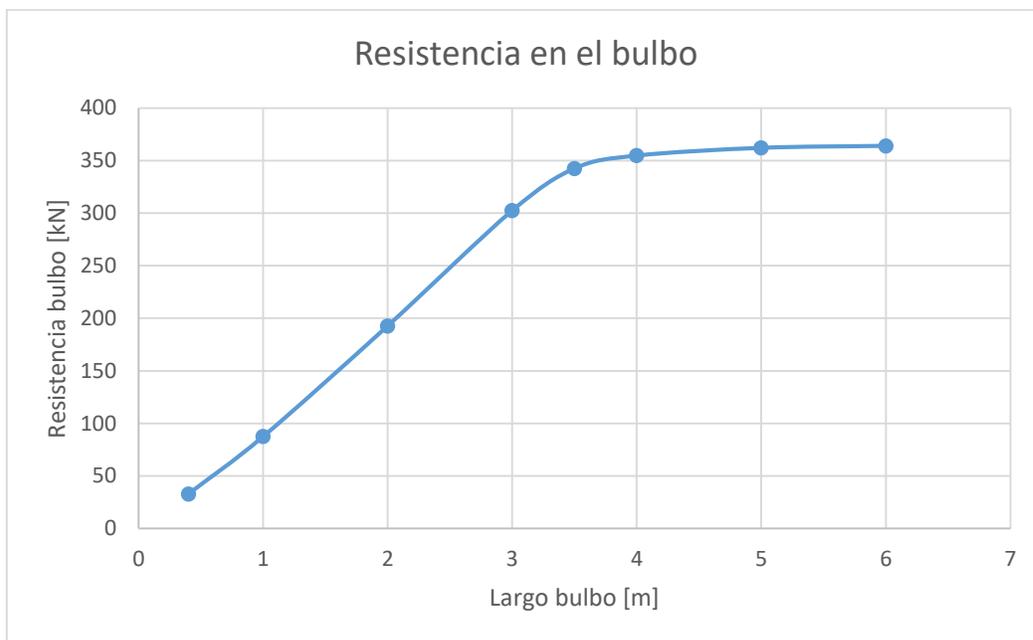


Figura 43. Resistencia en el bulbo, para largo libre de 5 metros

Esta vez sí es posible visualizar una relación de proporcionalidad entre la resistencia y el largo del bulbo. Para determinarla, la figura 44 presenta los datos anteriores hasta $L_b = 3 [m]$, que es cuando la linealidad parece terminar:

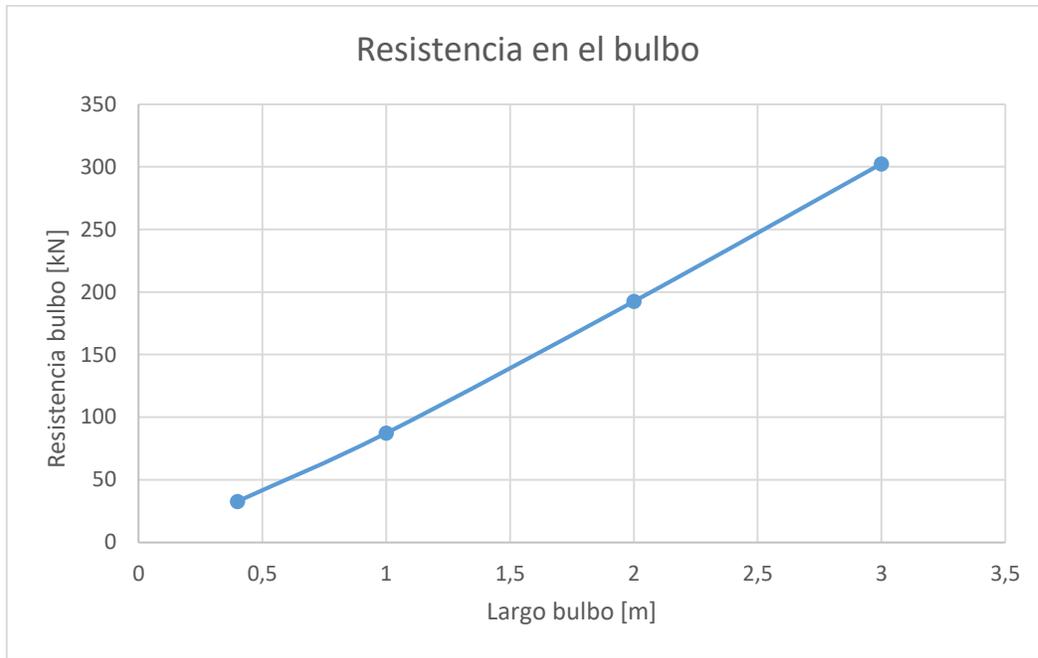


Figura 44. Resistencia en el bulbo

Una regresión lineal de estos datos arroja la ecuación (83).

$$Q_{Lb,u} = 104,27L_b - 13,088 \quad (83)$$

Con $Q_{Lb,u}$ la resistencia a la fricción del bulbo. Por otro lado, una regresión lineal forzada a intersecar el origen tiene la forma presentada en la expresión (84).

$$Q_{Lb,u} = 98,36L_b \quad (84)$$

Antes de intentar averiguar cómo se relaciona el valor de la pendiente con los parámetros del problema, es importante notar que esta relación no es estrictamente proporcional al largo del bulbo, como se puede verificar a partir de los tres primeros gráficos de la figura 42, pues la resistencia del bulbo puede estimarse como el área del trapecio bajo la curva de tensiones multiplicada por el perímetro del anclaje:

$$Q_{Lb,u} = A \cdot \pi D = \frac{\tau(0) + \tau(L_b)}{2} L_b \pi D \quad (85)$$

Al tratarse de perfiles aproximadamente lineales, es posible aproximar las tensiones con las expresiones (86) y (87).

$$\tau(0) = K\gamma z(x = 0) = K\gamma L \quad (86)$$

$$\tau(L_b) = K\gamma z(x = L_b) = K\gamma(L - L_b) \quad (87)$$

Notar que, si se evalúa esta última expresión en los parámetros del problema, se obtiene un valor casi idéntico a los mostrados en la tabla 3.

$$\tau(L_b) = 1,7 \cdot 19 \cdot 5 = 161,5 [kPa] \quad (88)$$

Así, la resistencia en el bulbo toma la siguiente expresión:

$$Q_{L_b,u} = \frac{1}{2} K\gamma\pi D L_b (2L - L_b) \quad (89)$$

$$\boxed{Q_{L_b,u} = K\gamma\pi D L_b \left(L_l + \frac{1}{2} L_b \right) = \pi D L_b \tau_{L_b/2}} \quad (90)$$

Donde $\tau_{L_b/2}$ es la fricción máxima en el punto medio del bulbo.

La relación no es lineal, sino cuadrática para L_b . Sin embargo, su validez alcanza hasta un determinado largo de bulbo, menor que el largo óptimo, como muestra la figura 45.

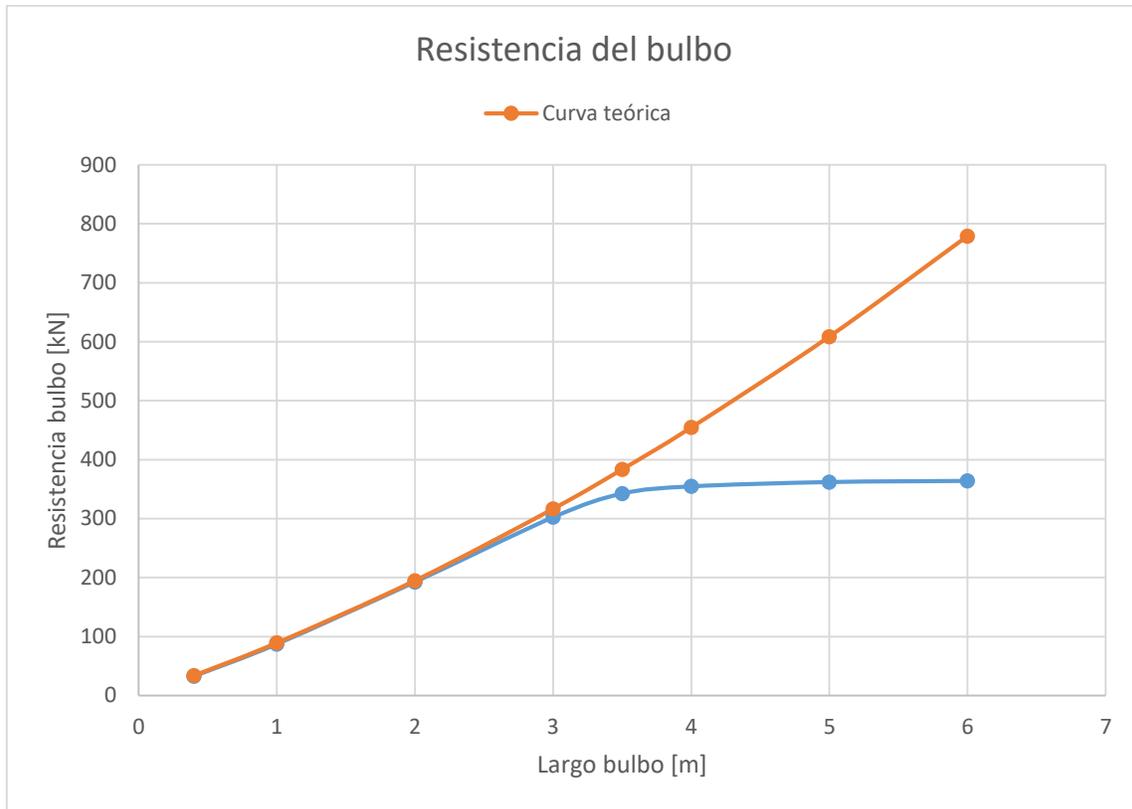


Figura 45. Resistencia del bulbo, curva teórica versus modelada

Es claro ver que la curva teórica cuadrática representa de manera casi exacta los resultados de resistencia del modelamiento, hasta un largo de bulbo aproximado de 3 metros. A continuación, se da una pequeña zona de transición, entre 3 y 4 metros, para después desarrollar la resistencia última independiente de L_b .

4.1.4.2 INFLUENCIA DEL COEFICIENTE DE ROCE

La fórmula muestra, también, una relación de proporcionalidad entre la resistencia del bulbo y el coeficiente de roce K . Para verificar que esto es así, se modeló un anclaje de largo libre fijo igual a 6 metros y se calcularon las curvas Q_u vs L_b para 3 valores distintos de K . Los resultados, en $[kN]$, se muestran en la tabla y gráfico siguientes:

Tabla 4 Resistencia última a la fricción para distintos K

		K		
		1,2	1,7	2,0
Largo bulbo [m]	1	250	333	380
	2	336	456	524
	3	430	585	670
	4	494	637	714
	5	506	645	720
	6	509	646	720

Es posible verificar una relación creciente entre el coeficiente de roce y la capacidad del anclaje a la fricción. Además, se corrobora que el largo de bulbo óptimo $L_{b, \text{ópt}}$ no varía con el coeficiente de fricción K .

Sin embargo, para comprobar la proporcionalidad entre la resistencia del bulbo y K , se presentan en la tabla 5, de manera similar a la tabla 3, la fuerza de fricción resistida por el bulbo y el largo libre, en el estado de falla.

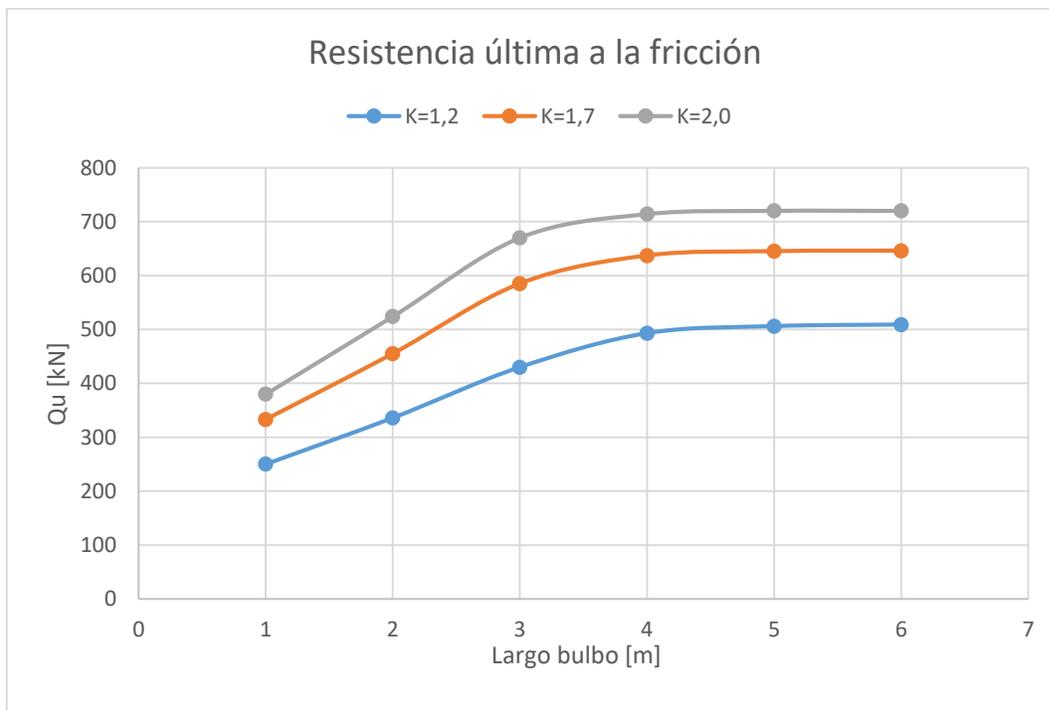


Figura 46. Resistencia en el anclaje para variaciones de K

Tabla 5: Tensión de fricción al final del bulbo, fuerza de roce en el largo libre y fuerza de roce en el bulbo, K variable

		$K = 1,2$			$K = 1,7$		
		$\tau(L_b)[kPa]$	$F_{fr}(libre)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$	$\tau(L_b)[kPa]$	$F_{fr}(libre)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$
Largo bulbo [m]	1	131,78	177,00	73,00	183,97	230,21	102,79
	2	131,51	177,59	158,41	184,40	231,77	224,23
	3	133,51	179,53	250,47	187,62	236,91	348,09
	4	133,78	180,48	313,52	188,15	237,86	399,14
	5	134,07	180,26	325,74	188,56	238,59	406,41
	6	134,05	180,25	328,75	188,44	238,38	407,62
		$K = 2,0$					
		$\tau(L_b)[kPa]$	$F_{fr}(libre)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$			
Largo bulbo [m]	1	215,79	258,93	121,07			
	2	216,42	260,10	263,90			
	3	219,90	266,54	403,46			
	4	220,66	267,92	446,08			
	5	220,97	268,49	451,51			
	6	220,71	268,02	451,98			

Se verifican los mismos elementos identificados en el anclaje de largo libre de 5 metros:

- La tensión al final del bulbo varía muy ligeramente cuando L_b aumenta para longitudes inferiores a la óptima.
- La tensión al final del bulbo se mantiene constante para valores de L_b mayores al óptimo.
- El largo de óptimo $L_{b, \text{ópt}}$ no depende ni del largo libre ni del coeficiente de roce K
- La resistencia a la fricción del largo libre muestra el mismo comportamiento que la tensión al final del bulbo, esto es, ligero aumento para $L_b < L_{b, \text{ópt}}$, y constante para $L_b > L_{b, \text{ópt}}$.

El gráfico de la figura 47 muestra la variación de la resistencia del bulbo para cada valor del coeficiente de roce K .

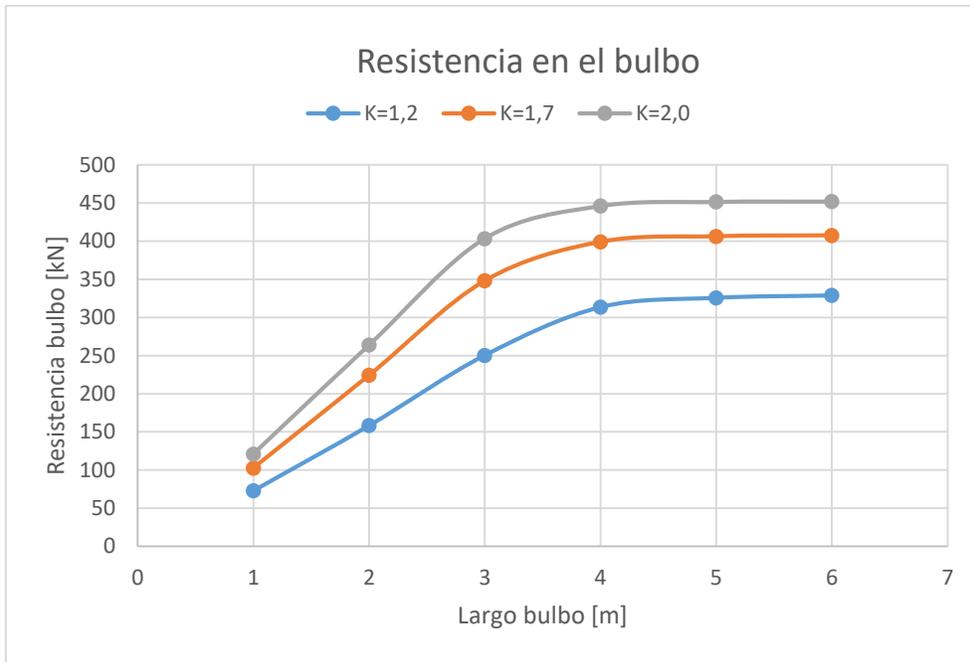


Figura 47. Resistencia en el bulbo para variaciones de K

El gráfico de la figura 48 contrasta las curvas de resultados con las teóricas cuadráticas, para valores hasta $L_b = 3 [m]$.

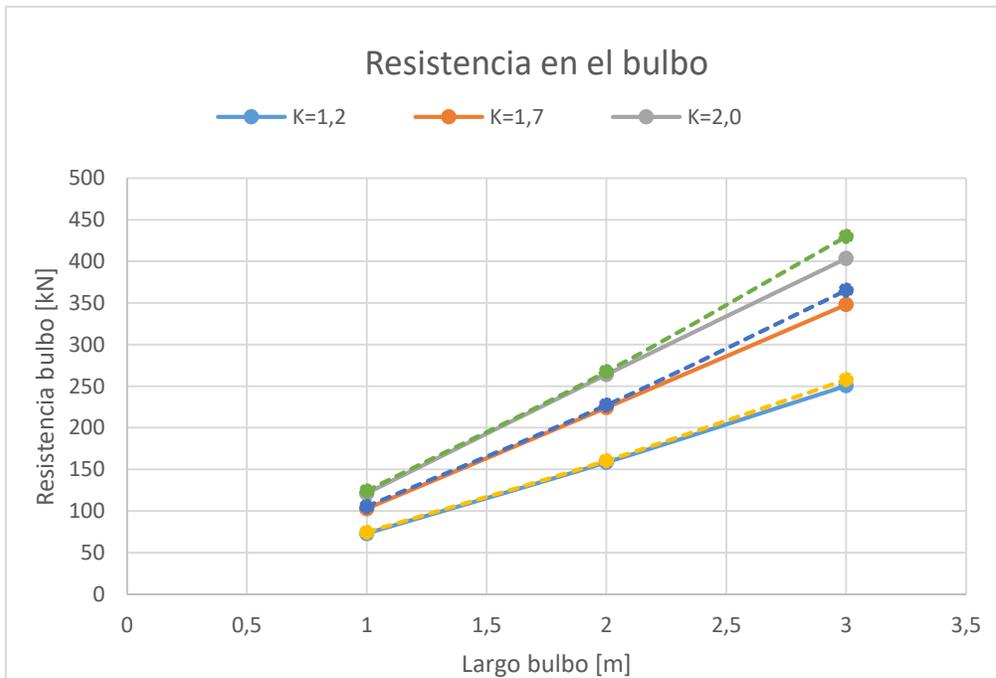


Figura 48. Resistencia en el bulbo para variaciones de K, curva teórica versus modelada

En línea sólida se muestran las curvas resultado del modelamiento, y en línea de guiones las curvas teóricas. El ajuste entre ambos tipos confirma la dependencia de la fórmula con el coeficiente de fricción K , y además deja ver que, a mayores valores de K , mayor es el error entre curvas para longitudes altas. Así, para $K = 1,2$, salvo desviaciones despreciables, el ajuste es prácticamente exacto en todo el intervalo, mientras que para $K = 2,0$, los errores significativos comienzan a manifestarse a partir de $L_b = 2 [m]$.

4.1.4.3 INFLUENCIA DEL LARGO LIBRE

Los resultados anteriores han mostrado que es posible establecer una función lineal que relacione la resistencia última del bulbo y el largo de éste, para valores inferiores a la longitud óptima. Ya demostrada la dependencia con el coeficiente K , los siguientes análisis se realizarán para un valor fijo $K = 1,7$.

La figura 44 y la tabla 3 muestran esta linealidad para un largo libre igual a 5 metros. Los próximos datos expanden estos resultados para los casos de largo libre igual a 6 y 6,5 metros:

Tabla 6: Tensión de fricción al final del bulbo, fuerza de roce en el largo libre y fuerza de roce en el bulbo, largo libre variable

		Largo libre=5 [m]			Largo libre=6 [m]		
		$\tau(L_b)[kPa]$	$F_{fr}(libre)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$	$\tau(L_b)[kPa]$	$F_{fr}(libre)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$
Largo bulbo [m]	1	155,45	177,57	87,43	183,97	230,21	102,79
	2	156,08	178,29	192,71	184,40	231,77	224,23
	3	158,05	180,53	302,47	187,62	236,91	348,09
	3,5	159,37	181,45	342,55	188,27	238,07	387,93
	4	158,15	181,20	354,80	188,15	237,86	399,14
	5	158,33	180,84	362,16	188,56	238,59	406,41
	6	158,39	180,92	364,08	188,44	238,38	407,62
		Largo libre=6,5 [m]					

		$\tau(L_b)[kPa]$	$F_{fr}(libre)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$
Largo bulbo [m]	1	198,45	252,38	110,62
	2	199,10	253,69	240,31
	3	202,19	260,54	370,46
	3,5	202,99	261,46	409,54
	4	203,08	261,62	420,38
	5	203,59	262,63	427,37
	6	203,27	261,99	428,01

Los resultados de $Q_{Lb,u}$ en función de L_b se muestran en la figura 49.

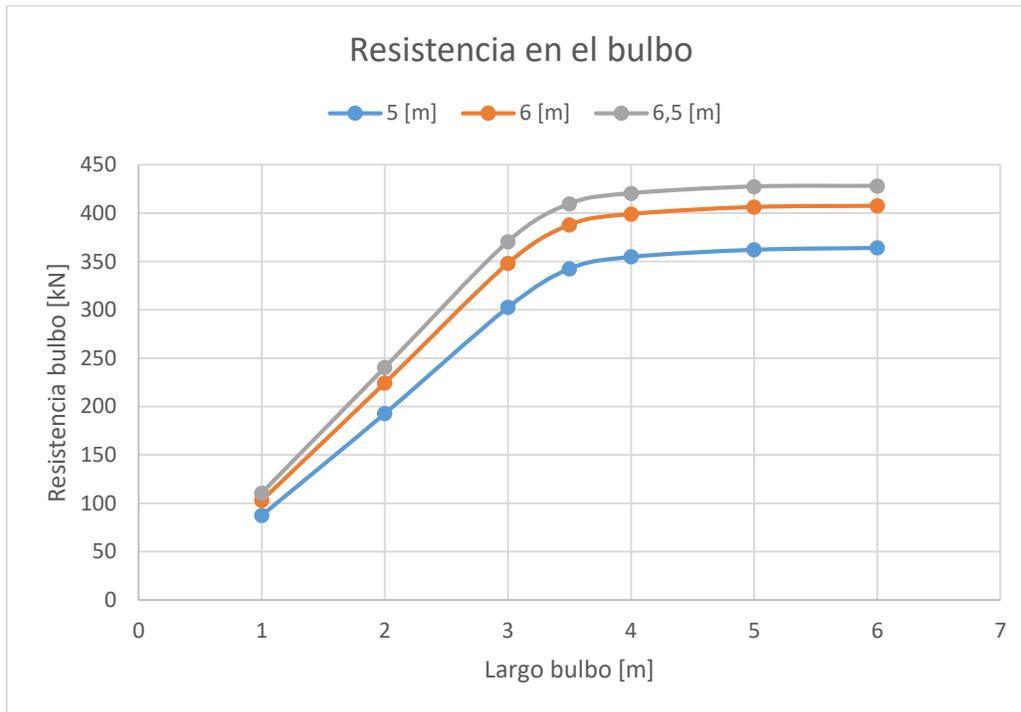


Figura 49. Resistencia en el bulbo para variaciones del largo libre

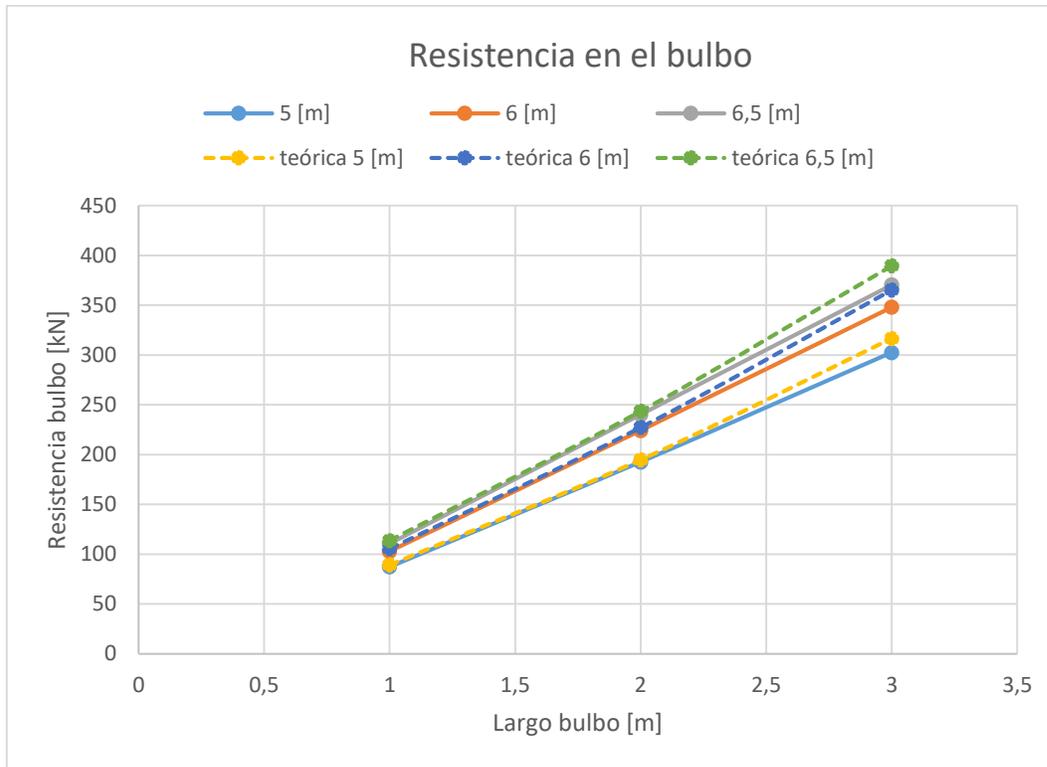


Figura 50. Resistencia en el bulbo para variaciones del largo libre, curva teórica versus modelada

El gráfico de la figura 50 muestra las curvas hasta la longitud de bulbo $L_b = 3 [m]$, comparadas con sus respectivas curvas teóricas.

En primer lugar, el ajuste entre las curvas modeladas y teóricas confirma la dependencia de la fórmula $Q_{Lb,u}$ con el largo libre L_l . Se observa, también, que el ajuste es casi exacto hasta una longitud de bulbo $L_b = 2 [m]$, a partir de la cual comienzan a separarse y mostrar errores progresivamente mayores. Además, y tal como pasaba con el coeficiente de fricción K , estos errores son más grandes mientras mayor sea el largo libre L_l .

4.1.4.4 INFLUENCIA DEL DIÁMETRO

Se calcularon las curvas de resistencia para tres diámetros distintos: $D_1 = 0,12 [m]$, $D_2 = 0,14 [m]$, $D_3 = 0,16 [m]$, para un largo libre constante igual a 6 metros y roce $K = 1,7$. La siguiente tabla muestra los resultados de resistencia desagregados para bulbo y largo libre.

Tabla 7: Tensión de fricción al final del bulbo, fuerza de roce en el largo libre y fuerza de roce en el bulbo, diámetro variable

		D = 0,12[m]			D = 0,16[m]		
		$\tau(L_b)[kPa]$	$F_{fr}(libre)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$	$\tau(L_b)[kPa]$	$F_{fr}(libre)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$
Largo bulbo [m]	1	182,02	155,01	76,99	183,97	230,21	102,79
	2	183,25	156,73	168,27	184,4	231,77	224,23
	3	186,47	161,14	251,86	187,62	236,91	348,09
	4	186,71	161,47	268,53	188,15	237,86	399,14
	5	186,42	161,72	270,28	188,56	238,59	406,41
	6	186,64	161,38	270,62	188,44	238,38	407,62

		D = 0,14[m]		
		$\tau(L_b)[kPa]$	$F_{fr}(libre)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$
Largo bulbo [m]	1	182,94	192,2	89,8
	2	183,92	193,81	196,19
	3	187,25	199,19	300,81
	4	187,49	200,17	332,83
	5	187,9	200,22	336,78
	6	187,67	199,86	337,14

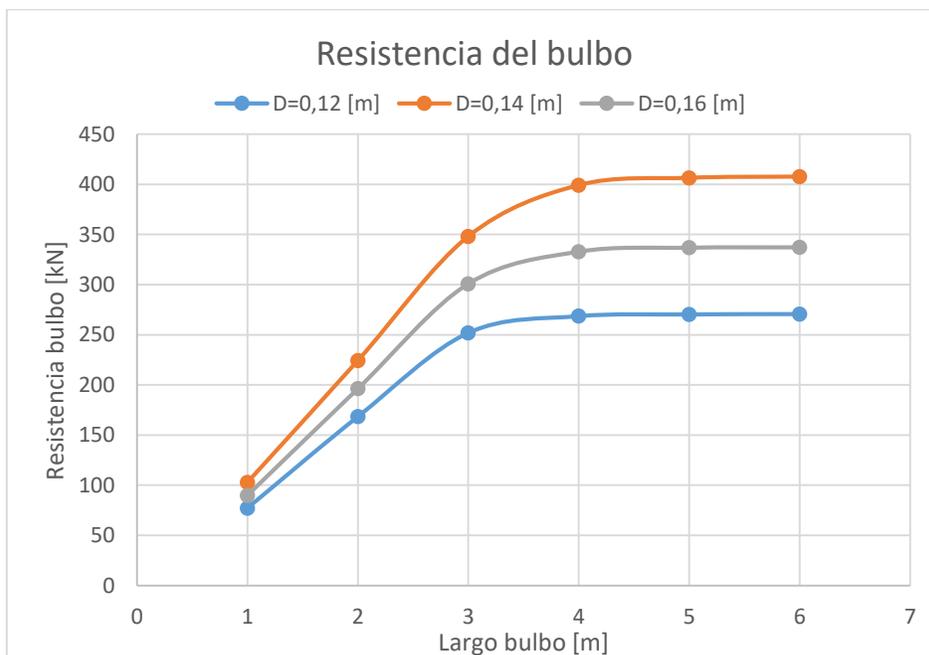


Figura 51: Resistencia en el bulbo para variaciones del diámetro

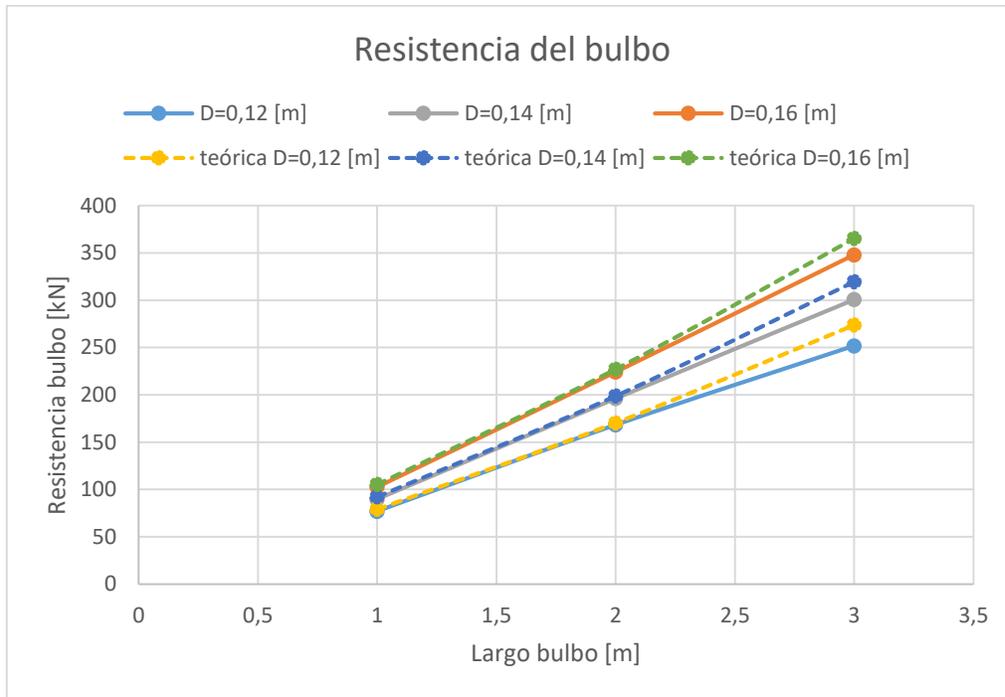


Figura 52. Resistencia en el bulbo para variaciones del diámetro, curva teórica versus modelada

Se confirma la dependencia de la fórmula de $Q_{Lb,u}$ con el diámetro D . Se repite la tendencia de los casos anteriores, en donde los errores comienzan a tomar significancia a partir de la longitud $L_b = 2 [m]$. Esta vez, sin embargo, es posible apreciar que el error es ligeramente menor para diámetros mayores.

4.1.4.5 INFLUENCIA DEL PESO ESPECÍFICO

Se calculó las curvas de resistencia para diferentes valores peso específico del suelo: $\gamma_1 = 14 [kN/m^3]$, $\gamma_2 = 16,5 [kN/m^3]$, $\gamma_3 = 19 [kN/m^3]$. La tabla 8 muestra los resultados de resistencia desagregados para bulbo y largo libre.

Tabla 8: Tensión de fricción al final del bulbo, fuerza de roce en el largo libre y fuerza de roce en el bulbo, peso específico del suelo variable

		$\gamma = 14 \text{ [kN/m}^3\text{]}$			$\gamma = 16,5 \text{ [kN/m}^3\text{]}$		
		$\tau(L_b)[kPa]$	$F_{fr}(libre)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$	$\tau(L_b)[kPa]$	$F_{fr}(libre)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$
Largo bulbo [m]	1	137,13	182,95	76,05	160,56	207,61	89,39
	2	137,38	183,35	165,65	160,9	209,22	194,78
	3	139,15	186,14	260,86	163,49	212,79	305,21
	4	139,62	187,44	323,56	164,45	214,43	363,57
	5	139,87	187,19	334,81	164,39	214,32	371,68
	6	139,93	187,28	337,72	164,39	214,39	373,61
		$\gamma = 19 \text{ [kN/m}^3\text{]}$					
		$\tau(L_b)[kPa]$	$F_{fr}(libre)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$			
Largo bulbo [m]	1	183,97	230,21	102,79			
	2	184,4	231,77	224,23			
	3	187,62	236,91	348,09			
	4	188,15	237,86	399,14			
	5	188,56	238,59	406,41			
	6	188,44	238,38	407,62			

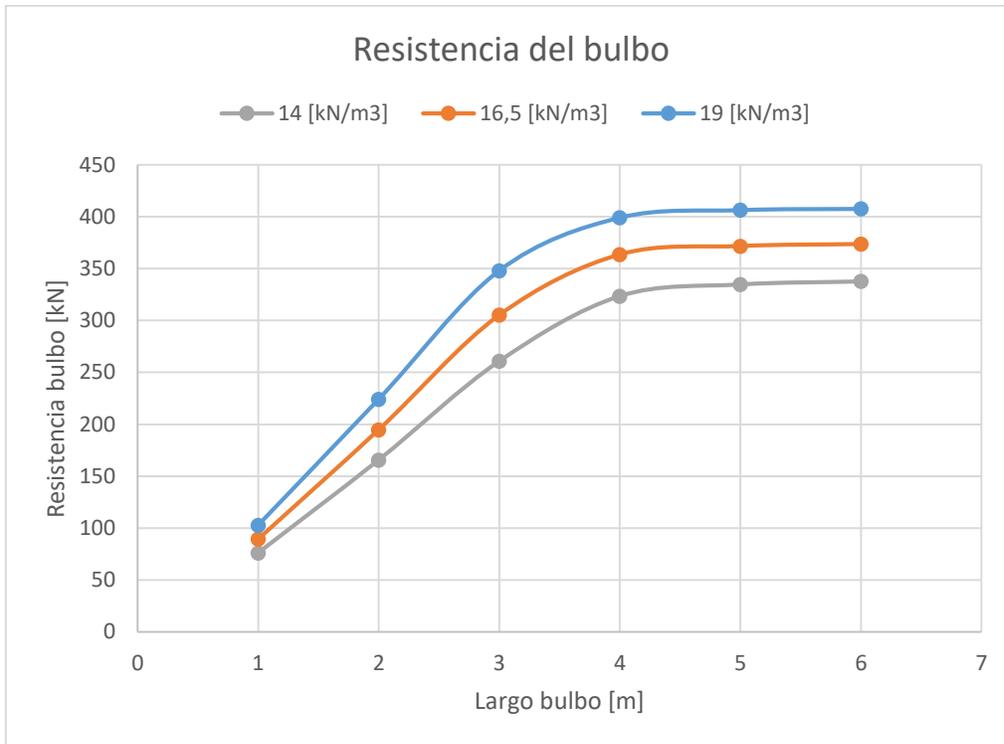


Figura 53. Resistencia en el bulbo para variaciones del peso específico del suelo

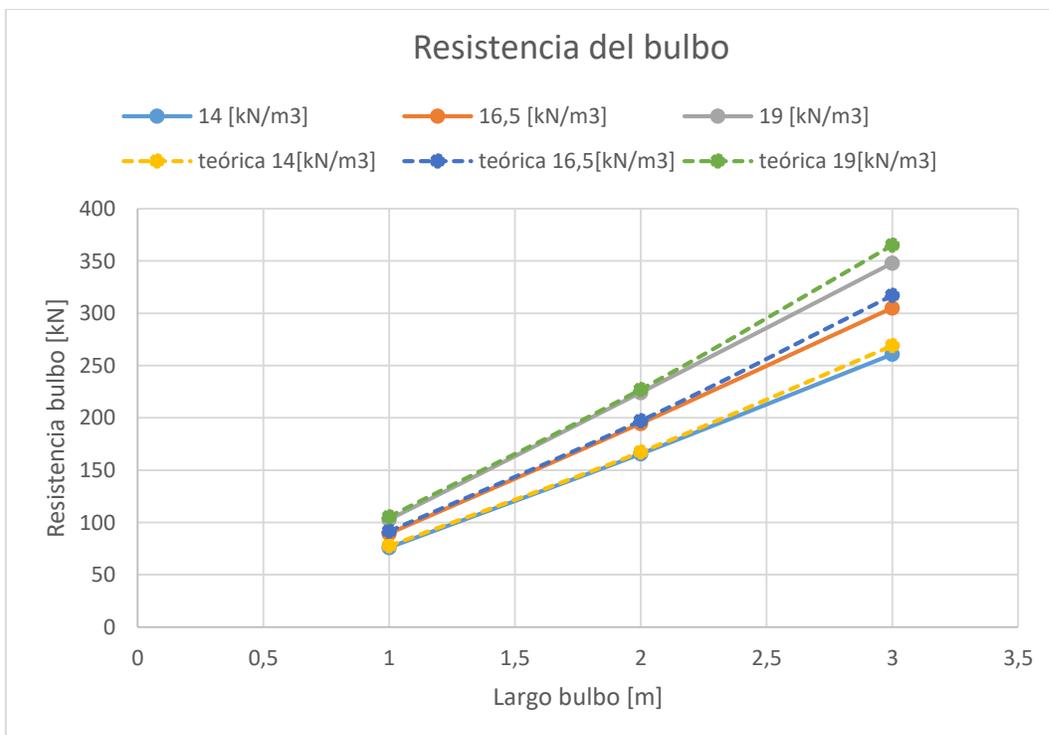


Figura 54. Resistencia en el bulbo para variaciones del peso específico del suelo, curva teórica versus modelada

Se confirma la dependencia de $Q_{Lb,u}$ con el peso específico γ . Al igual que en los casos anteriores, los errores comienzan a manifestarse pasados los 2 metros de largo de bulbo, siendo éstos mayores a mayor γ .

4.1.4.6 INFLUENCIA DE LA RIGIDEZ DEL GROUT

La expresión propuesta no depende de la variable E_g , módulo de elasticidad del grout. Para verificarlo, se calculó la resistencia para tres valores distintos de elasticidad: 18, 21 y 24[GPa]. Los resultados se presentan en la tabla 9.

Tabla 9: Tensión de fricción al final del bulbo, fuerza de roce en el largo libre y fuerza de roce en el bulbo, módulo de elasticidad del grout variable

		$E_g = 18 [GPa]$			$E_g = 21 [GPa]$		
		$\tau(L_b)[kPa]$	$F_{fr}(libre)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$	$\tau(L_b)[kPa]$	$F_{fr}(libre)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$
Largo bulbo [m]	1	183,23	220,2	102,8	183,97	230,21	102,79
	2	184,01	221,67	224,33	184,4	231,77	224,23
	3	187,41	227,95	344,05	187,62	236,91	348,09
	4	188	228,42	380,58	188,15	237,86	399,14
	5	187,7	229,03	384,97	188,56	238,59	406,41
	6	188	229,05	385,95	188,44	238,38	407,62
		$E_g = 24 [GPa]$					
		$\tau(L_b)[kPa]$	$F_{fr}(libre)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$			
Largo bulbo [m]	1	185,03	238,96	103,04			
	2	185,36	239,56	224,44			
	3	188,25	244,66	351,34			
	4	189,28	245,83	417,17			
	5	189,2	246,31	426,69			
	6	188,89	245,77	428,23			

Las figuras 55 y 56 muestran la resistencia del bulbo en función de L_b , para los 3 casos de elasticidad considerada, y la comparación con la curva teórica para valores menores al largo óptimo.

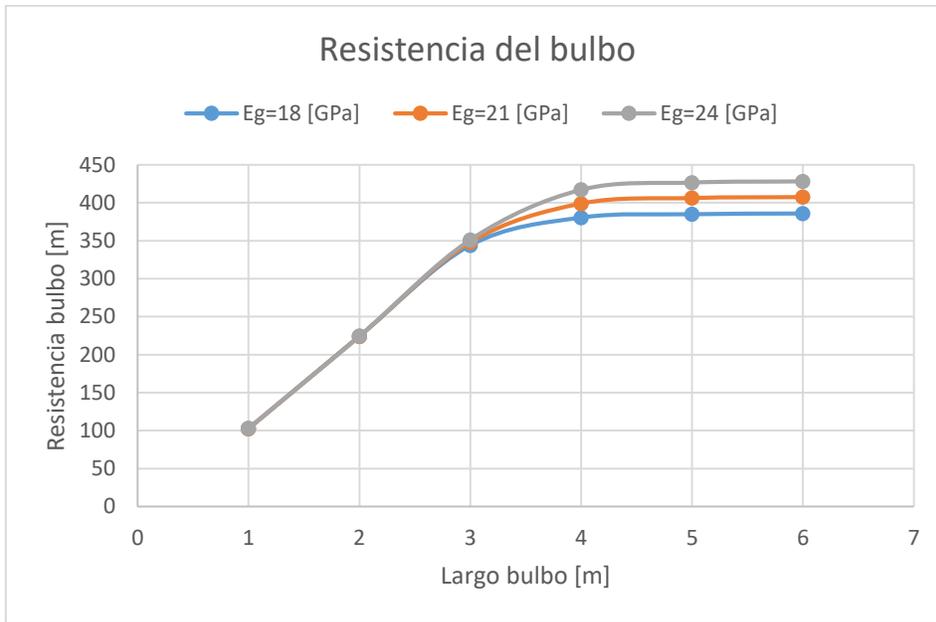


Figura 55. Resistencia en el bulbo para variaciones del módulo de elasticidad del grout

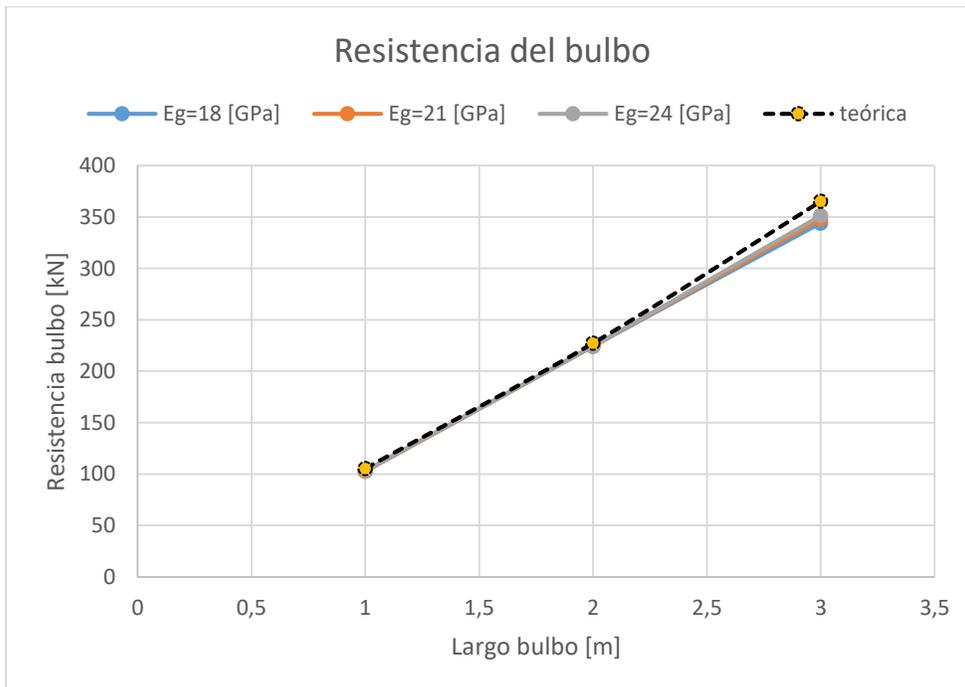


Figura 56. Resistencia en el bulbo para variaciones del módulo de elasticidad del grout, curva teórica versus modelada

Se advierte que la resistencia en el bulbo no se modifica sustantivamente, para valores menores al largo óptimo, siendo el largo libre quien toma los incrementos de resistencia introducidos por el aumento de la rigidez del grout. En consecuencia, la ecuación (90) sigue siendo válida, para $L_b < L_{b, \text{ópt}}$, como muestra la figura 56.

Sin embargo, la resistencia para valores mayores al óptimo (resistencia máxima) sí se ve modificada por la rigidez del grout, existiendo una relación creciente con E_g , aparentemente lineal, como muestra la figura 57.

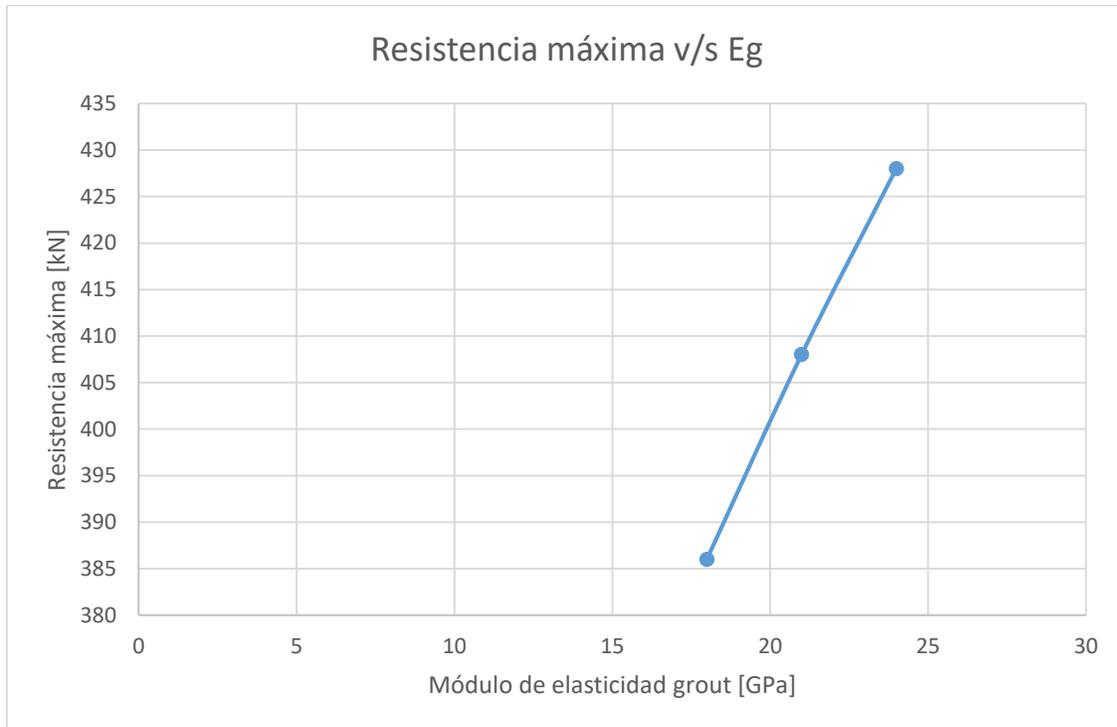


Figura 57. Variación de la resistencia máxima del bulbo en función de la elasticidad del grout

La relación es claramente lineal, y la curva de ajuste tiene la está representada por la función (91).

$$Q_{Lb, \text{máx}} = 7E_g + 260,33 \quad (91)$$

4.1.4.7 INFLUENCIA DEL DESPLAZAMIENTO DE DESLIZAMIENTO

Ahora se estudiará si los parámetros del modelo de interacción de la interfaz suelo-grout tienen o no influencia sobre la resistencia última del anclaje. Se comenzará considerando el desplazamiento de deslizamiento δ_f , para el cual se consideran los siguientes valores: 1,875[mm], 2,5[mm], 3,2[mm], 4,0[mm], 5,0[mm], 6,0[mm] y 7,0[mm].

El primer valor es el mínimo que se puede tener para un valor fijo $\delta_y = 1,5[mm]$, ya que corresponde al caso en que sólo existe una única pendiente antes de alcanzar el deslizamiento, como muestra la siguiente figura:

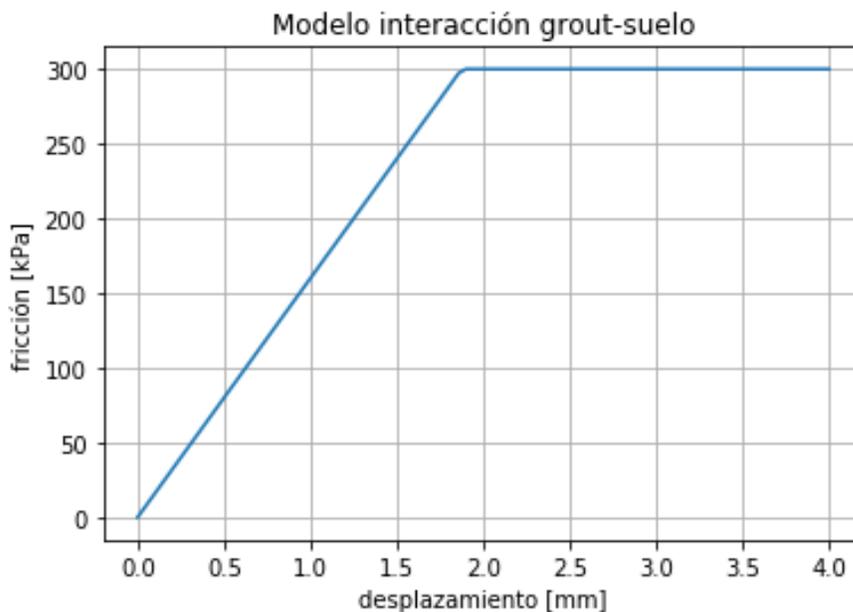


Figura 58. Modelo elasto-plástico perfecto para la interfaz suelo-grout

Valores inferiores a $\delta_f = 1,875 [mm]$, por lo tanto, se traducirían en un caso poco realista en donde la pendiente de la zona entre δ_y y δ_f será mayor que la anterior.

Para los valores $\delta_f = 6 [mm]$ y $\delta_f = 7 [mm]$ sólo se calculó la resistencia máxima (aquella que se desarrolla para $L_b = 6 [m]$), y no la resistencia asociada a cada valor de largo de bulbo. A continuación, se presentan los resultados.

Tabla 10: Tensión de fricción al final del bulbo, fuerza de roce en el largo libre y fuerza de roce en el bulbo, δ_f variable

		$\delta_f = 1,875 [mm]$			$\delta_f = 2,5 [mm]$		
		$\tau(L_b)[kPa]$	$F_{fr}(libre)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$	$\tau(L_b)[kPa]$	$F_{fr}(libre)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$
Largo bulbo [m]	1	173,71	183,81	101,19	183,97	230,21	102,79
	2	176,84	187,12	222,88	184,4	231,77	224,23
	3	182,03	192,6	327,4	187,62	236,91	348,09
	3,5	182,79	193,41	351,59	188,27	238,07	387,93
	4	183,01	193,64	362,36	188,15	237,86	399,14
	5	183,01	193,65	369,35	188,56	238,59	406,41
	6	183,11	193,75	371,25	188,44	238,38	407,62
		$\delta_f = 3,2 [mm]$			$\delta_f = 4,0 [mm]$		
		$\tau(L_b)[kPa]$	$F_{fr}(libre)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$	$\tau(L_b)[kPa]$	$F_{fr}(libre)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$
Largo bulbo [m]	1	187,99	256,32	103,68	189,51	267,15	103,85
	2	187,71	256,92	225,08	189,26	266,79	225,21
	3	189,58	259,48	354,52	190,96	269,18	357,82
	3,5	190,15	260,25	403,75	191,28	269,63	412,37
	4	190,24	260,37	422,63	191,34	269,7	439,3
	5	190,53	259,78	429,22	191,42	269,82	445,18
	6	190,46	260,67	430,33	191,39	269,78	446,22
		$\delta_f = 5,0 [mm]$					
		$\tau(L_b)[kPa]$	$F_{fr}(libre)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$			
Largo bulbo [m]	1	191,33	274,76	104,24			
	2	190,98	274,26	225,74			
	3	192,44	276,35	360,65			
	3,5	191,95	275,64	418,36			
	4	192,14	275,91	454,09			
	5	192,23	276,04	459,96			
	6	192,24	276,05	460,95			

Las figuras 59 y 60 muestran la resistencia última del bulbo para cada uno de los casos considerados.

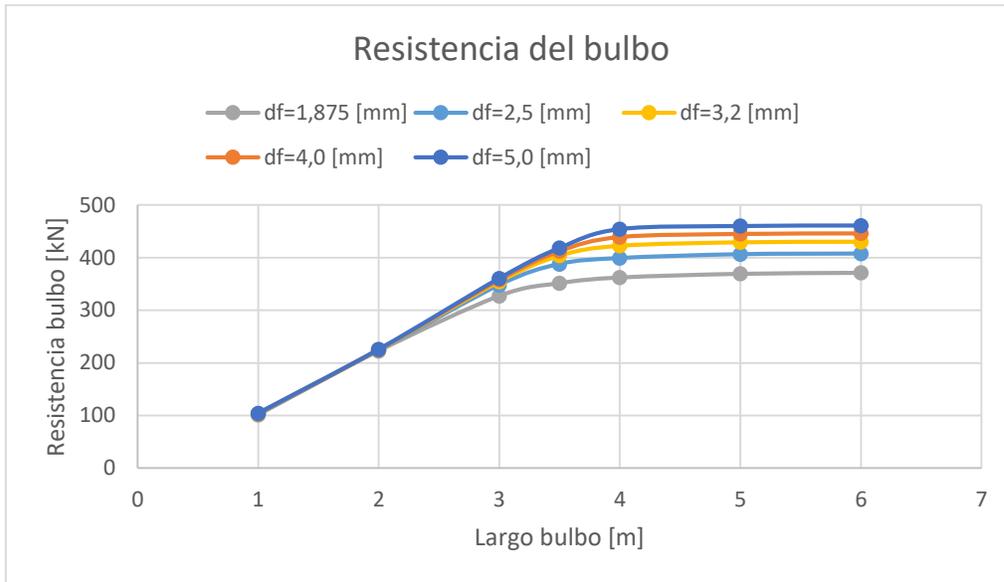


Figura 59. Resistencia en el bulbo para variaciones de δ_f

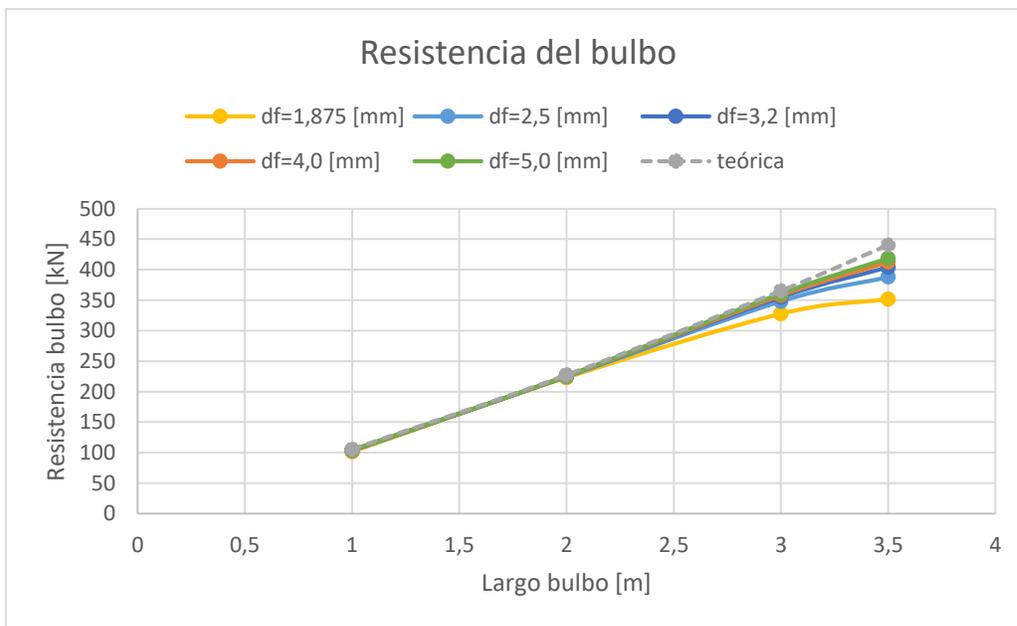


Figura 59. Resistencia en el bulbo para variaciones de δ_f , curva teórica versus modelada

Se comprueba, entonces, que para valores inferiores al largo óptimo, la fórmula (90) sigue siendo válida, pues la resistencia de bulbo no varía con el parámetro δ_f . Las figuras 58 y 59 muestran que, hasta los 2 metros, la fórmula es exacta para todos los casos, y a partir de ese valor las curvas reales empiezan a divergir ligeramente de la curva teórica, siendo el primer caso $\delta_f = 1,875 [mm]$ el más marcado de todos.

A continuación, se presenta la curva de la resistencia máxima para cada valor de δ_f , incluyendo los casos 6 y 7 milímetros.

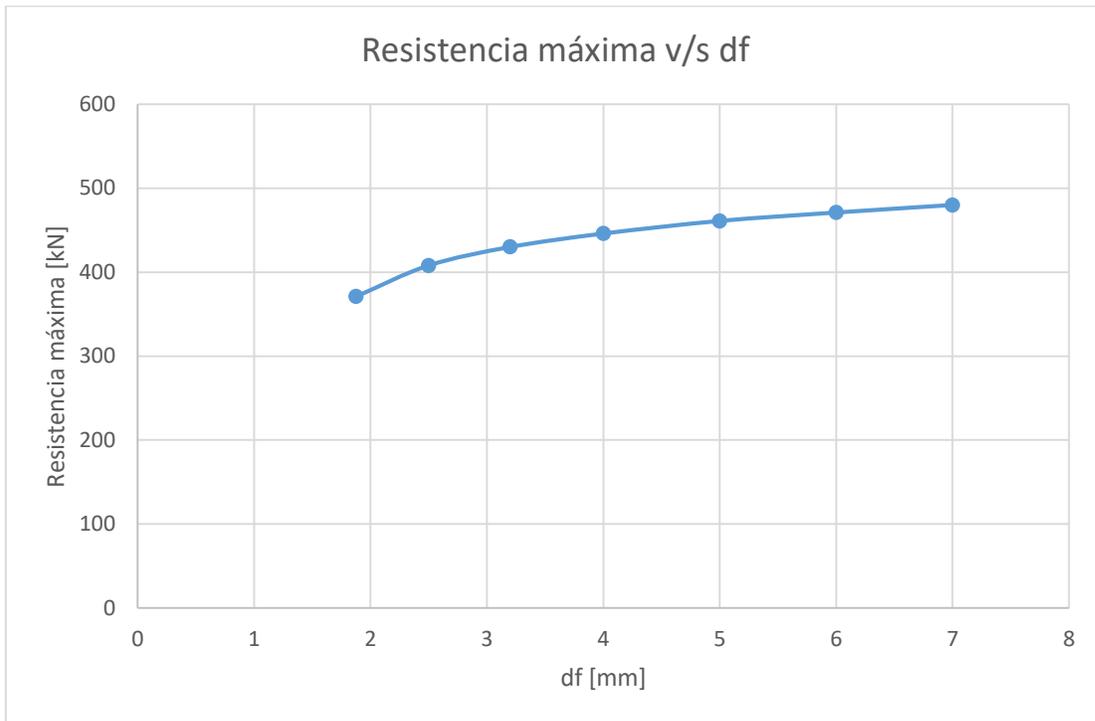


Figura 60. Variación de la resistencia máxima del bulbo en función de δ_f

La relación no es lineal, como se aprecia en el gráfico, al menos en la zona de interés, que es en torno a los 2,5 [mm]. Para valores mayores, sin embargo, pareciera existir una linealización.

4.1.4.8 INFLUENCIA DEL DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA

Para determinar la influencia de δ_y , se ensayarán los siguientes valores: 0,5[mm], 1,0[mm], 1,5[mm] y 2,0[mm], siendo este último valor el máximo posible para mantener un modelo físicamente posible, dado el valor para el desplazamiento de deslizamiento de 2,5 [mm].

Los resultados se muestran en la tabla 11:

Tabla 11: Tensión de fricción al final del bulbo, fuerza de roce en el largo libre y fuerza de roce en el bulbo, δ_y variable

		$\delta_y = 0,5 [mm]$			$\delta_y = 1,0 [mm]$		
		$\tau(L_b)[kPa]$	$F_{fr}(libre)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$	$\tau(L_b)[kPa]$	$F_{fr}(libre)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$
Largo bulbo [m]	1	189,51	267,15	103,85	186,79	252,64	103,36
	2	189,26	266,79	225,21	187,06	253,01	224,99
	3	190,96	269,18	357,82	189,41	256,19	353,81
	3,5	191,28	269,63	412,37	189,67	256,53	400,47
	4	190,77	264,68	427,32	189,99	256,97	416,03
	5	190,92	264,90	430,10	189,9	256,83	420,17
6	191,12	265,17	430,83	189,95	-211,02	421,1	
		$\delta_y = 1,5 [mm]$			$\delta_y = 2,0 [mm]$		
		$\tau(L_b)[kPa]$	$F_{fr}(libre)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$	$\tau(L_b)[kPa]$	$F_{fr}(libre)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$
Largo bulbo [m]	1	183,97	230,21	102,79	177,69	-102,04	102,04
	2	184,4	231,77	224,23	178,73	203,14	222,86
	3	187,62	236,91	348,09	184,51	209,7	336,3
	3,5	188,27	238,07	387,93	184,65	209,86	364,14
	4	188,15	237,86	399,14	185,09	210,35	377,65
	5	188,56	238,59	406,41	184,85	210,08	385,92
6	188,44	238,38	407,62	184,41	209,58	387,42	

La resistencia del bulbo se presenta en las figuras 61 y 62.

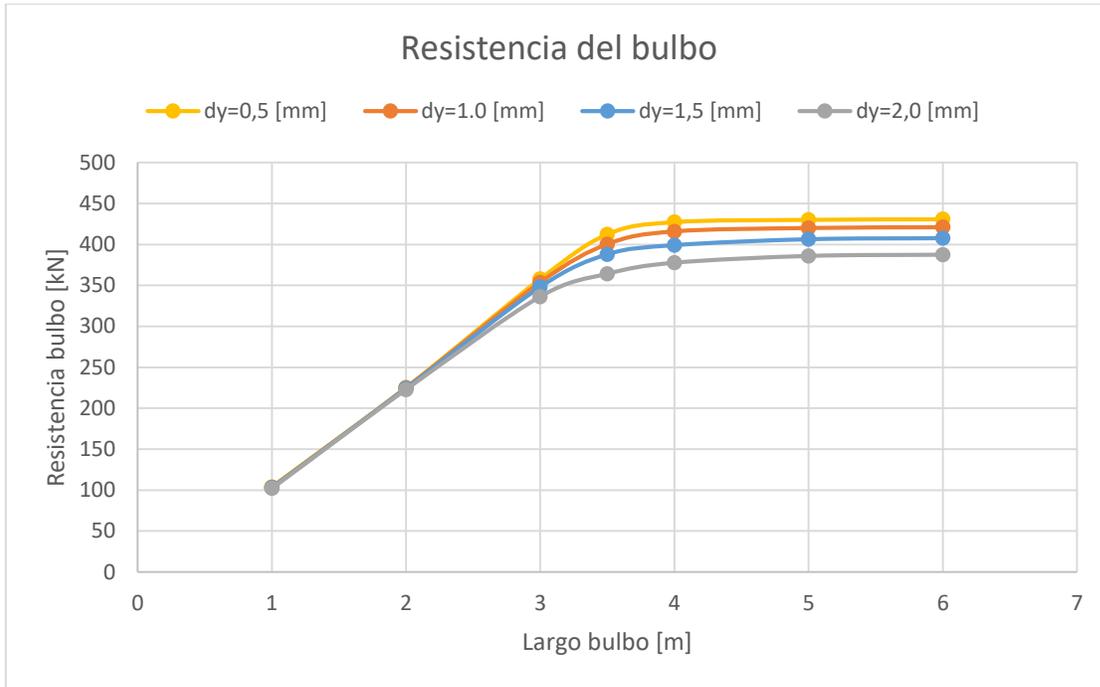


Figura 61. Resistencia en el bulbo para variaciones de δ_y

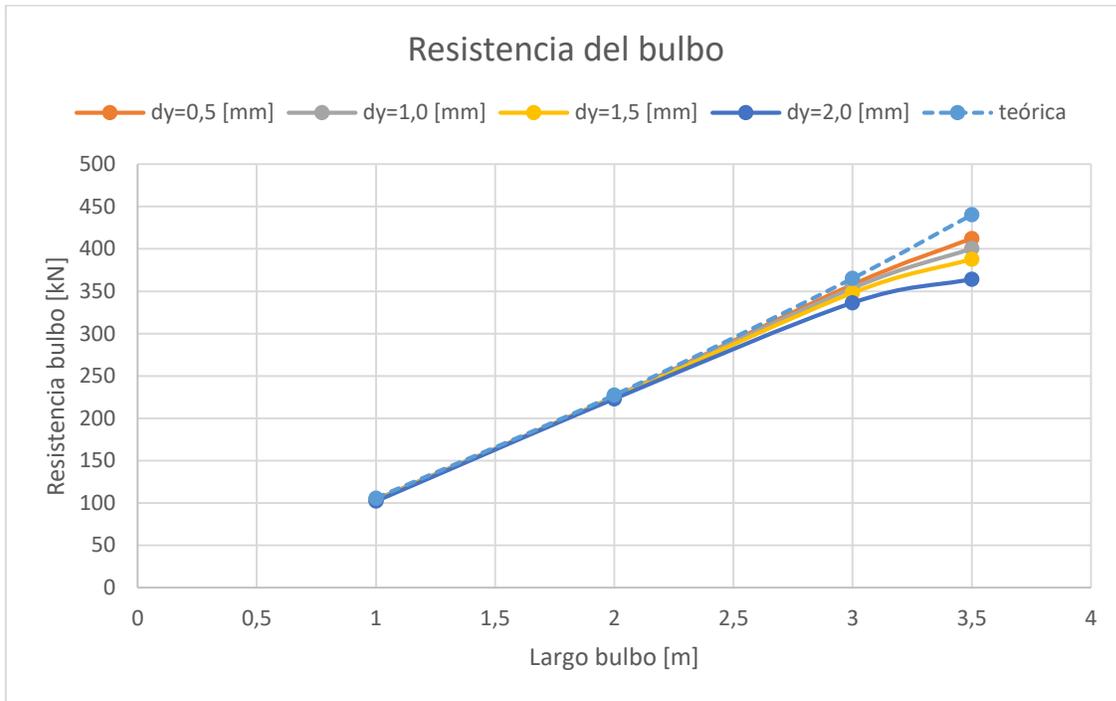


Figura 62. Resistencia en el bulbo para variaciones de δ_y , curva teórica versus modelada

Se observa el mismo comportamiento que para la dependencia con δ_f : se confirma que la ecuación (90) no depende de δ_y para largos de bulbo inferiores al óptimo, y para valores mayores existe una relación negativa entre la resistencia y δ_y .

El gráfico de la figura 63 representa la resistencia máxima del bulbo para cada valor de δ_y :

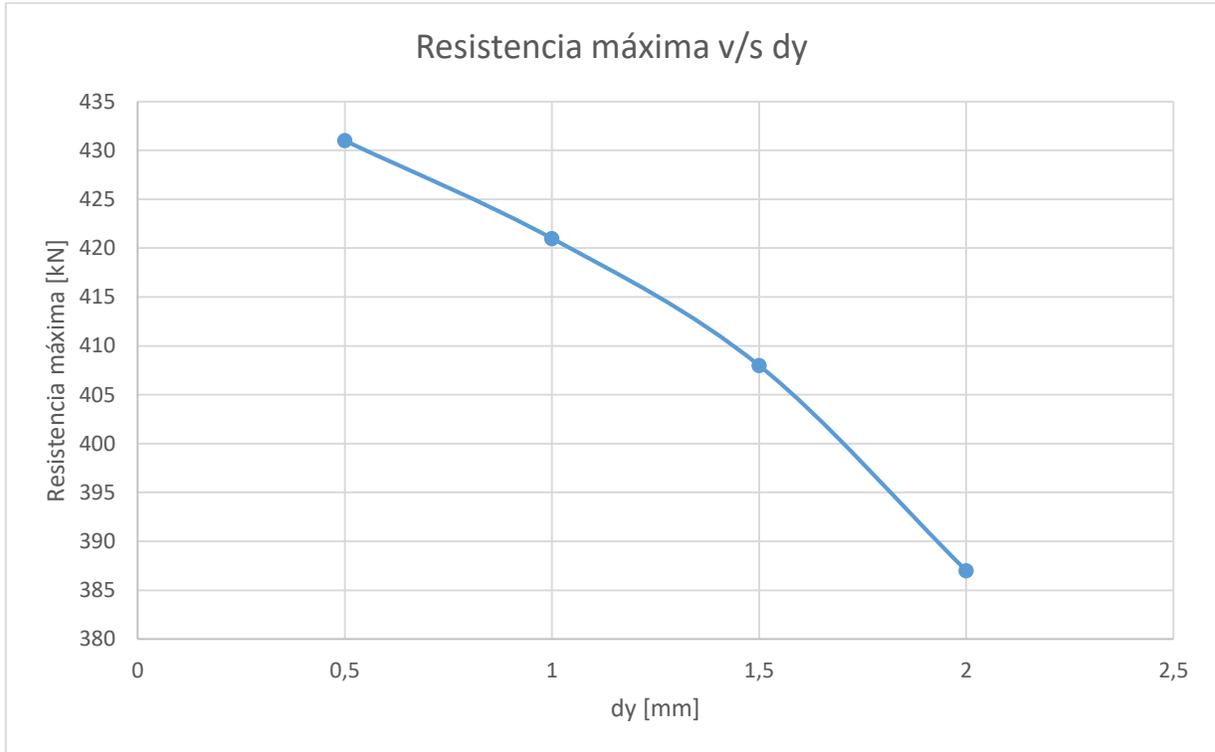


Figura 63. Variación de la resistencia máxima del bulbo en función de δ_y

4.1.4.9 INFLUENCIA DE LA TENSIÓN DE FLUENCIA

Se estudiará ahora la influencia de la tensión de fluencia τ_y mediante la variación del parámetro λ de la relación $\tau_y = \lambda\tau_f$. El valor utilizado en los análisis anteriores es $\lambda=0,8$, y se agregan ahora los valores $\lambda=0,6$ y $\lambda=0,9$. En este caso, $\lambda=0,6$ es el mínimo valor posible para que el modelo del suelo mantenga su factibilidad física.

Los resultados se muestran en la tabla 12:

Tabla 12: Tensión de fricción al final del bulbo, fuerza de roce en el largo libre y fuerza de roce en el bulbo, λ variable

		$\lambda=0,6$			$\lambda=0,8$		
		$\tau(L_b)[kPa]$	$F_{fr}(libre)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$	$\tau(L_b)[kPa]$	$F_{fr}(libre)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$
Largo bulbo [m]	1	177,09	201,28	101,72	183,97	230,21	102,79
	2	178,73	203,14	222,86	184,4	231,77	224,23
	3	183,42	208,46	334,54	187,62	236,91	348,09
	3,5	183,61	208,67	362,33	188,27	238,07	387,93
	4	183,68	208,75	375,25	188,15	237,86	399,14
	5	183,78	208,87	384,13	188,56	238,59	406,41
	6	184,41	209,58	387,42	188,44	238,38	407,62
		$\lambda=0,9$					
		$\tau(L_b)[kPa]$	$F_{fr}(libre)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$			
Largo bulbo [m]	1	188,91	245,37	103,63			
	2	188,6	245,86	225,14			
	3	190,43	251,43	355,57			
	3,5	190,83	252,75	400,25			
	4	190,83	252,75	410,25			
	5	191,06	253,51	416,49			
	6	191,03	253,41	417,59			

Los gráficos de las figuras 64 y 65 representan estos resultados.

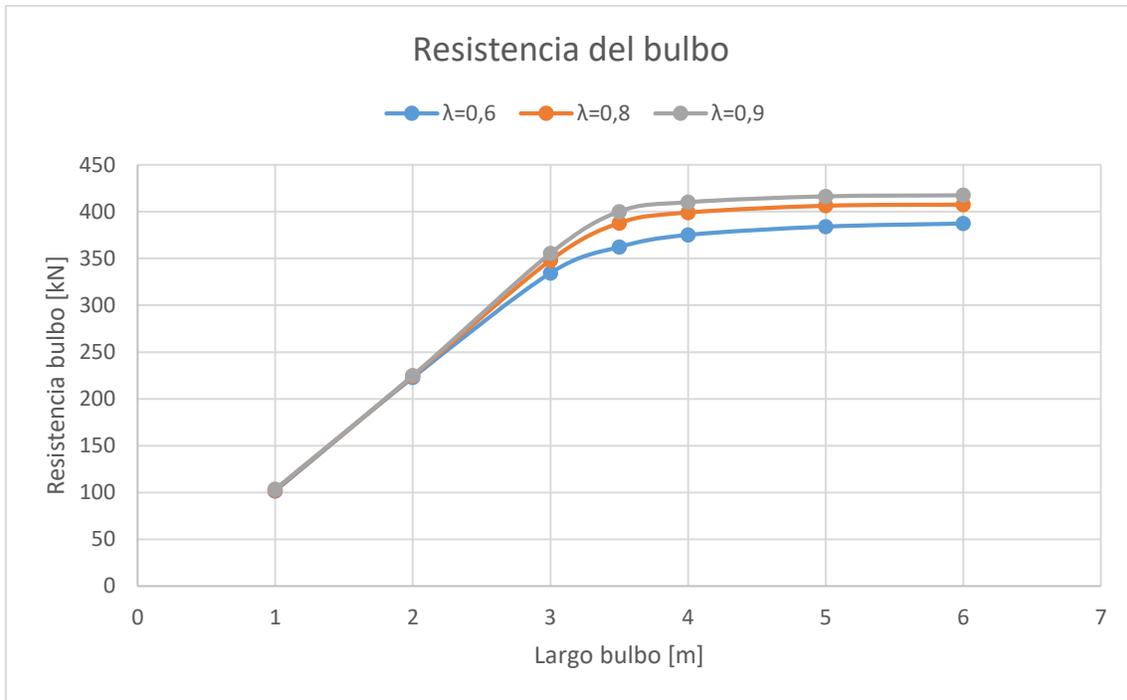


Figura 64. Resistencia en el bulbo para variaciones de λ

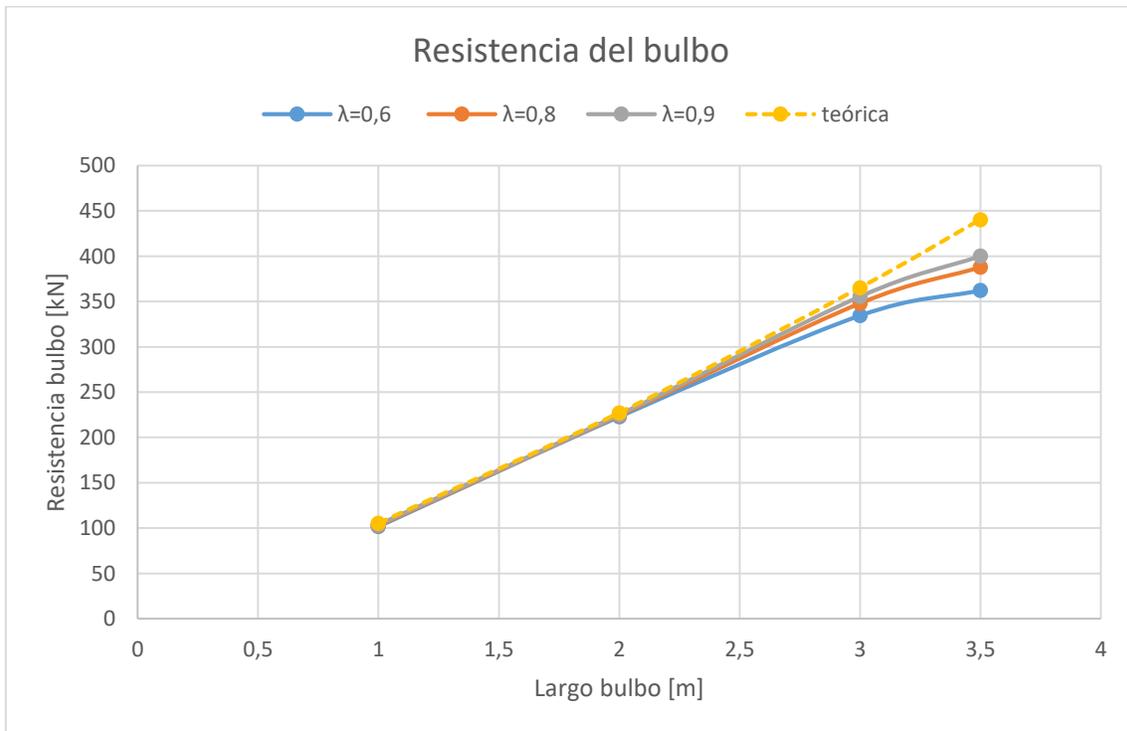


Figura 65. Resistencia en el bulbo para variaciones de λ , curva teórica versus modelada

El gráfico de la figura 66 muestra la relación aproximadamente lineal que existe entre la resistencia máxima del bulbo y λ :

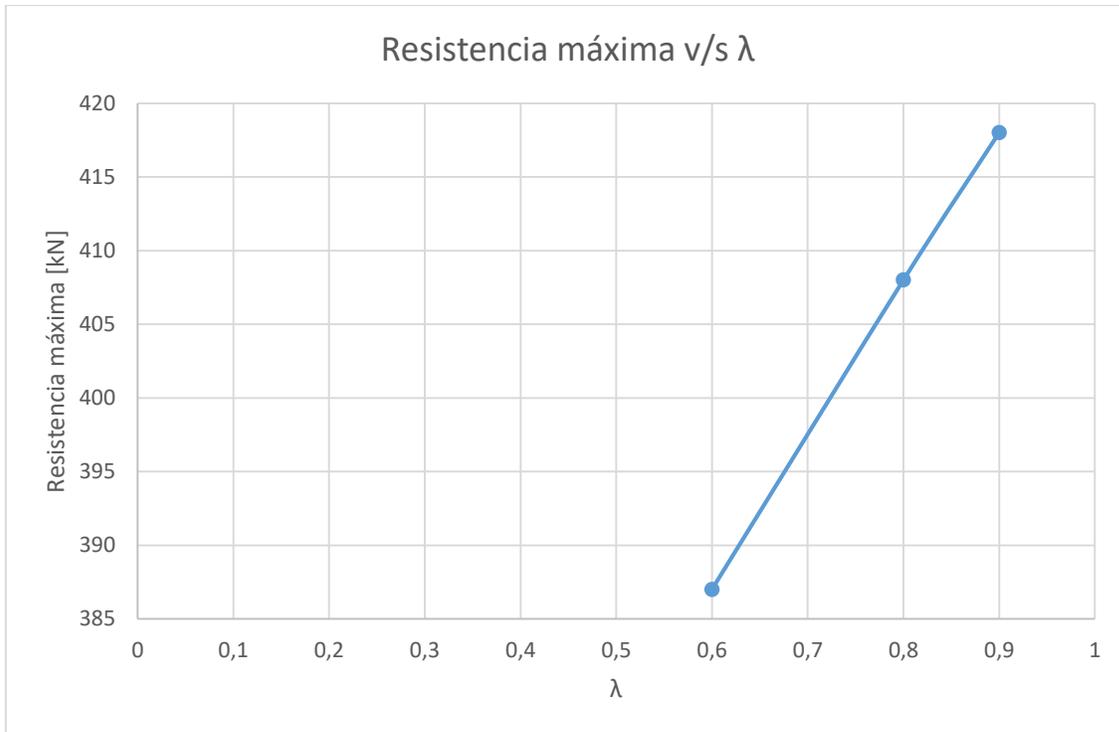


Figura 66. Variación de la resistencia máxima del bulbo en función de λ

4.1.5 MODELO DE SUELO DE 2 ESTRATOS

Se ensayará un modelo de suelo consistente de 2 estratos:

- Estrato 1: estrato superior, de 6 metros de profundidad y parámetros variables, que abarcará el largo libre L_l del anclaje.
- Estrato 2: estrato inferior que tendrá los valores usados por defecto en el modelo uniestratificado, es decir, $\gamma = 19 [kN/m^3]$ y $K = 1,7$, y abarcará el largo variable del bulbo L_b .

El esquema de la figura 67 muestra la configuración del suelo de 2 estratos:

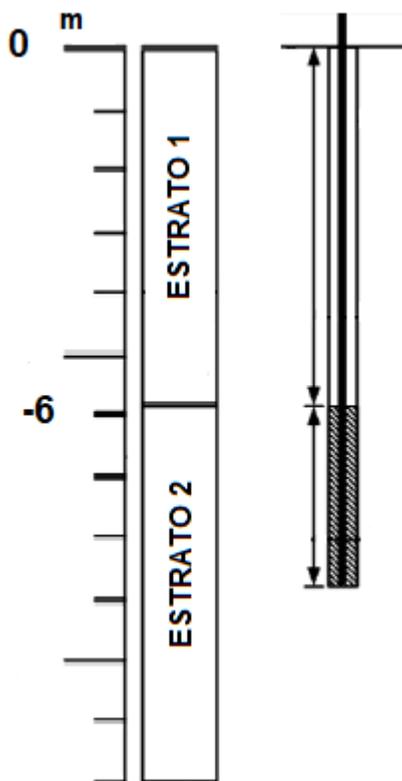


Figura 67. Modelo de suelo de 2 estratos

El estrato 2 mantuvo sus parámetros constantes, mientras que para el estrato 1 se calcularon 3 casos distintos, en los cuales se consideraron dos valores para γ y dos para K :

- Caso 1: $\gamma_1 = 19$ [kN], $K = 1,2$.
- Caso 2: $\gamma_1 = 14$ [kN], $K = 1,7$.
- Caso 3: $\gamma_1 = 14$ [kN], $K = 1,2$.

La tabla 13 muestra, para valores de L_b variables entre 1 y 6 metros, la resistencia máxima del anclaje, en [kN], para cada uno de los 3 casos; adicionalmente, se agrega una cuarta columna con los valores del modelo uniestratificado calculados en las secciones anteriores.

Tabla 13: Resistencia última del anclaje, modelo de 2 estratos

		Caso			
		1	2	3	1 capa
Largo bulbo [m]	1	280	287	239	333
	2	404	410	362	456
	3	525	532	478	585
	3,5	560	567	508	626
	4	570	578	517	637
	5	576	584	523	645
	6	577	585	524	646

Es posible verificar que, en todos los casos con 2 capas, la resistencia del anclaje es menor que en el caso con 1 capa, debido a que el estrato superior fue modelado con propiedades que disminuyen su capacidad para generar tensión de fricción. Se infiere, por lo tanto, que un estrato superior con valores mayores de peso específico y coeficiente de roce se traducirá en un incremento de la resistencia total del anclaje.

Para ver con más detalle el comportamiento de la resistencia del bulbo, la siguiente tabla presenta los valores de resistencia desagregados entre resistencia del bulbo y del largo libre.

Tabla 14: Fuerza de roce en el largo libre y fuerza de roce en el bulbo, modelo de 2 estratos

		Caso 1		Caso 2		Caso 3	
		$F_{fr}(libre)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$	$F_{fr}(libre)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$	$F_{fr}(libre)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$
Largo bulbo [m]	1	176,75	103,25	183,57	103,43	135,45	103,55
	2	178,69	225,31	184,89	225,11	136,84	225,16
	3	180,71	344,29	187,06	344,94	137,61	340,39
	3,5	180,82	379,18	187,31	379,69	137,72	370,28
	4	180,9	389,10	187,66	390,34	137,81	379,19
	5	180,99	395,01	187,93	396,07	138,01	384,99
	6	180,86	396,14	187,60	397,40	137,93	386,07
		1 capa					
		$F_{fr}(libre)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$				
Largo bulbo [m]	1	230,21	102,79				
	2	231,77	224,23				
	3	236,91	348,09				
	3,5	238,07	387,93				
	4	237,86	399,14				
	5	238,59	406,41				
	6	238,38	407,62				

El primer aspecto importante a destacar es que, para largos de bulbo inferiores al óptimo, la resistencia del bulbo no varía entre casos, ni entre el modelo con 1 y 2 estratos; pasado el óptimo, sin embargo, se aprecian variaciones, pero no demasiado significativas. Así, cuando el estrato 1 disminuye sólo uno de los dos parámetros, la resistencia máxima última del bulbo $Q_{Lb,u}$ se reduce en, aproximadamente, 10 [kN] con respecto al modelo uniestratificado, representando una reducción del 2,5%. Cuando ambos parámetros disminuyen su valor, $Q_{Lb,u}$ lo hace en 21 [kN], representando una reducción del 5,2%. El siguiente gráfico muestra estas variaciones de $Q_{Lb,u}$:

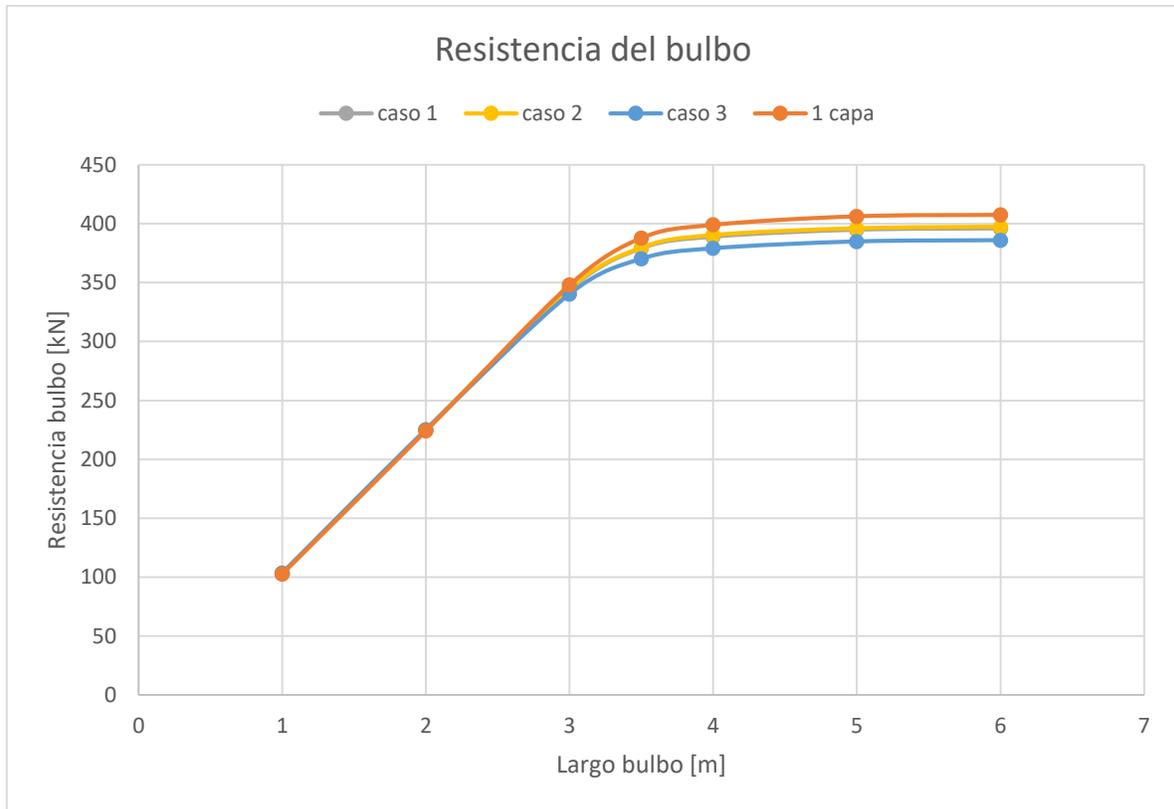


Figura 68. Resistencia en el bulbo, comparación entre casos de 1 y 2 estratos

En consecuencia, el factor que más incide en la variación de la resistencia total del anclaje es la resistencia del largo libre, la cual disminuye hasta un máximo de 42% con respecto al caso uniestratificado.

A continuación, se presentan los gráficos de carga en el suelo, cable, grout, tensión de fricción y desplazamiento del grout de un anclaje de largo de bulbo $L_b = 4 [m]$ y largo libre $L_l = 6 [m]$, en el estado de resistencia máxima $Q_u = 517 [kN]$ para el caso 3 del modelo de 2 estratos.

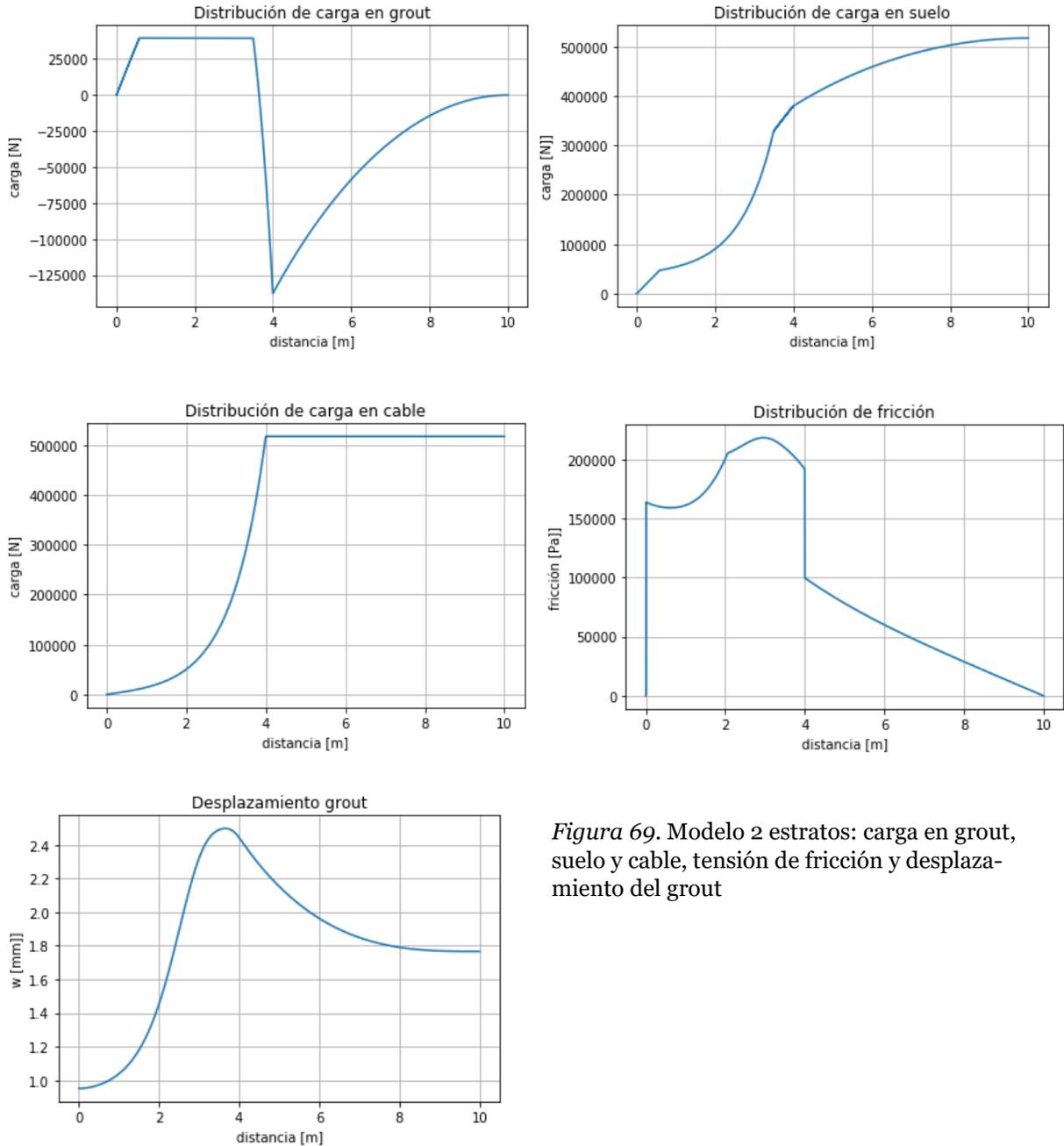


Figura 69. Modelo 2 estratos: carga en grout, suelo y cable, tensión de fricción y desplazamiento del grout

Es posible observar, en el gráfico de la tensión de fricción, una discontinuidad de la curva, producto del cambio brusco en el valor de los parámetros de los estratos. El desplazamiento sigue siendo una función continua, como era de esperar, y en las cargas no se aprecian cambios significativos.

4.2 RESULTADOS MODELO 2-D

4.2.1 RESISTENCIA DEL ANCLAJE EN FUNCIÓN DE LA ELASTICIDAD DEL SUELO

El modelo bidimensional incorpora, a diferencia del unidimensional, la variable de la elasticidad del suelo, la cual tendrá incidencia y modificará la respuesta del anclaje. Se ensayará, por lo tanto, el anclaje para distintos valores del módulo de elasticidad E_s , que abarquen gran parte de los suelos reales. Así, los valores variarán entre $E_s = 0,01 [GPa]$, que es la elasticidad de suelos como arenas sueltas y limos, y $E_s = 0,3 [GPa]$, correspondiente a arenas y gravas densas y arcillas arenosas. Adicionalmente, y sólo con fines de estudio teórico, se considerarán los valores 0,5; 0,8 y 1 [GPa].

Se comenzará examinando el comportamiento de la resistencia de un anclaje con un largo de bulbo $L_b = 4 [m]$ y largo libre $L_l = 5 [m]$ fijos, y sometido a un perfil de presión hidrostático, para los distintos valores de E_s . Al igual que en el caso unidimensional, el criterio de falla se cumplirá cuando un punto cualquiera de la interfaz suelo-grout sobrepase un cierto valor límite a partir del cual las superficies pasen de estar vinculadas a deslizar relativamente. En el modelo 1-D dicho límite es un desplazamiento de deslizamiento cuyo valor es $\delta_f = 2.5 [mm]$; en el caso 2-D, sin embargo, dicho límite corresponde a la tensión máxima $\tau_f = \mu\sigma_v$, de acuerdo al modelo de fricción de Coulomb.

La tabla 15 muestra los valores de la resistencia del anclaje para distintos valores de E_s .

Tabla 15: Resistencia del anclaje para distintos valores de elasticidad del suelo

$E_s [MPa]$	$F_{fr} [kN]$
10	159,6
50	181,0
80	208,6
100	222,4
125	251,3
150	263,9
175	272,7
200	284,0

250	279,0
300	241,3
500	162,1
800	113,1
1000	96,8

La figura 70 muestra estos valores gráficamente:

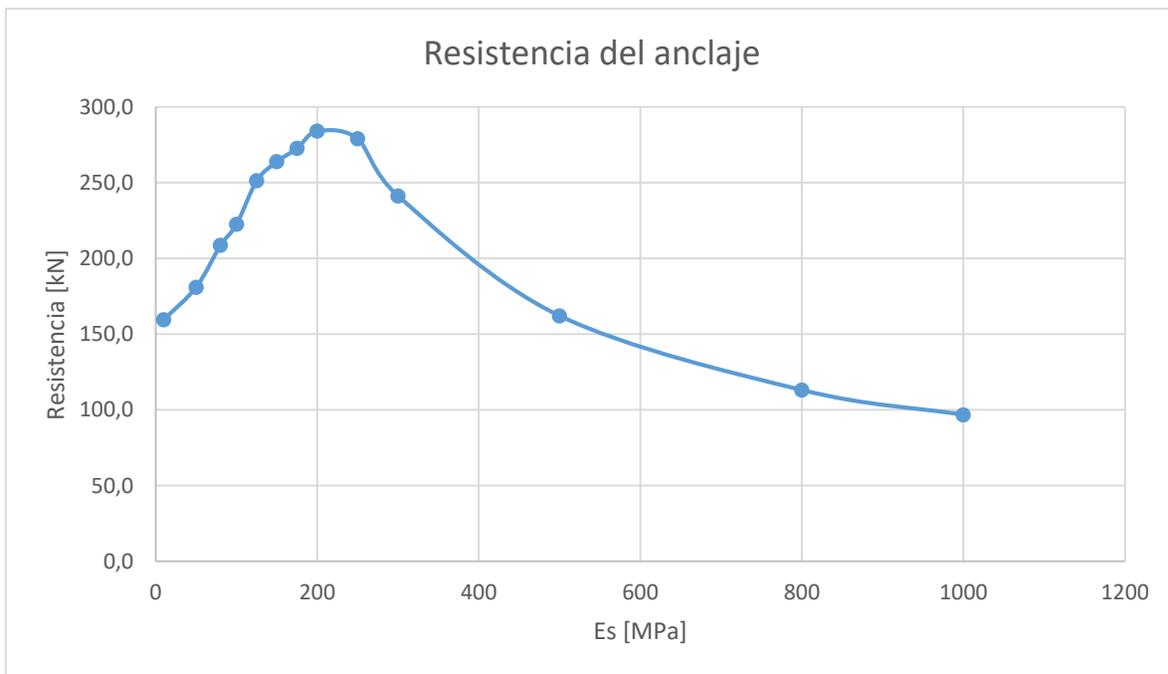


Figura 70. Resistencia del anclaje en función de la elasticidad del suelo

En la figura 70 es posible diferenciar dos tramos en la curva: un primer tramo creciente, de tendencia aproximadamente lineal, comprendido entre 10 y 200 megapascuales de elasticidad; y un segundo tramo decreciente de características exponenciales. Todos los puntos del tramo creciente se caracterizan por el hecho de que la distribución de tensiones se concentra en la base del anclaje, y la falla se produce en dicho punto (extremo más profundo del anclaje).

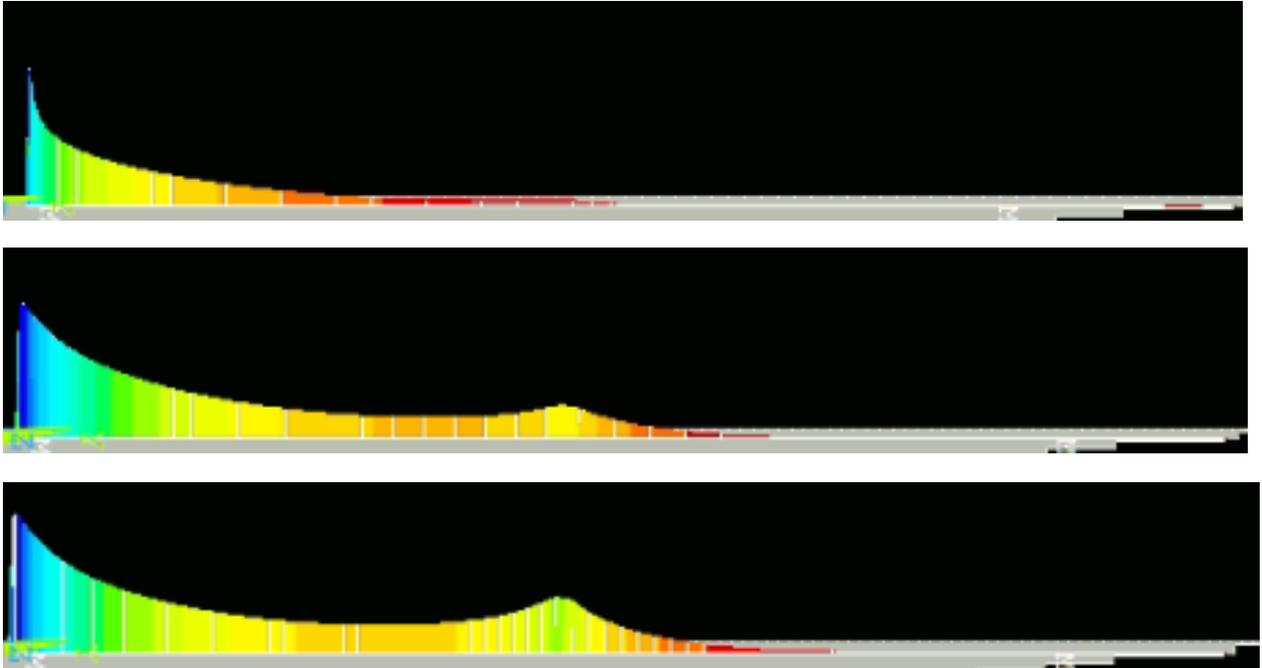


Figura 71. Tensión de fricción para diferentes elasticidades del suelo, $E_s=10$ [MPa] (arriba), $E_s=125$ [MPa] (centro) y $E_s=200$ [MPa] (abajo)

La figura 71 muestra el perfil de distribución de la tensión de fricción para 3 valores de la elasticidad del suelo en la rama ascendente: 10, 125 y 200 [MPa]. Se puede ver que, en el primer caso, la tensión muestra un único máximo al inicio, para luego decrecer rápidamente a lo largo del anclaje. A medida que se aumenta la elasticidad del suelo, comienza a consolidarse un máximo local en la zona de transición entre el bulbo y el largo libre, el cual se incrementa progresivamente con E_s . En todos estos casos, sin embargo, el máximo inicial predomina sobre el de la zona de transición, por lo que la ruptura de la interfaz se produce precisamente allí, en el inicio del anclaje (extremo más profundo). No obstante, superado determinado valor límite de E_s , el máximo de la zona de transición comienza a predominar, haciendo que la ruptura se traslade a dicho lugar, y provocando un progresivo descenso de la resistencia a medida que se aumenta la elasticidad (tramo decreciente de la figura 70). La siguiente figura muestra la distribución de la tensión para 3 valores de E_s del tramo decreciente.

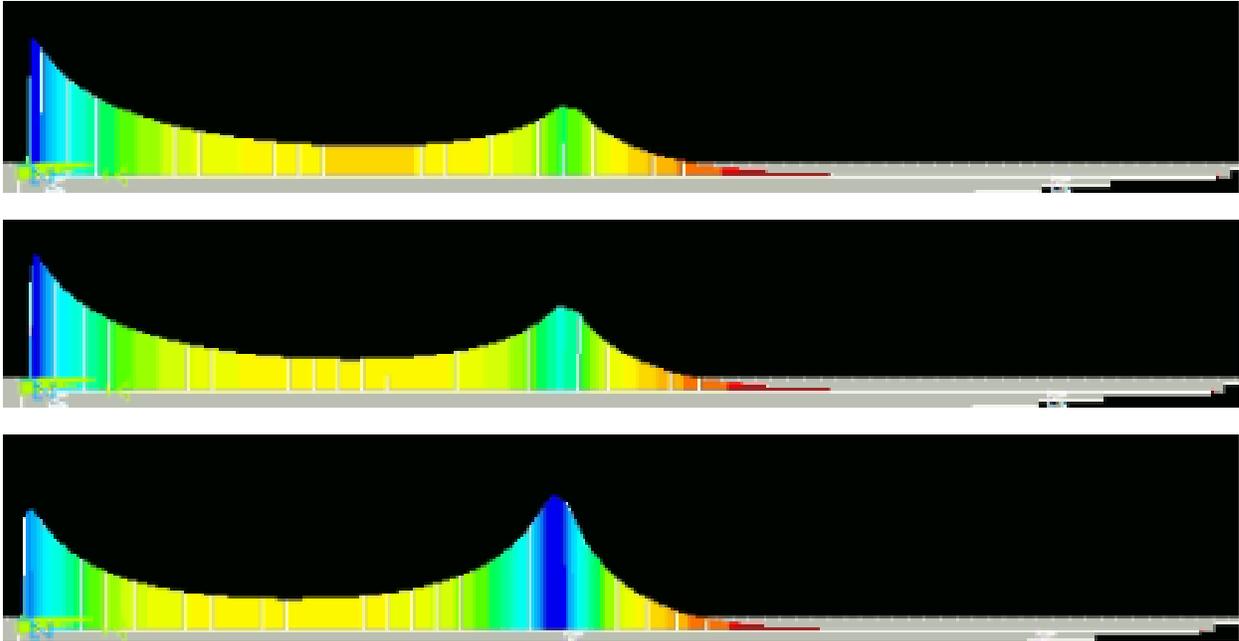


Figura 72. Tensión de fricción para diferentes elasticidades del suelo, $E_s=250$ [MPa] (arriba), $E_s=300$ [MPa] (centro) y $E_s=500$ [MPa] (abajo)

Como se ve, el máximo de la zona transicional aumenta progresivamente, y su valor es tal que permite que la falla se produzca ahí antes que en el extremo. Se puede concluir, por lo tanto, que la tensión de fricción de los anclajes presenta dos comportamientos, en función del valor de E_s , lo que se traduce, mecánicamente, en un cambio del punto de falla y, gráficamente, en un tramo creciente y otro decreciente del diagrama resistencia versus elasticidad del suelo, para un largo de bulbo dado.

En el gráfico de la figura 73 se muestran las curvas de resistencia para valores de largo de bulbo entre 1 y 8 metros.

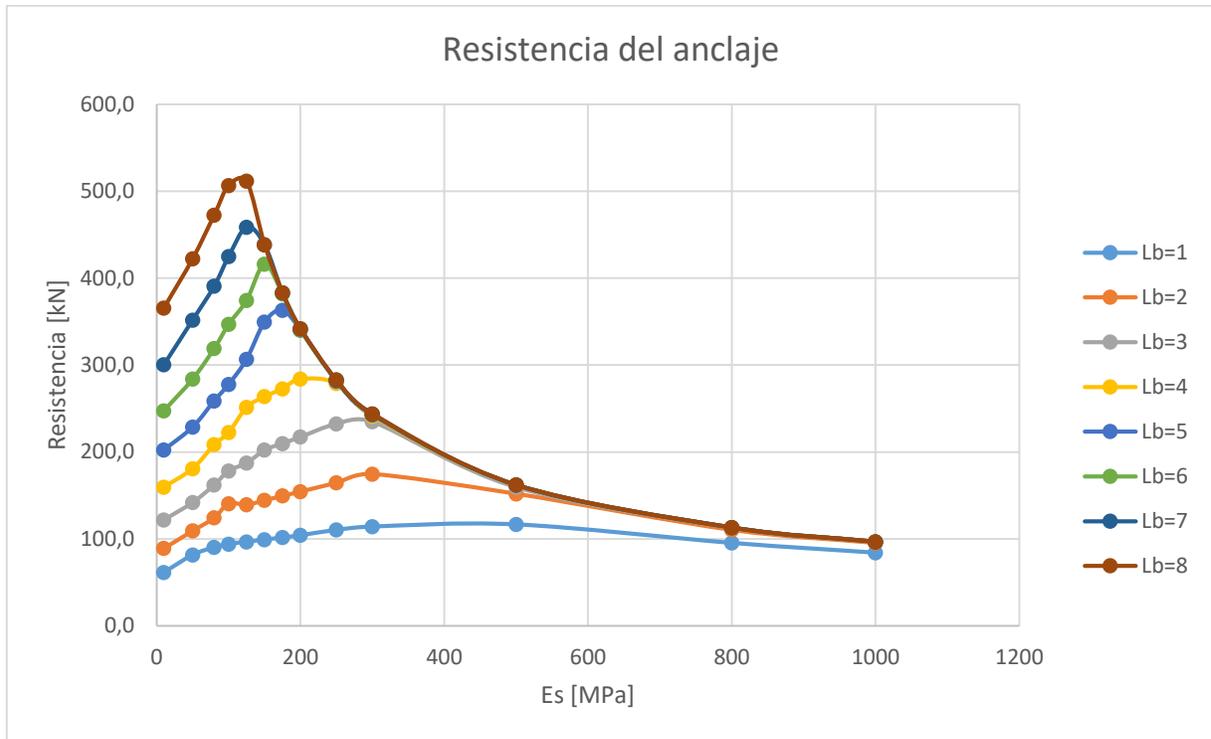


Figura 73. Resistencia del anclaje en función de la elasticidad del suelo, para distintos largos de bulbo

La figura 73 presenta 8 curvas distintas, una para cada largo de bulbo L_b , siendo la inferior la correspondiente a $L_b = 1 [m]$ y la superior a $L_b = 8 [m]$.

A partir de la gráfica es posible apreciar que, para un E_s dado, la resistencia se irá incrementando conforme aumenta el largo del bulbo L_b , hasta alcanzar un determinado límite, representado por la línea superior de apariencia exponencial o hiperbólica; desde allí, la resistencia no seguirá creciendo. Así, por ejemplo, para $E_s = 250 [MPa]$, la resistencia aumenta hasta un largo de bulbo de 4 metros, aproximadamente. A partir de ahí, el crecimiento se detiene y no sigue aumentando con el largo de bulbo, alcanzando la denominada resistencia máxima ya identificada en el modelo unidimensional, y que en este caso es $P_{m\acute{a}x} = 282,7 [kN]$.

La figura 74 representa este fenómeno para el caso $E_s = 250 [MPa]$:

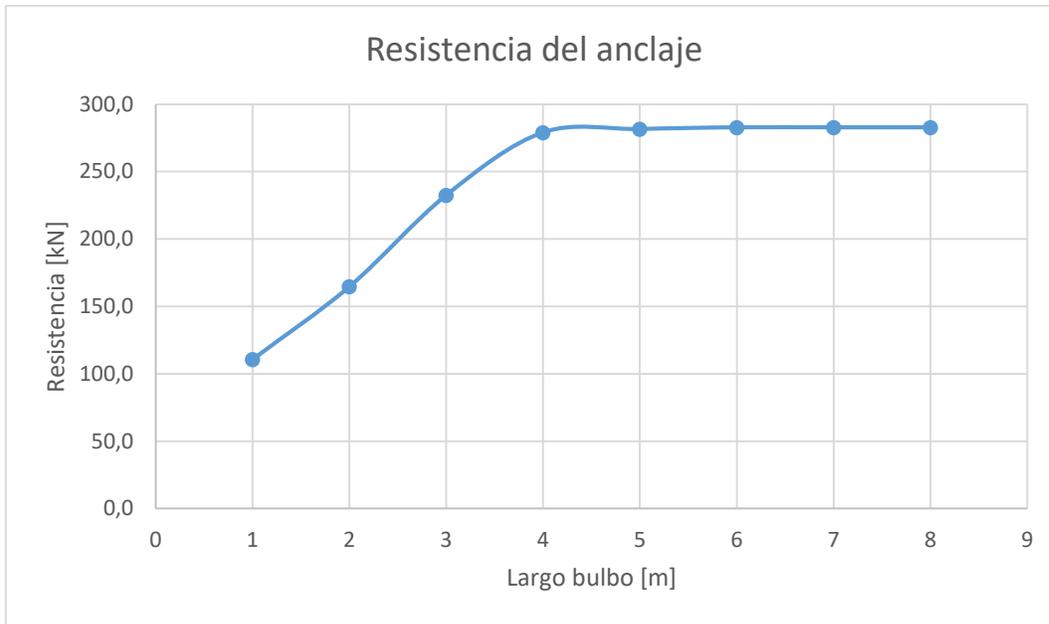


Figura 74. Resistencia del anclaje para $E_s = 250$ [MPa]

Para el caso recién presentado, el largo de bulbo óptimo es $L_{b, \text{ópt}} = 4$ [m], pero este valor disminuye a medida que aumenta E_s , y viceversa. Así, para $E_s = 300$ [MPa], el largo de bulbo óptimo es $L_{b, \text{ópt}} = 3$ [m], como se aprecia en la figura 75:

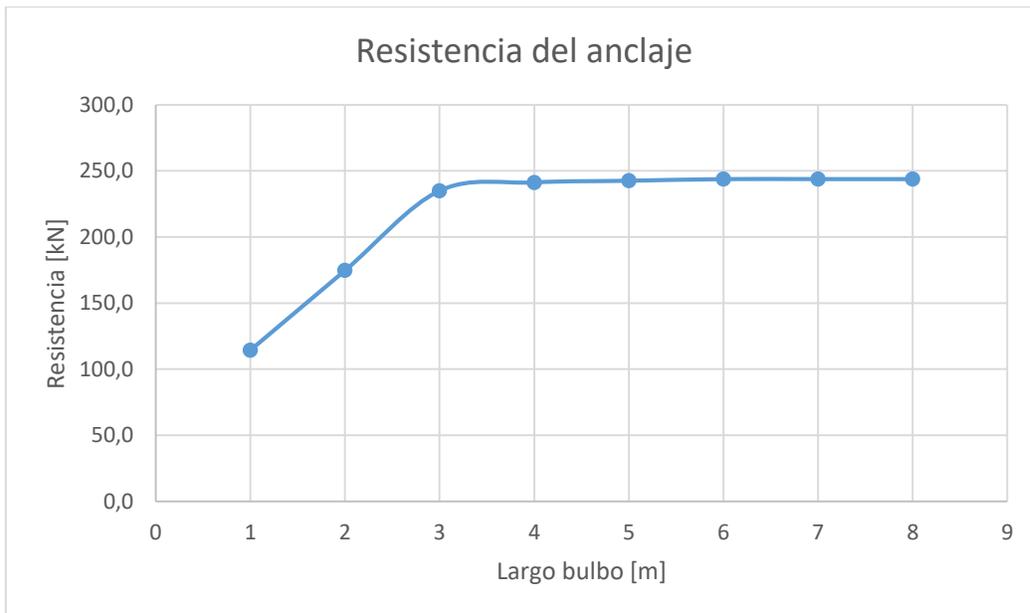


Figura 75. Resistencia del anclaje para $E_s = 300$ [MPa]

Es posible afirmar, en consecuencia, que suelos más flexibles son capaces de desarrollar mayores resistencias máximas y largos óptimos de bulbo que suelos más rígidos. Los dos casos anteriores lo confirman, mostrando que el suelo más flexible, de $E_s = 250 [MPa]$, alcanza una resistencia máxima de $P_{m\acute{a}x} = 282,7 [kN]$, para un largo de bulbo óptimo $L_{b,\acute{o}pt} = 4 [m]$; mientras que el suelo más rígido, de $E_s = 300 [MPa]$, desarrolla una resistencia máxima de $P_{m\acute{a}x} = 243,8 [kN]$, para un largo de bulbo óptimo $L_{b,\acute{o}pt} = 3 [m]$.

Para corroborar este fenómeno, la siguiente tabla muestra, para un rango acotado de elasticidades, la resistencia máxima desarrollada y el largo de bulbo óptimo asociado:

Tabla 16: Resistencia máxima y largo óptimo de bulbo para distintos valores de elasticidad del suelo

$E_s [MPa]$	$P_{m\acute{a}x} [kN]$	$L_{b,\acute{o}pt} [m]$
125	512,7	8
150	438,6	6,5
175	383,3	5,5
200	340,5	5
250	282,7	4
300	243,8	3
500	162,1	2,5
800	113,1	1,5

Para valores inferiores a $E_s = 300 [MPa]$, el anclaje aún no alcanza su resistencia máxima en el largo de bulbo $L_b = 8[m]$, por lo que su resistencia seguirá aumentando a medida que se extiende la longitud del bulbo.

La figura 76 muestra esta relación entre la resistencia máxima del anclaje y el módulo de elasticidad del suelo.

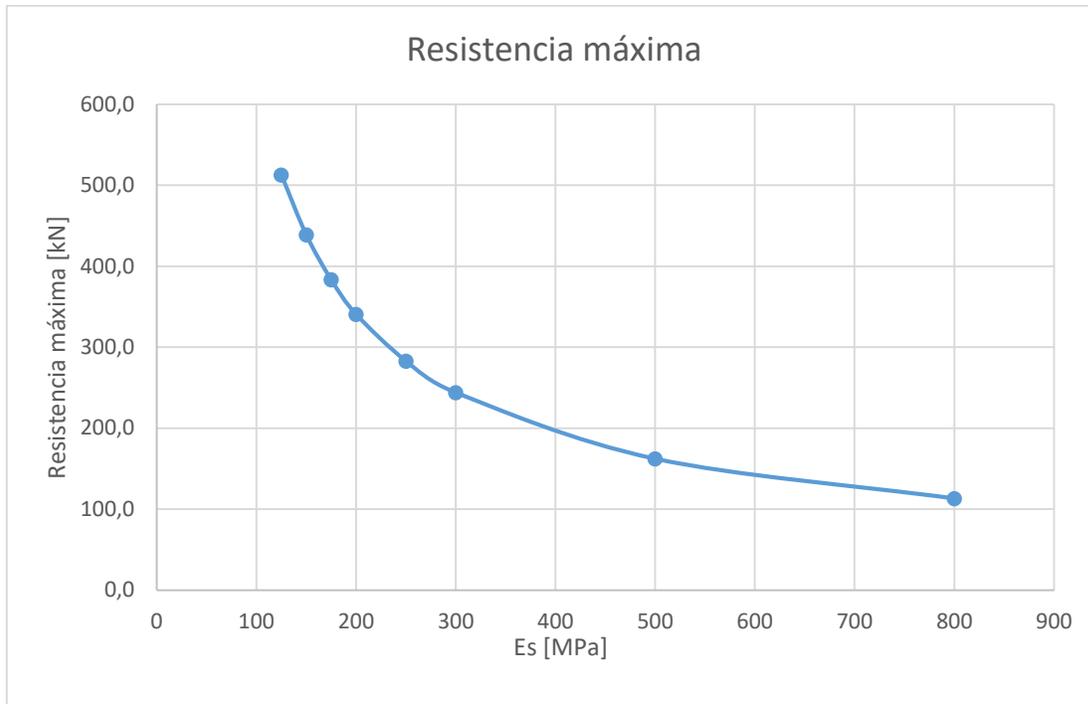


Figura 76. Resistencia máxima en función de E_s

Notar que esta curva es idéntica a aquella que funciona como cota superior límite del gráfico de la figura 73.

Es posible afirmar, por tanto, que suelos más rígidos presentan una menor capacidad última que aquellos más flexibles. Sin embargo, y como muestra la figura 68, si el anclaje se encuentra solicitado de manera tal que no llega a desarrollar su resistencia máxima (máximo global de la curva), entonces el fenómeno presenta un comportamiento inverso, encontrado que los suelos más rígidos presentan mayor resistencia, para un largo de bulbo dado; pasado este máximo, suelos más rígidos se vuelven progresivamente menos resistentes.

A continuación, se muestran los datos de resistencia sobre el bulbo, para 3 valores distintos de la elasticidad del suelo.

Tabla 17: Resistencia en el bulbo y largo libre para distintos valores de la elasticidad del suelo

		$E_s = 80 \text{ [MPa]}$		$E_s = 200 \text{ [MPa]}$		$E_s = 250 \text{ [MPa]}$	
		$F_{fr}(Lb)[kN]$	$F_{fr}(LL)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$	$F_{fr}(LL)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$	$F_{fr}(LL)[kN]$
Largo bulbo [m]	1	57,52	38,48	62,40	42,80	65,42	45,70
	2	93,09	31,91	110,46	44,24	116,46	48,54
	3	130,22	32,68	165,37	53,13	174,11	59,29
	4	172,73	35,87	222,45	61,45	214,56	64,44
	5	219,37	39,63	270,84	69,06	221,30	60,20
	6	274,96	44,64	276,81	64,89	225,77	56,93
	7	340,76	50,44	280,92	61,38	228,50	54,20

La figura 77 muestra las curvas de las resistencias del bulbo, en los tres casos:

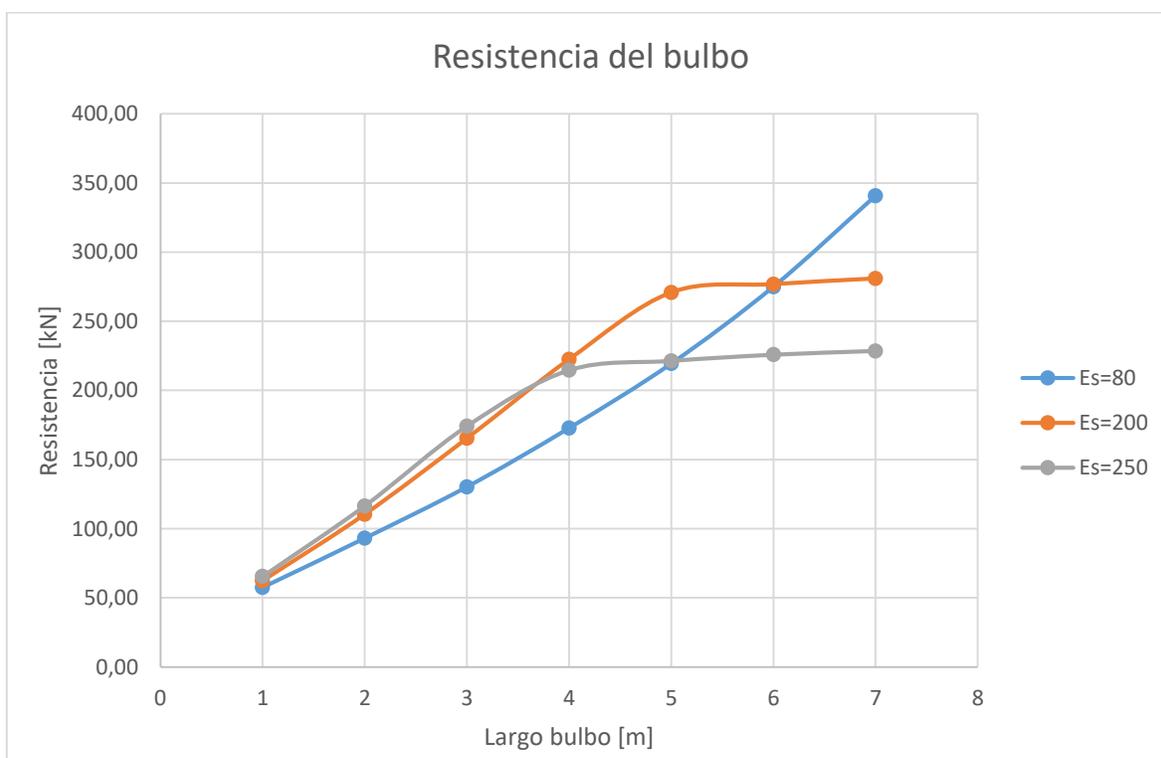


Figura 77. Resistencia del bulbo para distintos valores de E_s

Es claro que, mientras no se alcance el valor de la resistencia máxima, un E_s mayor se traduce en mayores valores de resistencia, como muestra el detalle de la figura 78. Sin embargo, la resistencia máxima desarrollada será menor, y se alcanzará para largos de bulbo inferiores. Además, la fricción en el largo libre no varía con el largo del bulbo de manera significativa, manteniéndose en torno a un valor promedio.

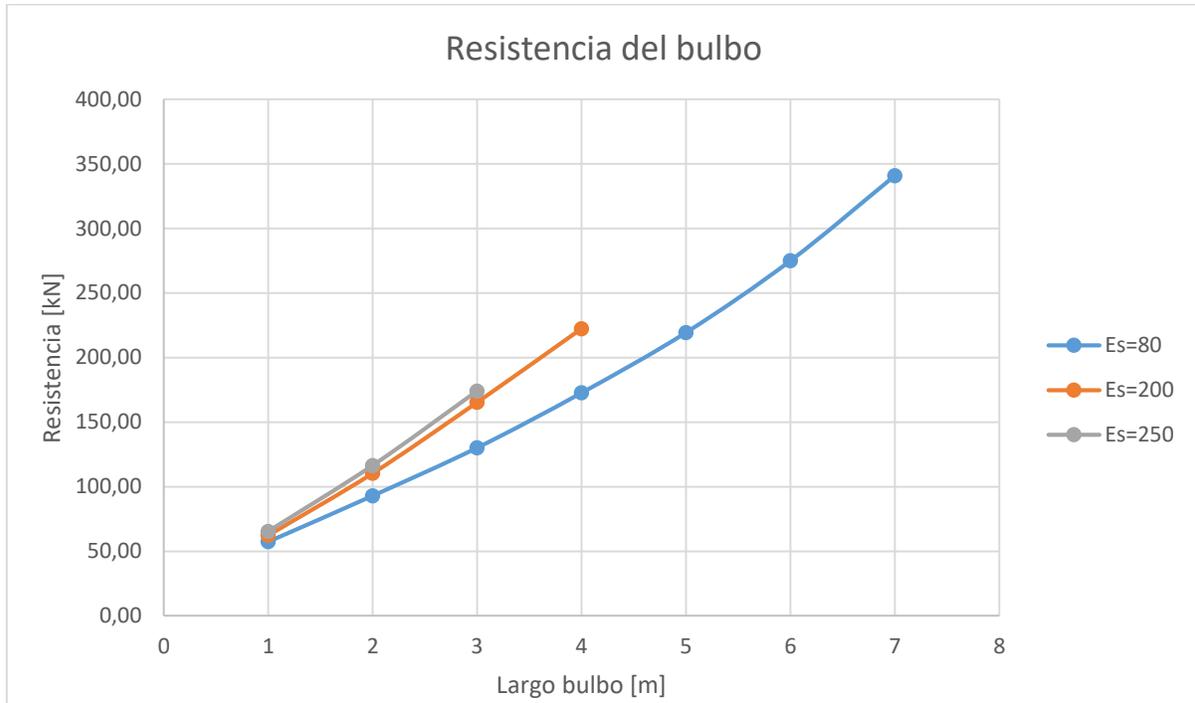


Figura 78. Resistencia del bulbo para distintos valores de E_s

4.2.2 INFLUENCIA DEL LARGO LIBRE

En esta sección se determinará la manera en que el largo libre del anclaje influye sobre el desarrollo de su resistencia máxima y largo libre asociado.

Se modelaron anclajes de variados largos libres, y se calcularon sus curvas de resistencia, de modo de compararlas con el caso de la sección anterior, de largo libre 5 metros. Las figuras 79 y 80 muestran las curvas de resistencia para anclajes de largos libres de 6 y 7 metros, respectivamente.

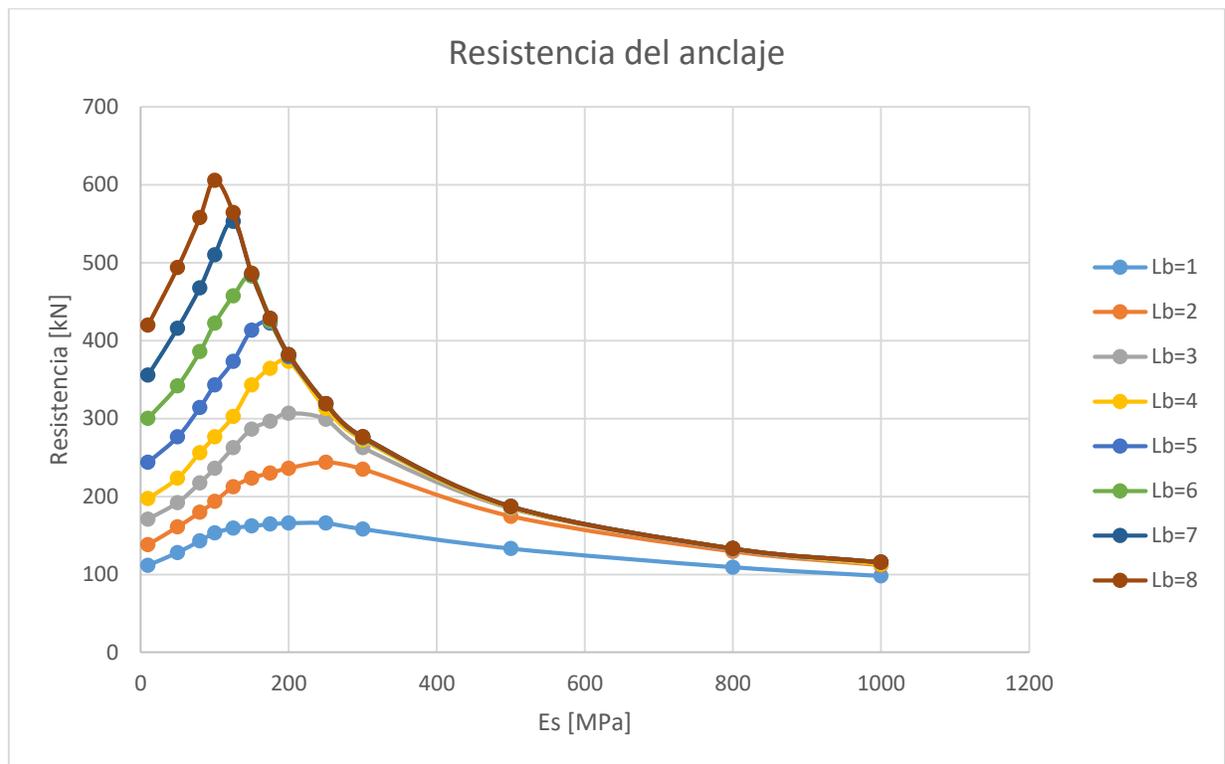


Figura 79. Resistencia del anclaje en función de la elasticidad del suelo para Ll=6 [m]

Si se compara con la figura 73, se observa no sólo que todas las resistencias aumentan, sino que además el largo de bulbo óptimo disminuye, para un E_s determinado, lo que se evidencia para el caso $E_s = 200 [MPa]$, donde el óptimo está en torno a los 5 metros en la figura 73, pero en 4 metros en la figura 79.

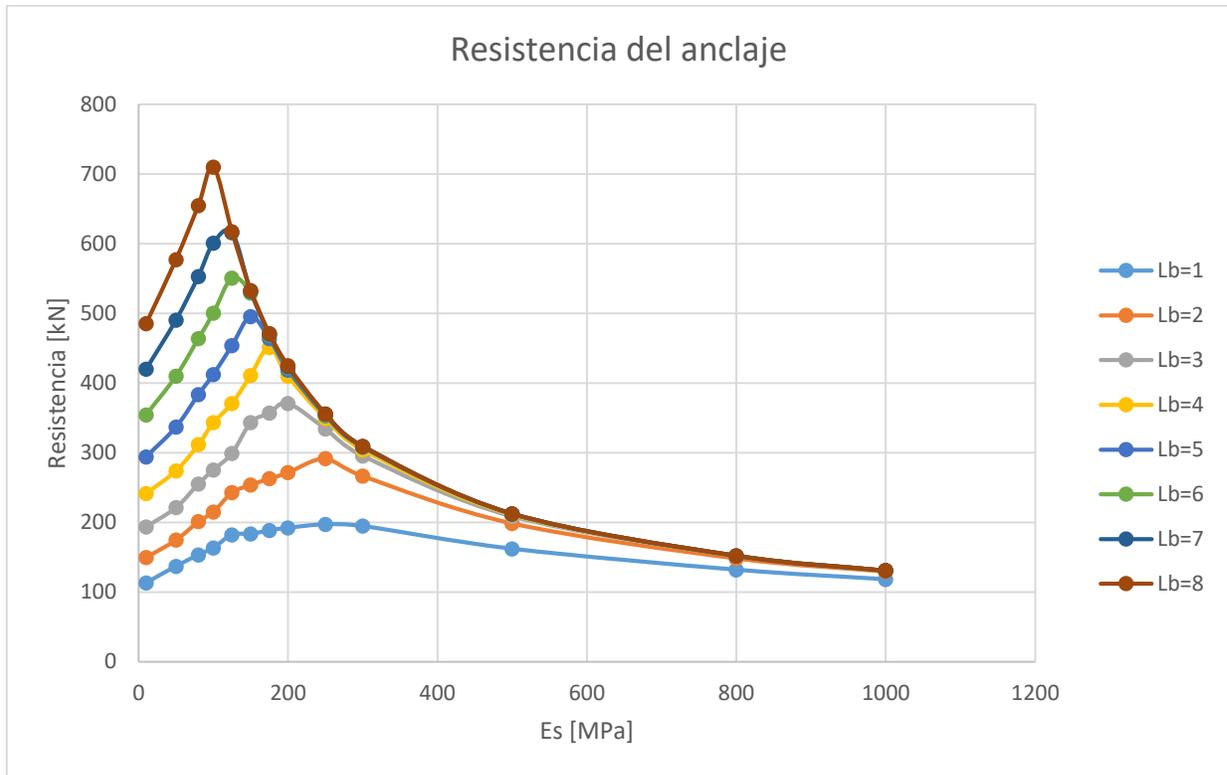


Figura 80. Resistencia del anclaje en función de la elasticidad del suelo para $L_l=7$ [m]

Se observa la misma tendencia, en la que las resistencias aumentan en relación a $L_l = 6$ [m] y, además, los largos óptimos de bulbo disminuyen, siendo mayor que 3, pero menor que 4 metros para el caso $E_s = 200$ [MPa].

Tabla 18: Resistencia máxima en función del largo libre

E_s [MPa]	$P_{m\acute{a}x}$ [kN]		
	$L_l = 5$ [m]	$L_l = 6$ [m]	$L_l = 7$ [m]
125	512,7	564,2	617,0
150	438,6	486,3	532,8
175	383,3	428,5	471,2
200	340,5	382,0	424,7
250	282,7	319,2	355,6
300	243,8	276,5	309,1
500	162,1	187,2	212,4
800	113,1	133,2	152,1

La tabla 18 muestra la variación de la resistencia máxima del anclaje para distintos largos libres, observándose una relación positiva entre ambas cantidades. La figura 81 muestra estos datos graficados:

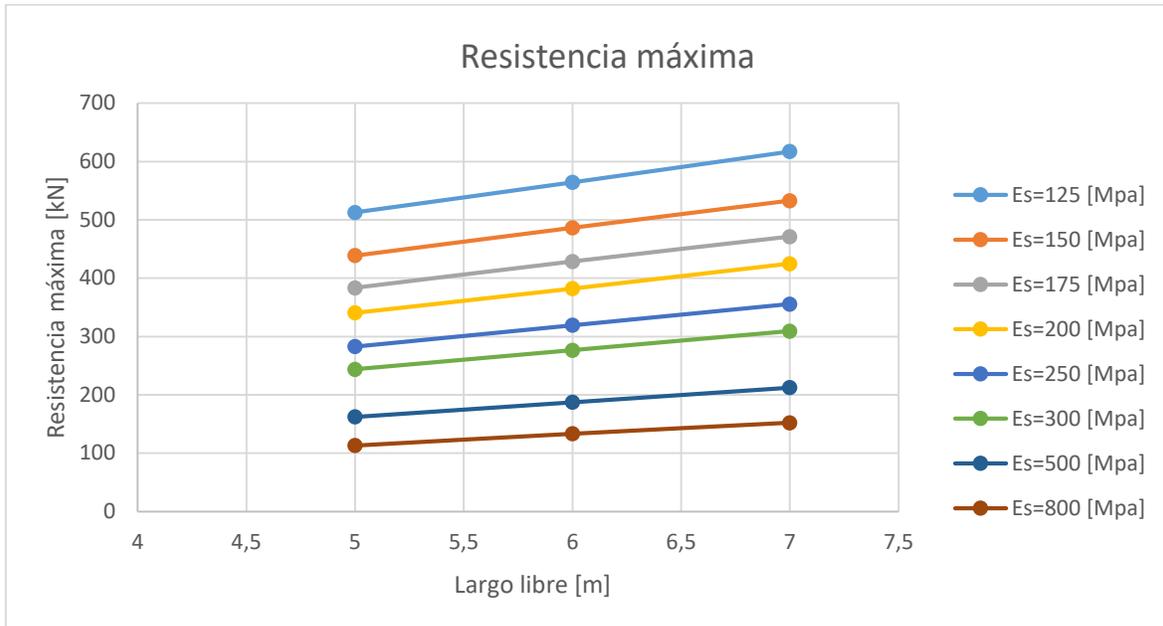


Figura 81. Resistencia del anclaje en función del largo libre

Con el objetivo de analizar la resistencia sobre el bulbo, se ha dividido e integrado la tensión de fricción en dos partes: el bulbo y el largo libre. La siguiente tabla presenta la resistencia de manera desintegrada sobre estas dos zonas, para 3 valores de la elasticidad del suelo:

Tabla 19: Resistencia en el bulbo y largo libre en función del largo libre

		$L_l = 5 [m]$		$L_l = 6 [m]$		$L_l = 7 [m]$	
$E_s = 80 [MPa]$		$F_{fr}(Lb)[kN]$	$F_{fr}(Ll)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$	$F_{fr}(Ll)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$	$F_{fr}(Ll)[kN]$
Largo bulbo [m]	1	57,52	38,48	81,82	60,18	84,57	68,73
	2	93,09	31,91	132,59	47,11	143,59	57,51
	3	130,22	32,68	172,92	44,48	198,50	56,60
	4	172,73	35,87	210,19	46,21	251,92	59,72
	5	219,37	39,63	263,09	51,07	316,27	67,03
		$L_l = 5 [m]$		$L_l = 6 [m]$		$L_l = 7 [m]$	

$E_s = 200 \text{ [MPa]}$		$F_{fr}(Lb)[kN]$	$F_{fr}(Ll)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$	$F_{fr}(Ll)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$	$F_{fr}(Ll)[kN]$
Largo bulbo [m]	1	62,40	42,80	94,27	71,63	103,77	88,50
	2	110,46	44,24	163,51	70,22	182,28	89,12
	3	165,37	53,13	227,47	79,13	266,44	104,27
	4	222,45	61,45	283,82	89,40	303,87	105,83
	5	270,84	69,06	294,58	84,92	316,41	102,09
		$L_l = 5 \text{ [m]}$		$L_l = 6 \text{ [m]}$		$L_l = 7 \text{ [m]}$	
$E_s = 250 \text{ [MPa]}$		$F_{fr}(Lb)[kN]$	$F_{fr}(Ll)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$	$F_{fr}(Ll)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$	$F_{fr}(Ll)[kN]$
Largo bulbo [m]	1	65,42	45,70	94,46	71,42	106,95	90,34
	2	116,46	48,54	168,58	75,22	193,65	97,85
	3	174,11	59,29	219,49	80,84	236,60	97,66
	4	214,56	64,44	234,23	78,67	254,62	94,68
	5	221,30	60,20	243,63	76,27	261,83	91,27

Las figuras 82, 83 y 84 muestran la comparación entre las resistencias del bulbo en función del largo libre, para cada una de las elasticidades examinadas.

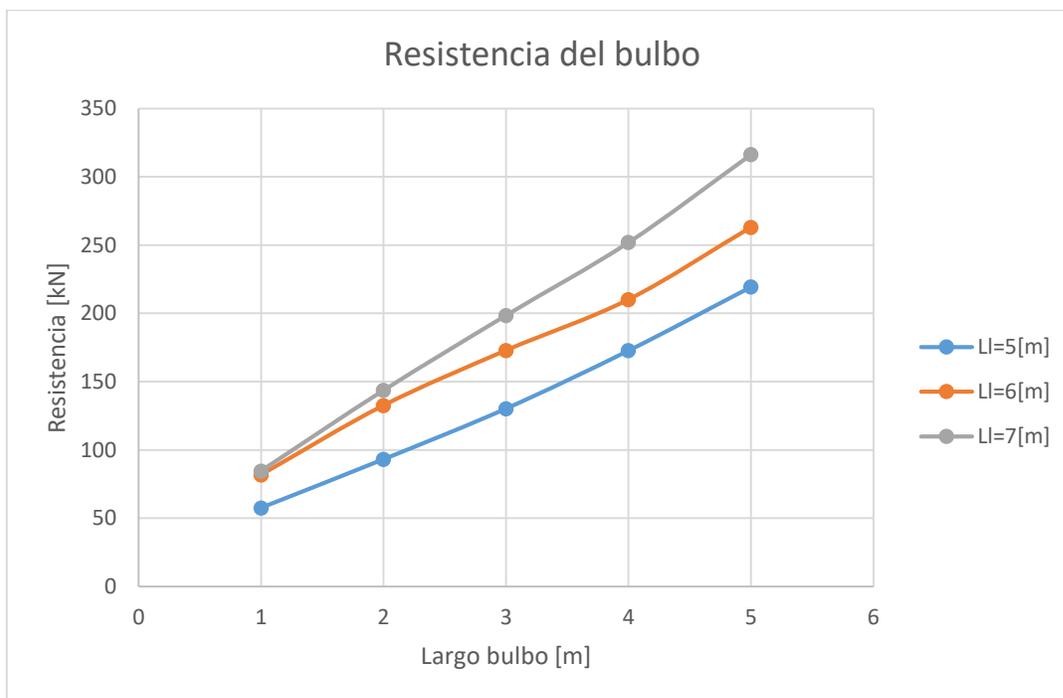


Figura 82. Resistencia del bulbo en función del largo libre, $E_s=80 \text{ [MPa]}$

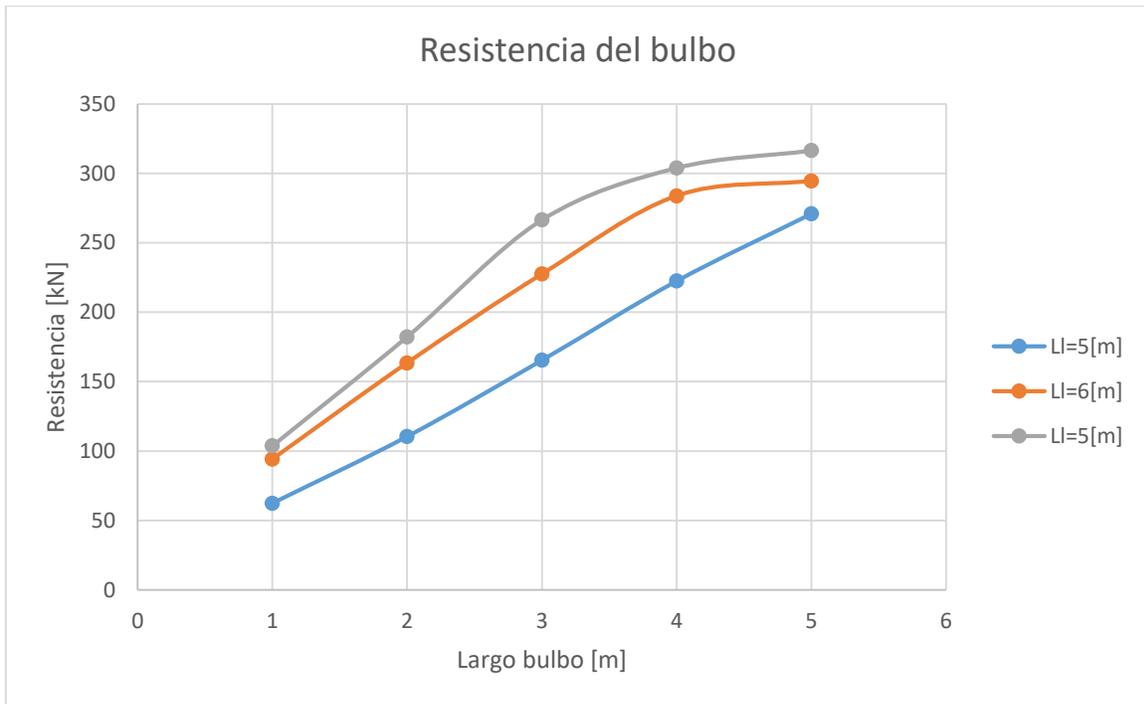


Figura 83. Resistencia del bulbo en función del largo libre, $E_s=200$ [MPa]

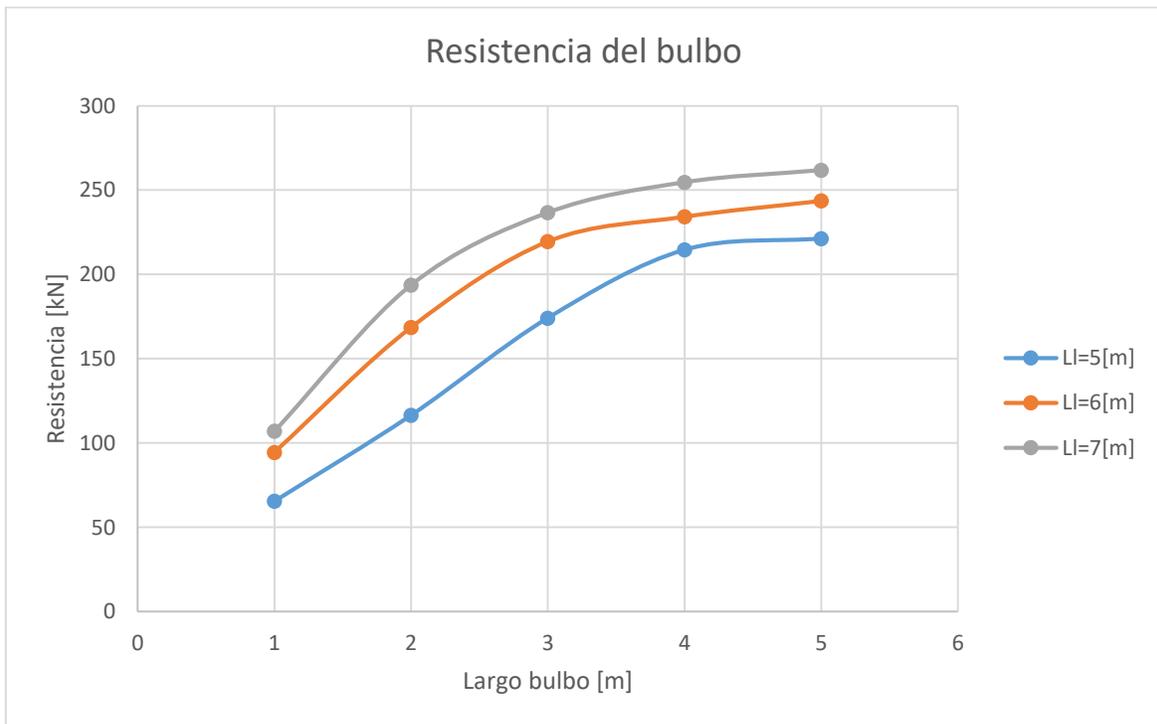


Figura 84. Resistencia del bulbo en función del largo libre, $E_s=250$ [MPa]

A partir de las tablas y los gráficos es posible afirmar que ambas cantidades, tanto la resistencia del bulbo como la del largo libre, aumentan al incrementar el largo libre. El aumento sobre el largo libre se explica por el hecho de que se tiene una mayor longitud para desarrollar la fricción, mientras que, en el caso del bulbo, es debido al aumento de la profundidad, lo cual le permite estar sometido a mayores presiones y, en consecuencia, mayores resistencias.

Es interesante notar que mayores largos libres aumentan la resistencia máxima del bulbo, y hacen que ésta se alcance para menores valores de largos óptimos de bulbo. Por otro lado, para largos de bulbo inferiores al óptimo, el incremento de resistencia es mayor al pasar de 5 a 6 metros, que de 6 a 7.

4.2.3 INFLUENCIA DE LA DENSIDAD

Para estudiar la influencia de la densidad sobre la resistencia del bulbo, se consideraron 3 valores distintos de peso específico del suelo: 13, 16 y 19 [kN] sobre metro cúbico. La tabla 20 presenta los valores de la resistencia desintegrados entre bulbo y largo libre.

Tabla 20: Resistencia en el bulbo y largo libre en función del peso específico

		$\gamma = 13 \text{ [kN/m}^3\text{]}$		$\gamma = 16 \text{ [kN/m}^3\text{]}$		$\gamma = 19 \text{ [kN/m}^3\text{]}$	
$E_s = 80 \text{ [MPa]}$		$F_{fr}(Lb) \text{ [kN]}$	$F_{fr}(Ll) \text{ [kN]}$	$F_{fr}(Lb) \text{ [kN]}$	$F_{fr}(Ll) \text{ [kN]}$	$F_{fr}(Lb) \text{ [kN]}$	$F_{fr}(Ll) \text{ [kN]}$
Largo bulbo [m]	1	37,58	25,25	46,60	31,32	57,52	38,48
	2	65,92	23,28	83,70	29,40	93,09	31,91
	3	100,32	26,60	112,77	29,23	130,22	32,68
	4	126,56	28,04	146,99	31,45	172,73	35,87
	5	159,05	30,70	190,70	35,49	219,37	39,63
	6	197,27	33,93	238,08	39,64	274,96	44,64
		$\gamma = 13 \text{ [kN/m}^3\text{]}$		$\gamma = 16 \text{ [kN/m}^3\text{]}$		$\gamma = 19 \text{ [kN/m}^3\text{]}$	
$E_s = 200 \text{ [MPa]}$		$F_{fr}(Lb) \text{ [kN]}$	$F_{fr}(Ll) \text{ [kN]}$	$F_{fr}(Lb) \text{ [kN]}$	$F_{fr}(Ll) \text{ [kN]}$	$F_{fr}(Lb) \text{ [kN]}$	$F_{fr}(Ll) \text{ [kN]}$
Largo bulbo [m]	1	42,65	29,23	52,20	35,77	62,40	42,80
	2	75,38	30,22	92,43	37,00	110,46	44,24

	3	112,79	36,25	138,84	44,62	165,37	53,13
	4	151,67	42,73	186,28	52,48	222,45	61,45
	5	186,22	47,51	227,29	57,97	270,84	69,06
	6	190,36	44,64	233,13	54,64	276,81	64,89
	$\gamma = 13 \text{ [kN/m}^3\text{]}$		$\gamma = 16 \text{ [kN/m}^3\text{]}$		$\gamma = 19 \text{ [kN/m}^3\text{]}$		
$E_s = 250 \text{ [MPa]}$	$F_{fr}(Lb) \text{ [kN]}$	$F_{fr}(Ll) \text{ [kN]}$	$F_{fr}(Lb) \text{ [kN]}$	$F_{fr}(Ll) \text{ [kN]}$	$F_{fr}(Lb) \text{ [kN]}$	$F_{fr}(Ll) \text{ [kN]}$	
Largo bulbo [m]	1	44,61	30,79	55,02	37,97	65,42	45,70
	2	78,96	32,84	97,57	40,66	116,46	48,54
	3	117,22	39,86	146,27	49,77	174,11	59,29
	4	146,90	44,10	180,73	54,26	214,56	64,44
	5	151,16	41,11	186,72	50,78	221,30	60,20
	6	153,52	38,73	190,64	48,11	225,76	56,93

Los valores de la resistencia del bulbo se muestran graficados en las figuras 85, 86 y 87.

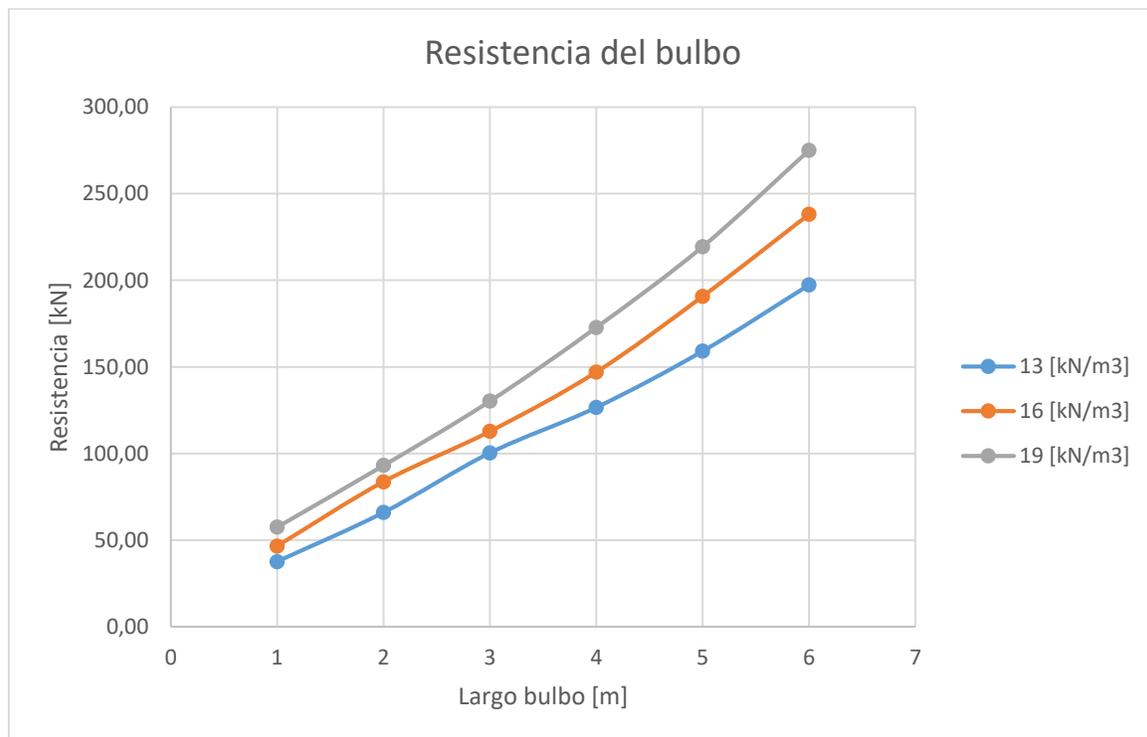


Figura 85. Resistencia del bulbo en función del peso específico, $E_s=80 \text{ [MPa]}$

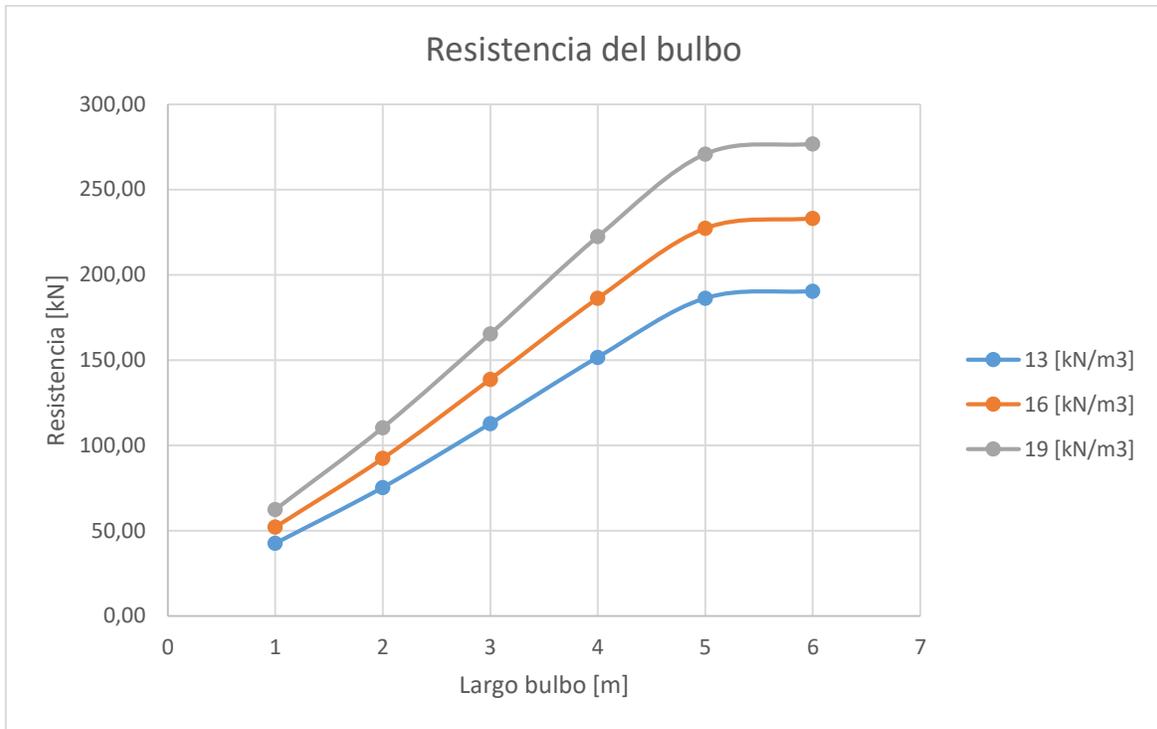


Figura 86. Resistencia del bulbo en función del peso específico, $E_s=200$ [MPa]

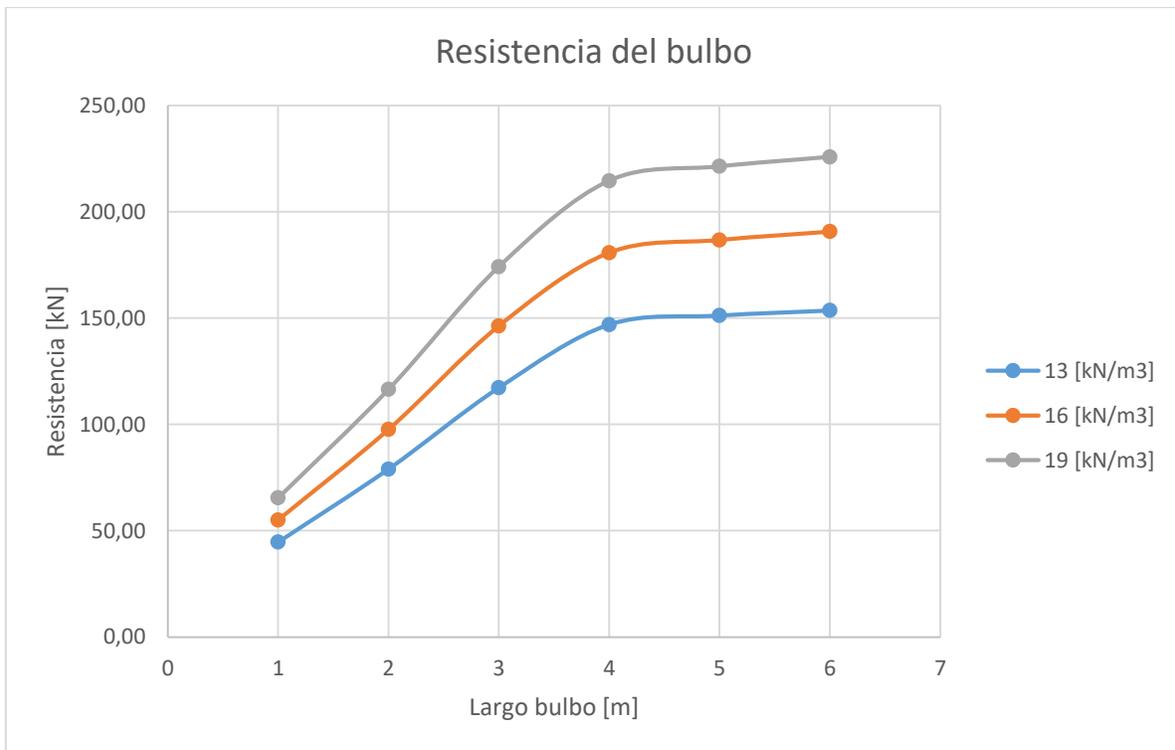


Figura 87. Resistencia del bulbo en función del peso específico, $E_s=250$ [MPa]

Es posible observar una relación positiva entre el aumento de la densidad y de la resistencia del bulbo. Esto queda más claro en la siguiente tabla, que muestra el cociente de las resistencias para cada uno de los dos incrementos:

Tabla 21: Cociente de aumento de la resistencia en función del peso específico

		$E_s = 80$ [MPa]		$E_s = 200$ [MPa]		$E_s = 250$ [MPa]	
		16/13	19/16	16/13	19/16	16/13	19/16
Largo bulbo [m]	1	1,240	1,234	1,224	1,196	1,233	1,189
	2	1,270	1,112	1,226	1,195	1,236	1,194
	3	1,124	1,155	1,231	1,191	1,248	1,190
	4	1,161	1,175	1,228	1,194	1,230	1,187
	5	1,199	1,150	1,221	1,192	1,235	1,185
	6	1,207	1,155	1,225	1,187	1,242	1,184

El cociente entre 16 y 13 es 1,23, valor muy similar a los mostrados en la tabla, principalmente para los valores de elasticidad de 200 y 250 [MPa]. Lo mismo ocurre para el cociente entre 19 y 16, que es de 1,1875. Para el caso de la elasticidad de 80 [MPa], se ve que los cocientes se aproximan mucho al teórico en los valores extremos de largo de bulbo. Es posible afirmar, por lo tanto, que el largo del bulbo presenta una relación lineal con el peso específico, confirmando la que ya se había mostrado en la ecuación (90).

Adicionalmente, la resistencia sobre el largo libre también aumenta de acuerdo al cociente de los pesos específicos, lo que implica que la resistencia total del anclaje también muestre una dependencia lineal de la densidad (o peso específico).

4.2.4 INFLUENCIA DEL COEFICIENTE DE ROCE

Se repite el mismo ejercicio anterior, pero ahora con 3 valores distintos del coeficiente de roce entre el suelo y el grout. Los resultados se exhiben en la siguiente tabla, para 3 valores distintos del coeficiente de roce:

Tabla 22: Resistencia en el bulbo y largo libre en función del coeficiente de roce

		K = 1.3		K = 1.7		K = 2.0	
$E_s = 80 [MPa]$		$F_{fr}(Lb)[kN]$	$F_{fr}(Ll)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$	$F_{fr}(Ll)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$	$F_{fr}(Ll)[kN]$
Largo bulbo [m]	1	46,99	34,11	57,52	38,48	65,10	41,70
	2	77,92	28,68	93,09	31,91	105,62	34,98
	3	104,74	31,86	130,22	32,68	147,34	35,86
	4	139,59	30,21	172,73	35,87	194,83	40,17
	5	179,22	33,78	219,37	39,63	252,58	44,62
	6	221,55	37,35	274,96	44,64	317,72	50,48
		K = 1.3		K = 1.7		K = 2.0	
$E_s = 200 [MPa]$		$F_{fr}(Lb)[kN]$	$F_{fr}(Ll)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$	$F_{fr}(Ll)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$	$F_{fr}(Ll)[kN]$
Largo bulbo [m]	1	50,93	37,37	62,40	42,80	70,89	46,81
	2	91,19	38,61	110,46	44,24	124,59	48,41
	3	133,83	44,97	165,37	53,13	186,18	58,32
	4	183,63	53,87	222,45	61,45	250,18	69,02
	5	219,68	58,02	270,84	69,06	305,56	76,44
	6	225,61	54,59	276,81	64,89	312,56	71,94
		K = 1.3		K = 1.7		K = 2.0	
$E_s = 250 [MPa]$		$F_{fr}(Lb)[kN]$	$F_{fr}(Ll)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$	$F_{fr}(Ll)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$	$F_{fr}(Ll)[kN]$
Largo bulbo [m]	1	51,96	38,24	65,42	45,70	74,43	49,77
	2	94,17	41,33	116,46	48,54	131,28	53,22
	3	138,92	49,18	174,11	59,29	197,39	65,61
	4	174,45	54,25	214,56	64,44	242,68	71,52
	5	180,53	50,67	221,30	60,20	250,86	67,04
	6	184,52	47,98	225,77	56,93	256,67	63,73

Las figuras 88, 89 y 90 muestran la resistencia sobre el bulbo para los distintos valores examinados del coeficiente de roce.

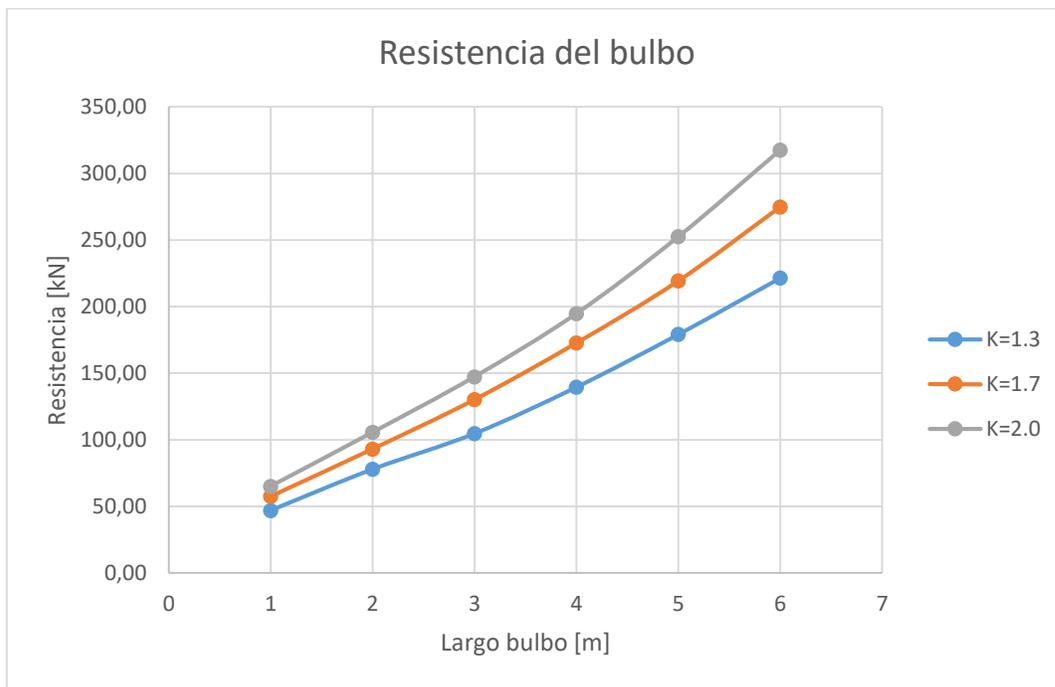


Figura 88. Resistencia del bulbo en función del coeficiente de roce, $E_s=80$ [MPa]

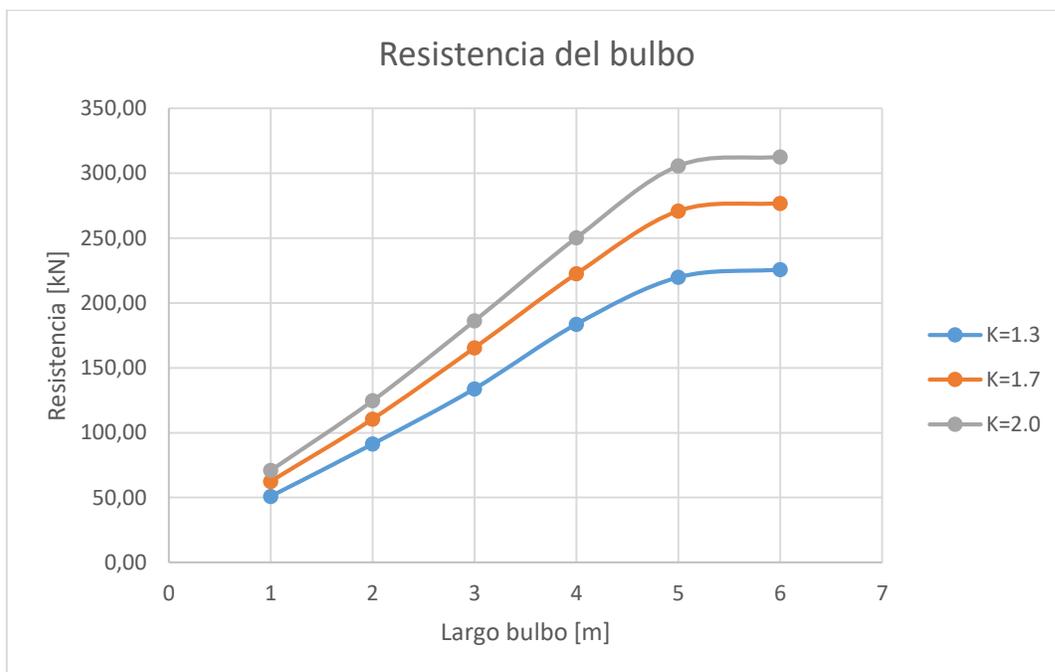


Figura 89. Resistencia del bulbo en función del coeficiente de roce, $E_s=200$ [MPa]

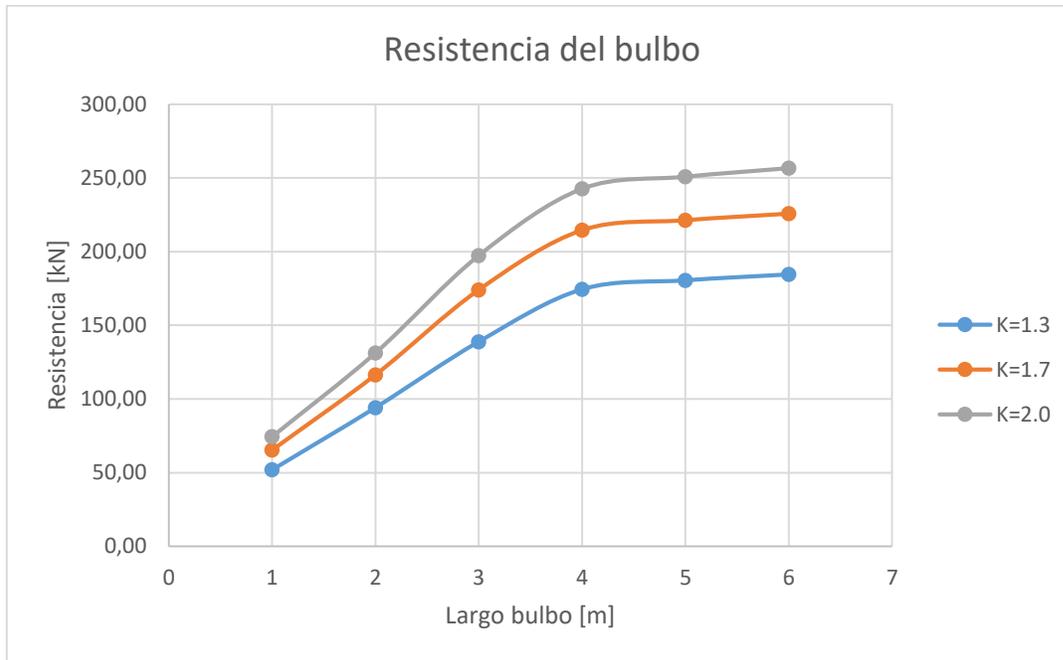


Figura 90. Resistencia del bulbo en función del coeficiente de roce, $E_s=250$ [MPa]

Al igual que con el caso de la densidad, coeficientes de roce mayores se traducen en mayores valores de la resistencia sobre el bulbo.

Tabla 23: Cociente de aumento de la resistencia en función del coeficiente de roce

		$E_s = 80$ [MPa]		$E_s = 200$ [MPa]		$E_s = 250$ [MPa]	
		1.7/1.3	2.0/1.7	1.7/1.3	2.0/1.7	1.7/1.3	2.0/1.7
Largo bulbo [m]	1	1,224	1,132	1,225	1,136	1,259	1,138
	2	1,195	1,135	1,211	1,128	1,237	1,127
	3	1,243	1,132	1,236	1,126	1,253	1,134
	4	1,237	1,128	1,211	1,125	1,230	1,131
	5	1,224	1,151	1,233	1,128	1,226	1,134
	6	1,241	1,156	1,227	1,129	1,224	1,137

El cociente entre 1,7 y 1,3 es 1,308, mientras que el cociente entre 2,0 y 1,7 es 1,176. Se puede ver en la tabla que, para los 3 valores de la elasticidad, el cociente muestra valores consistentes en todos los casos, pero ligeramente inferiores al valor teórico, por lo que se concluye que la ecuación (90), que considera una dependencia

lineal con K, sobreestima ligeramente el valor de la resistencia; sin embargo, sigue siendo una muy buena estimación, la cual puede ser corregida mediante algún factor.

4.2.5 INFLUENCIA DEL DIÁMETRO

Se repiten los cálculos de las secciones anteriores, considerando dos valores para el diámetro del anclaje: 12 y 16 [cm], manteniendo constantes las dimensiones del acero. La tabla siguiente muestra los valores desagregados para las resistencias del bulbo y del anclaje.

Tabla 24: Resistencia en el bulbo y largo libre en función del diámetro

		$\phi = 0.12 [m]$		$\phi = 0.16 [m]$	
$E_s = 80 [MPa]$		$F_{fr}(Lb)[kN]$	$F_{fr}(Ll)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$	$F_{fr}(Ll)[kN]$
Largo bulbo [m]	1	41,18	26,68	57,52	38,48
	2	70,86	23,34	93,09	31,91
	3	99,29	23,87	130,22	32,68
	4	131,99	26,31	172,73	35,87
	5	171,12	29,94	219,37	39,63
	6	214,80	34,00	274,96	44,64
		$\phi = 0.12 [m]$		$\phi = 0.16 [m]$	
$E_s = 200 [MPa]$		$F_{fr}(Lb)[kN]$	$F_{fr}(Ll)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$	$F_{fr}(Ll)[kN]$
Largo bulbo [m]	1	47,15	30,77	62,40	42,80
	2	85,30	32,80	110,46	44,24
	3	122,61	38,24	165,37	53,13
	4	158,54	43,76	222,45	61,45
	5	164,62	41,47	270,84	69,06
	6	167,85	39,45	276,81	64,89
		$\phi = 0.12 [m]$		$\phi = 0.16 [m]$	
$E_s = 250 [MPa]$		$F_{fr}(Lb)[kN]$	$F_{fr}(Ll)[kN]$	$F_{fr}(Lb)[kN]$	$F_{fr}(Ll)[kN]$

Largo bulbo [m]	1	48,68	31,74	65,42	45,70
	2	89,77	35,93	116,46	48,54
	3	123,75	40,87	174,11	59,29
	4	132,04	38,86	214,56	64,44
	5	135,40	36,76	221,30	60,20
	6	137,11	35,05	225,77	56,93

Los gráficos de las figuras 91, 92 y 93 muestran la resistencia del bulbo para distintos diámetros.

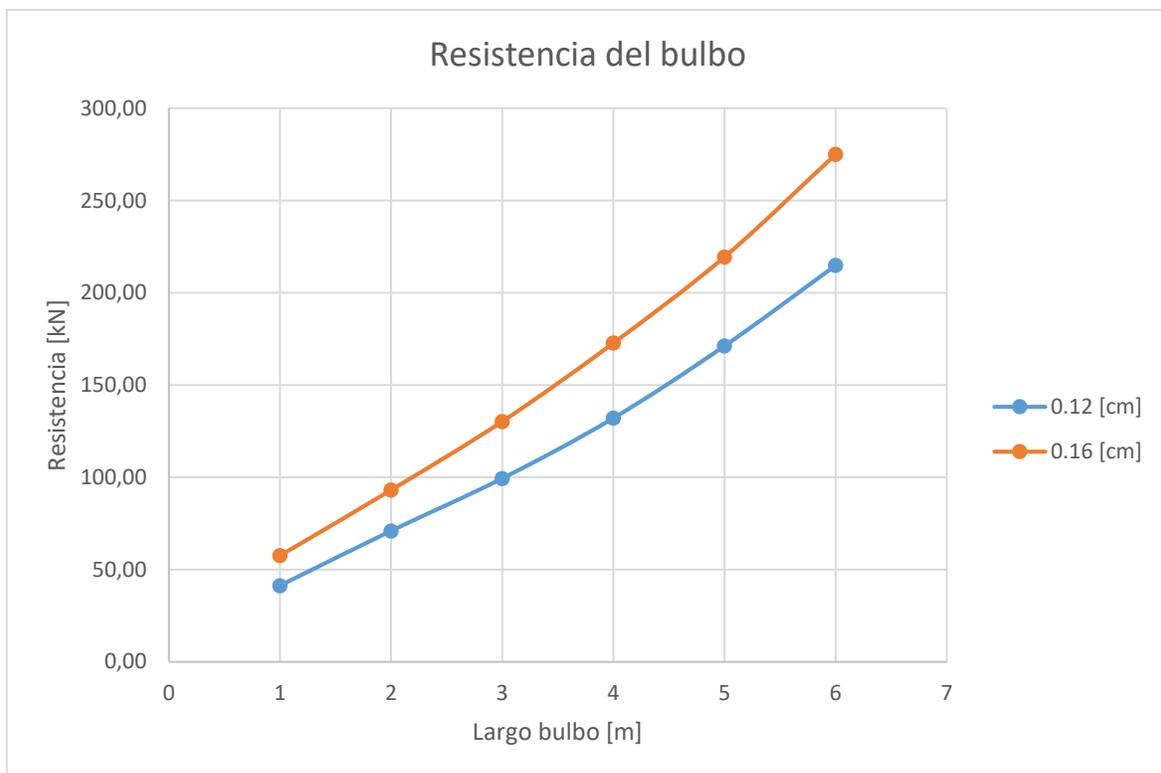


Figura 91. Resistencia del bulbo en función del diámetro, $E_s=80$ [MPa]

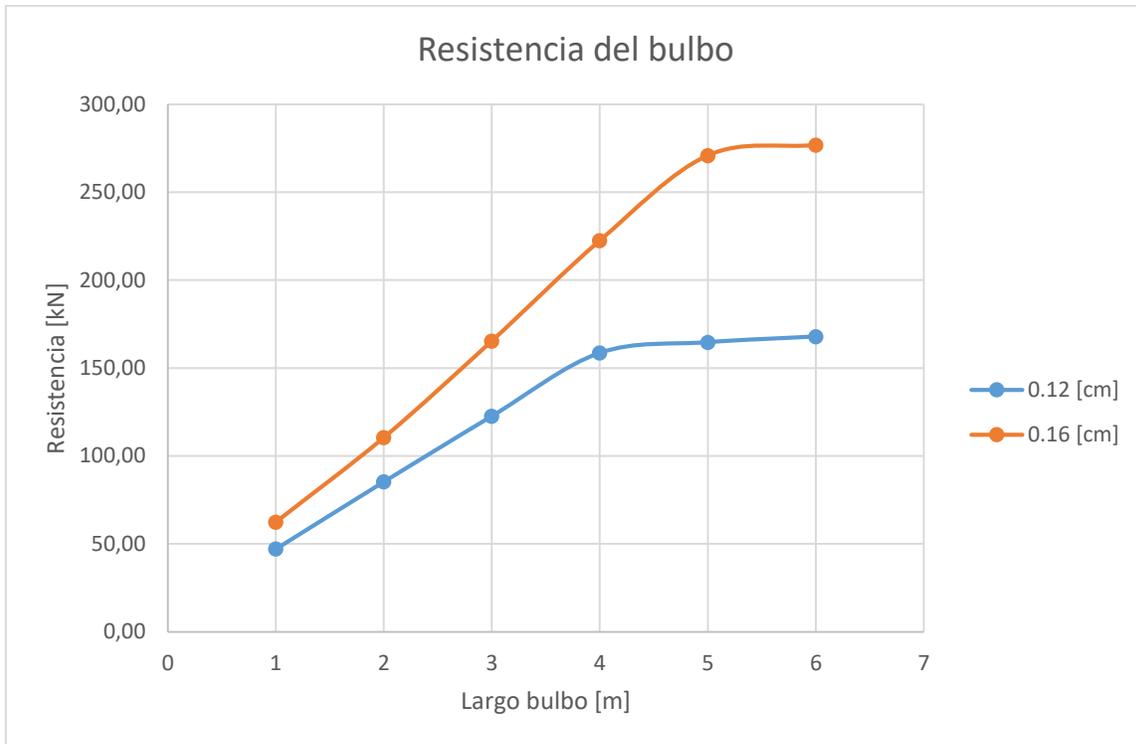


Figura 92. Resistencia del bulbo en función del diámetro, $E_s=200$ [MPa]

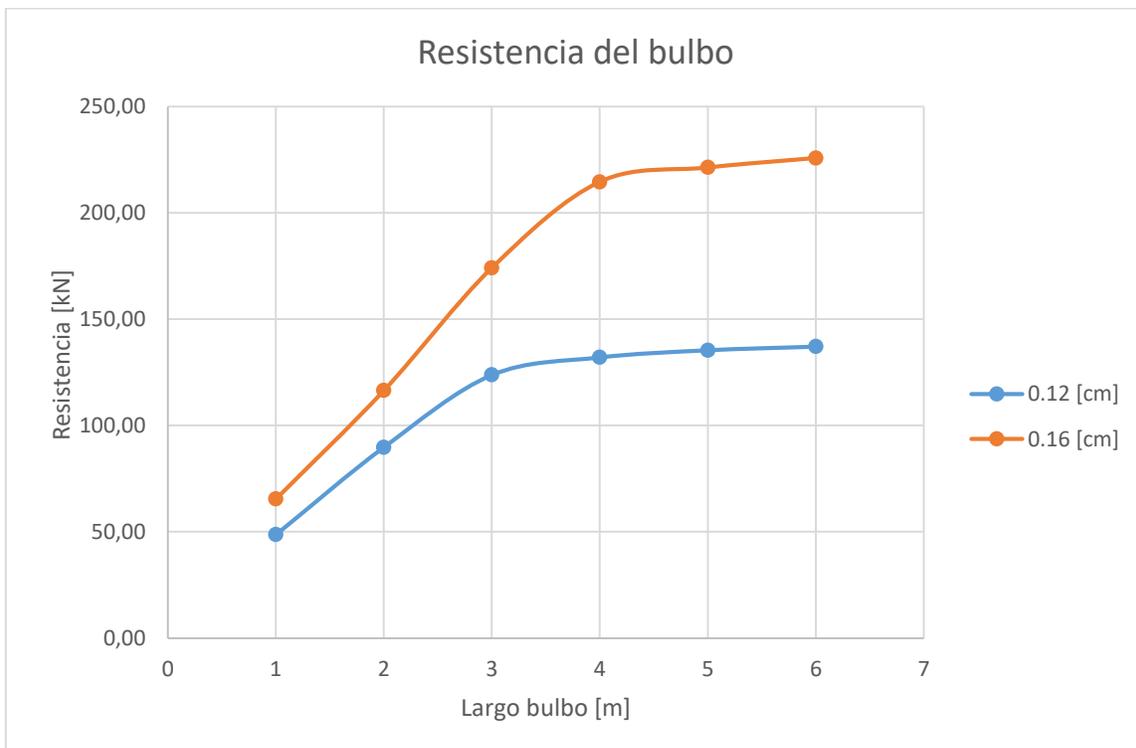


Figura 93. Resistencia del bulbo en función del diámetro, $E_s=250$ [MPa]

Un mayor diámetro del anclaje se traduce en un aumento de la resistencia del bulbo. Sin embargo, se evidencia que el incremento es considerablemente mayor cuando se trata de la resistencia máxima, es decir, cuando se ha superado el largo de bulbo óptimo.

La siguiente tabla muestra los cocientes de las resistencias para cada largo de bulbo y valor de la elasticidad:

Tabla 25: Cociente de aumento de la resistencia en función del diámetro

		$E_s = 80$ [MPa]	$E_s = 200$ [MPa]	$E_s = 250$ [MPa]
Largo bulbo [m]	1	1,397	1,324	1,344
	2	1,314	1,295	1,297
	3	1,312	1,349	1,407
	4	1,309	1,403	1,625
	5	1,282	1,645	1,634
	6	1,280	1,649	1,647

El cociente entre los diámetros es $0,16/0,12=1,333$, valor que se aproxima bastante a los vistos en la tabla 24, antes de alcanzar el largo óptimo. Pasado este límite, el cociente aumenta a 1,6-1,7, lo que indica que la ecuación (86) sigue siendo válida en cuanto a la linealidad de la relación entre resistencia del bulbo y diámetro. Sin embargo, esta relación se pierde para la resistencia máxima, ya que ésta aumenta en una mayor proporción.

CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES

- La resistencia del bulbo se ajusta muy bien a la siguiente expresión, para valores de largo de bulbo inferiores al óptimo.

$$Q_{Lb,u} = K\gamma\pi DL_b \left(L_l + \frac{1}{2}L_b \right) = \pi DL_b \tau_{Lb/2}$$

- Existe un largo óptimo de bulbo, en torno a los 3 metros (modelo 1D), a partir del cual la resistencia no aumenta significativamente, existiendo entonces una resistencia máxima para el anclaje.
- La resistencia en el largo libre puede ser estimada con la fórmula

$$Q_{Ll} = \frac{1}{2}K\gamma\pi DL_l^2$$

- La elasticidad del grout no modifica la resistencia del bulbo para largos menores al óptimo, pero sí la resistencia máxima.
- Mismo comportamiento exhiben los parámetros del modelo de la curva T-Z para la interfaz: δ_y y δ_f .
- En el modelo de dos capas, variaciones del estrato superior no afectan a la resistencia del bulbo antes del óptimo, pero sí la resistencia máxima.
- El impacto de la primera capa sobre la resistencia máxima del bulbo, sin embargo, es poco significativo.
- El modelo 2D muestra que el largo óptimo de bulbo es muy sensible a la elasticidad del suelo.
- La relación entre resistencia y elasticidad del suelo es irregular, sobre todo para longitudes de bulbo pequeñas.
- Las curvas de resistencia en función de la elasticidad del suelo se pueden dividir en dos tramos: uno creciente, en el cual la falla del anclaje se produce en el extremo más profundo del anclaje; y otro decreciente, en el cual la falla se produce en un punto del bulbo cercano a la transición con el largo libre.

- Para una elasticidad determinada, la resistencia aumentará con el largo del bulbo mientras la falla se produzca en el extremo más profundo del bulbo. Sin embargo, una vez que la falla comienza a producirse en la zona de transición, la resistencia dejará de aumentar significativamente, debido a que se ha alcanzado el largo óptimo de bulbo.
- Suelos más flexibles desarrollan mayores resistencias máximas y largos óptimos de bulbo
- Un mayor largo libre incrementa la resistencia del bulbo y del propio largo libre.
- La resistencia en el bulbo aumenta con la densidad del suelo de manera lineal, tanto la resistencia máxima como aquella desarrollada antes del largo óptimo de bulbo. En consecuencia, se valida la dependencia de γ en la ecuación (90).
- La resistencia del bulbo aumenta con el coeficiente de roce. Sin embargo, esta relación no es exactamente lineal.
- El coeficiente de roce no tiene incidencia sobre los largos óptimos de bulbo.
- No obstante lo anterior, la ecuación (90), a pesar de sobreestimar ligeramente el valor de la resistencia, es una muy buena aproximación para dicha magnitud.
- Los aumentos medidos de resistencia, al incrementar el coeficiente de roce, equivalen a un 94-96% de aquellos predichos por la ecuación (90).
- La resistencia del bulbo aumenta de manera lineal con el diámetro, confirmando lo expresado en la ecuación (90).
- La ecuación (90) estima de manera adecuada la dependencia de la resistencia con la densidad, diámetro y coeficiente de roce (salvo factor de corrección).
- Sin embargo, los valores absolutos dependen del valor de la elasticidad del suelo, por lo que la ecuación (90) debe ser calibrada en función de esta magnitud.
- La distribución de la tensión en el bulbo no presenta un perfil lineal, como en el caso 1-D, por lo que la ecuación (90) tiende a sobreestimar los valores de resistencia sobre el bulbo.
- Mediante la corrección de algún factor de forma, la ecuación (90) puede ser ajustada para arrojar resultados más exactos.

- Mientras más rígido es el suelo, más se acerca la distribución de la tensión al perfil lineal, haciendo que la ecuación (90) entregue resultados más cercanos a los modelados.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] Kim, N., Park, J., Kim, S. (2007). Numerical Simulation of Ground Anchors. *Computers and Geotechnics*, 34, 498–507
- [2] Kim, N. (2003). Performance of Tension and Compression Anchors in Weathered Soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129, 1138-1150
- [3] Kuncar, F., Mancilla, C., Taiba, O. (2018). Estudio experimental de la interacción bulbo-suelo en anclajes postensados inyectados en arenas eólicas del sector Reñaca-Concón. *Congreso SOCHIGE*.
- [4] Rocscience (2018). Axially Loaded Piles
- [5] Xu, X., Tian, S. (2020). Load transfer mechanism and critical length of anchorage zone for anchor bolt. *Plos One*
- [6] Yang, Z., Chen, J., Zhang, H., Zhao, X., Li, H. (2018). Analytical Calculation on the Load-Displacement Curve of Grouted Soil Anchors. *Journal of Engineering Science and Technology Review*, 11 (3), 31-41
- [7] Wang, L., Yuan, P., Zhang, X., Dong, Y., Ma, Y., Zhang, J. (2019). Bond behavior between multi-strand tendons and surrounding grout: Interface equivalent modeling method. *Construction and Building Materials*, 226, 61–71
- [8] Chen, J., Zhang, G., Zornberg, J., Morsy, A., Zhu, S., Zhao, H. (2018). Interface behavior of tensioned bars embedded in cement-soil mixtures. *Construction and Building Materials*, 186, 840–853
- [9] Chang, D., Cheng, S., Lee, W. (2008). Simulation and interpretation of ground anchor failures from acoustic monitoring test. *3rd Taiwan-Japan Joint Workshop on Geotechnical Natural Hazards Keelung, Taiwan*.
- [10] Ren, F. F., Yang, Z.J., Chen, J.F., Chem, W.W. (2009). An analytical analysis of the full-range behaviour of grouted rockbolts based on a tri-linear bond-slip model. *Construction and Building Materials* 24 (2010) 361–370
- [11] Brown, E. T. (2014). Rock engineering design of post-tensioned anchors for dams — A review. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 7 (2015) 1-13.
- [12] Corporación De Desarrollo Tecnológico (CDT). (2001). Recomendación para el diseño, ejecución y control de anclajes inyectados y postensados en suelos y rocas. *Grupo tecnológico de anclajes*.
- [13] Fernández, J., Ayarza, M., Diaz, S. (2017). Ground anchor loads measured in a seismic event in south access Malleco viaduct anchored wall. *16th World Conference on Earthquake, Santiago, Chile*.

- [14] López, S., Sanhueza, C., Candia, G. (2018). Static earth pressures on a pile supported excavation in Santiago gravel. *Revista de la Construcción*, 18(1):87-95.
- [15] López, S., Sanhueza, C. (2019). Análisis de la distribución de empujes de suelos sobre estructuras de contención en excavaciones profundas. *XVI Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (XVI PCSMGE), Cancún, México*.
- [16] Ministerio de Fomento España. (2001). Guía para el Diseño y la Ejecución de Anclajes al Terreno Obras de Carreteras. *España. Dirección General de Carreteras*.
- [17] Villalobos, F.A Oróstegui, P.L. (2010). Design and construction of an anchored soldier pile wall for a large underground car park. *Revista de la Construcción*, 9(2), 4-17.
- [18] ANSYS Mechanical APDL Element Reference (2010).