UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

**Factores de corrección para el cálculo de la carga de
hundimiento de cimentaciones superficiales apoyadas en
macizos rocosos**

Tesis Doctoral

Ana Teresa Santos de Alencar
Ingeniero Civil

Madrid, 2020

**DEPARTAMENTO INGENIERÍA Y MORFOLOGÍA DEL
TERRENO**

**ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS**

**Factores de corrección para el cálculo de la carga de
hundimiento de cimentaciones superficiales apoyadas en
macizos rocosos**

Ana Teresa Santos de Alencar
Ingeniero Civil, UPE (Brasil)

Madrid, 2020

Título de Tesis

FACTORES DE CORRECCIÓN PARA EL CÁLCULO DE LA CARGA DE
HUNDIMIENTO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES APOYADAS EN
MACIZOS ROCOSOS

Autor: D^a. Ana Teresa Santos de Alencar

Directores: D. Rubén Ángel Galindo Aires

D^a. Svetlana Melentijevic

Tribunal nombrado por el Mgfc. Y Excmo. Sr. Rector de la Universidad
Politécnica de Madrid, el día de de 2020.

Presidente:

Vocal 1º D.:

Vocal 2º D.:

Vocal 3º D.:

Secretario D.:

Realizado el acto de defensa y lectura de la tesis el día de de 2020 en
....., los miembros del Tribunal acuerdan otorgar la calificación de:
.....

EL PRESIDENTE

LOS VOCALES

EL SECRETARIO

AGRADECIMIENTOS

Me gustaría agradecer a todos aquellos que a lo largo de estos cuatro años han hecho posible que llegase el momento de escribir esta página. Para empezar, no puedo dejar de reconocer el trabajo realizado por mi tutor Rubén Galindo, que me ha enseñado mucho a lo largo de estos años. Tengo que reconocer que más de una vez no he sido capaz de acompañar el desarrollo matemático que él hacía con una naturalidad impresionante.

También quería dar las gracias a todos que, de una manera u otra, habéis pasado por el laboratorio y con los que he compartido comidas y momentos que hicieron principalmente el último año más llevadero.

Al profesor Dr. Júlio Alencar Junior, mi tío, que a lo largo de mi formación académica siempre ha tenido tiempo para una consulta, estando disponible a ayudarme incluso durante sus vacaciones, muchas gracias.

A mis compañeros en C.G.A. S.L., en especial a Carlos Fuentes y Javier Gurucharri que me han permitido compaginar mi trabajo en la empresa privada con mi vida académica. También a la fundación José Entrecanales Ibarra que me ha concedido una beca que me ha permitido pasar un año dedicándome exclusivamente a mi tesis.

Y como no, a los que más quiero, mi familia. Mi marido Alberto que siempre me ha apoyado, aceptando que muchas noches y fines de semana he tenido que dedicarme a la tesis, además de también haber empleado muchas horas suyas, en analizar conmigo los resultados y leyendo mis textos. Incluso a programar sus vacaciones para acompañarme a los congresos. A mi hija, mi pequeña Beatriz, que durante el embarazo hemos estado juntas en la recta final de esta tesis. A mis padres Murilo y Elcy que siempre me han dado su apoyo incondicional en este camino. A mi hermano João, que, pese a no entender del tema, alguna que otra vez también ha tenido que revisar mis textos. Por último, pero no menos importante, también quería agradecer a mis suegros, que se alegraban con cada avance de la investigación.

Además, mis más sinceros agradecimientos a todos aquellos que no haya nombrado y que de alguna forma me han ayudado a lo largo de estos cuatro años.

RESUMEN

En la rama de la mecánica de suelos, el cálculo de la capacidad portante del terreno ha sido muy estudiado, de manera que está ampliamente admitida la fórmula de Brinch-Hansen. Esta solución incluye diversos coeficientes correctores que, publicados por distintos autores, permiten aproximar la presión de hundimiento del terreno bajo configuraciones más realistas de las que ofrecen las soluciones analíticas previas. Sin embargo, en la mecánica de rocas aún es necesario la realización de un mayor número de investigaciones para poder conocer mejor la influencia de las diversas configuraciones reales de la cimentación en el terreno y poder estimar con más precisión la capacidad portante de los macizos rocosos.

Partiendo de las hipótesis utilizadas en el criterio analítico de Serrano et al. (1994, 2000) para el cálculo de cimentaciones superficiales sobre macizos rocosos se dispone de una formulación cerrada que permite una primera aproximación al problema. Sin embargo, hay situaciones particulares muy comunes en la práctica de la ingeniería que requieren un mayor análisis, creando la necesidad de incorporar la influencia de diferentes efectos que pueden hacer variar sustancialmente la carga de hundimiento última.

La consideración de factores que se escapan a las soluciones analíticas requiere de un análisis numérico razonado y extensible a todo el rango de definición de los parámetros geomecánicos de los que depende. Mediante el método de diferencias finitas se realiza un extenso abanico de cálculos en los que se varían las sencillas hipótesis de partida de las soluciones teóricas, los parámetros geotécnicos y las configuraciones geométricas, con el fin de analizar la evolución de la capacidad soporte a partir de un adecuado estudio de sensibilidad.

Inicialmente se realiza una validación de cada modelo simplificado mediante un detallado estudio de convergencia numérica y la comparación de sus resultados con los analíticos. A continuación, se estudia la influencia de los siguientes aspectos en la carga de hundimiento de una cimentación superficial sobre un macizo rocoso: la

consideración del peso propio de la roca; la presencia del nivel freático teniendo en cuenta su profundidad con respecto a la cota de cimentación; la forma de la zapata (circular o corrida); la rugosidad de la base en el contacto entre la zapata y el terreno; la ley de flujo utilizada, asociada y no asociada (con dilatación nula); la presencia de dos capas con diferentes características geotécnicas.

Para que el cálculo de esas situaciones particulares pueda ser realizado de forma más simplificada y generalizada, de manera que pueda ser aplicado en la práctica ingenieril, se proponen coeficientes correctores, que permiten su aplicación adicional a las teorías analíticas. Cabe destacar que también se estudia la influencia conjunta de los aspectos enumerados anteriormente.

ABSTRACT

In soil mechanics, the calculation of the bearing capacity is a topic quite studied, therefore the Brinch-Hansen equation is widely accepted. This solution includes several correction coefficients that were published by different authors, which allows estimating the bearing capacity with different hypotheses that are not contemplated by the analytical solution. However, in rock mechanics, it is still necessary to carry out more research to know further the influence of the multiple factors of the foundation on the rock mass and to be able to estimate the bearing capacity with more accuracy.

Basing on the hypothesis of the analytical solution proposed by Serrano et al. (1994, 2000) for the estimation of the bearing capacity of shallow foundation on rock mass, a first approach to the problem is possible. However, there are particular situations very common in the practice of engineering that requires further analysis, creating the need to incorporate the influence of different effects that can substantially vary the ultimate bearing capacity.

The consideration of factors that are outside of the analytical solutions requires a rationale and extensible numerical analysis that should include the full range of geomechanical parameters that influences it. Applying the finite difference method, a wide range of calculations is carried out in which the simple hypotheses adopted by the analytical solutions, the geotechnical parameters and geometric configurations are varied, in order to analyze the evolution of the bearing capacity through an adequate sensitivity study.

Initially, validation of each simplified model is carried out through a detailed study of numerical convergence and the comparison of its results with the analytical ones. Then, the influence of the following aspects on the bearing capacity of shallow foundation on a rock mass is studied: the consideration of the self-weight of the rock mass; the location of the groundwater level taking into account its depth concerning the foundation base; the shape of the foundation (circular or strip); the roughness of the base contact between the footing and the ground; the flow law used, associated and not

associated (with null dilatancy); the presence of two layers with different geotechnical characteristics.

In order that the calculation of these particular situations can be carried out in a more simplified and generalized way, allowing to apply in engineering practice, correction coefficients are proposed, which can be used with the analytical theories. It should be noted that the joint influence of the aspects listed above is also studied.

ÍNDICE

<i>Resumen</i>	<i>I</i>
<i>Abstract</i>	<i>III</i>
<i>Índice</i>	<i>V</i>
<i>Lista de figuras</i>	<i>XI</i>
<i>Lista de tablas</i>	<i>XXI</i>
CAPÍTULO I: Introducción y objetivos	1
1. Introducción.....	2
2. Objetivos.....	5
CAPÍTULO II: Estado del conocimiento	7
1. Introducción.....	8
1.1. Métodos para la estimación de la carga de hundimiento.....	10
1.2. Criterios de rotura.....	13
1.3. La carga de hundimiento para macizos rocosos anisótropos.....	17
2. La carga de hundimiento para macizos rocosos homogéneos e isótropos.....	21
3. Solución analítica.....	39
3.1. Descripción del método.....	39
3.2. Ábacos para la estimación de N_{β}	43
4. Peso propio del terreno.....	44
5. Nivel freático.....	53

5.1. El agua en el terreno.....	53
5.2. El efecto del agua en la carga de hundimiento.....	55
6. Forma de la zapata.....	56
7. Contacto de la base de cimentación entre la zapata – terreno.....	58
8. Ley de flujo.....	61
9. Macizo rocoso bicapa.....	69
9.1. Métodos de cálculo.....	69
9.2. Carga de hundimiento de suelo cohesivo bicapa (Zhu, 2004).....	72
CAPÍTULO III: Modelo numérico y validación.....	74
1. Descripción del cálculo mediante diferencias finitas.....	75
2. Hipótesis del modelo.....	77
2.1. La malla.....	78
2.2. Representación en 2D.....	80
2.3. La interfase.....	84
2.4. El modelo constitutivo.....	85
2.5. El modelo de cálculo.....	86
3. Validación numérica.....	90
3.1. Geometría del modelo.....	90
3.2. Estudio de convergencia (variación de la velocidad de los nodos). 95	
4. Comparación con la solución analítica.....	100
4.1. Hipótesis y parámetros adoptados.....	100

4.2. Resultados.....	101
4.3. Coeficiente de correlación.....	109
4.4. Análisis del desplazamiento.....	112
4.5. Ejemplos.....	115
4.6. Comparación con otros métodos.....	116
CAPÍTULO IV: Influencia del peso propio de la roca en la carga de hundimiento	118
1. Hipótesis y parámetros adoptados.....	119
2. Resultados.....	120
3. Coeficiente propuesto (W_F)	124
4. Análisis del desplazamiento.....	128
5. Ejemplos.....	130
5.1. Aplicación del coeficiente W_F	130
5.2. Comparación con el coeficiente utilizado en mecánica de suelos.	132
5.3. Aplicación a un caso real.....	134
CAPÍTULO V: Influencia del nivel freático en la carga de hundimiento.....	138
1. Hipótesis y parámetros adoptados.....	139
2. Resultados.....	141
2.1. Macizo rocoso seco y con nivel freático en superficie.....	141
2.2. GWL localizado a la profundidad de $0.25B$ desde la cota de cimentación.....	145
3. Coeficiente propuesto (G_F).....	148

4. Análisis del desplazamiento.....	150
5. Ejemplo de aplicación de G_F	153
CAPÍTULO VI: Influencia de la forma de la zapata en la carga de hundimiento.....	154
1. Hipótesis y parámetros adoptados.....	155
2. Resultados.....	156
3. Coeficiente propuesto (C_F).....	165
4. Análisis del desplazamiento.....	167
5. Ejemplos.....	169
5.1. Aplicación del coeficiente C_F y comparación con otros métodos.	169
5.2. Comparación de los resultados semi-analíticos con los resultados de ensayos de campo.....	172
CAPÍTULO VII: Influencia de la rugosidad del contacto zapata – terreno en la carga de hundimiento.....	174
1. Hipótesis y parámetros adoptados.....	175
2. Resultados.....	177
3. Coeficiente propuesto (R_F).....	182
4. Análisis del desplazamiento.....	184
5. Ejemplo.....	186
5.1. Aplicación del coeficiente R_F	186
5.2. Comparación entre los resultados numéricos y los obtenidos analíticamente.....	188

CAPÍTULO VIII: Influencia de la dilatancia en la carga de hundimiento.....	190
1. Hipótesis y parámetros adoptados.....	191
2. Hipótesis de deformación plana y sin considerar el peso propio del terreno.	193
2.1. Resultados.....	193
2.2. Coeficiente propuesto (D_F)	198
2.3. Análisis del desplazamiento.....	201
2.4. Ejemplo de aplicación de D_F	202
3. Hipótesis de deformación plana considerando el peso propio del material..	204
3.1. Resultados.....	204
3.2. Análisis del desplazamiento.....	210
4. Hipótesis de cimentación circular sin considerar el peso propio del terreno.	211
4.1. Resultados.....	211
4.2. Análisis del desplazamiento.....	215
CAPÍTULO IX: Carga de hundimiento de macizos rocosos bicapa.....	217
1. Hipótesis y parámetros adoptados.....	218
2. Comparación de resultados obtenidos con "parámetros ponderados" y con un modelo bicapa mediante FDM.....	222
3. Análisis numérico.....	225
3.1. Resultados.....	225
3.2. Análisis de sensibilidad.....	229

4. Coeficiente propuesto (B_F).....	232
5. Ejemplo de aplicación de B_F	235
6. Análisis de desplazamientos.....	238
CAPÍTULO X: Conclusiones y futuras líneas de investigación.....	241
1. Conclusiones.....	242
2. Futuras líneas de investigación.....	249
CAPÍTULO XI: Referencias.....	251

LISTA DE FIGURAS

Figura II. 1: Presa de Breña II (Sandoval y Quiñónez, 2007).....	9
Figura II. 2: Puente atirantado Queensferry Crossing (Pita, 2019)	10
Figura II. 3: Representación de una junta plana mediante elementos discretos (Bahaaddini et al., 2013).....	13
Figura II. 4: Comparación de los resultados obtenidos con el criterio de rotura de Mohr-Coulomb modificado y otros métodos (modificado Singh et al., 2011).....	15
Figura II. 5: Esquema de macizos rocosos donde se aplica el criterio de rotura de Hoek y Brown (modificado Hoek, 2006)	16
Figura II. 6: Tipos de anisotropía en macizos rocosos.....	17
Figura II. 7: Esquema simplificado de una cimentación en un macizo rocoso anisótropo (Serrano y Olalla, 1998a).....	18
Figura II. 8: Posibles mecanismos de rotura anisótropa dependiendo del buzamiento de los planos de debilidad (Serrano y Olalla, 1998a)	19
Figura II. 9: Ejemplo de variación de la carga de hundimiento y de mecanismo de rotura en función de la variación del buzamiento de las discontinuidades. Con diferentes ángulos de rozamiento de la discontinuidad (Φ): (a) 10°; (b) 20°; (c) 30° (Serrano et al., 2016).....	20
Figura II. 10: Esquema de la formulación para la estimación de la carga de hundimiento de Carter y Kulhawy (1988) (Carter y Kulhawy, 1988).....	22
Figura II. 11: Estimación del factor de carga de acuerdo con el manual canadiense (Canadian Foundation Engineering Manual, 2006)	23
Figura II. 12: Tipos de rocas de acuerdo con el Eurocódigo (CEN, 2004).....	23
Figura II. 13: Gráficos para la estimación de la carga de hundimiento (CEN, 2004)..	24
Figura II. 14: Ecuación recomendada para la estimación de la carga de hundimiento de acuerdo con la EM 1110-1-2908 (modificado de EM 1110-1-2908, 1994).....	25
Figura II. 15: Ejemplo de gráfica para la estimación de la carga de hundimiento (Galindo et al., 2017).....	26
Figura II. 16: $N_{\sigma 0}$ propuesto por Merifield et al. (2006); (a) GSI = 10 – 50; (b) GSI = 60 – 100 (modificado Merifield et al., 2006).....	27
Figura II. 17: Esquema conceptual de programación genética (Alavi y Sadrossadat, 2016).....	28
Figura II. 18: Ecuación propuesta por Tajeri et al. (2015).....	29
Figura II. 19: Ecuaciones propuestas por Alavi y Sadrossadat (2016).....	29
Figura II. 20: Variación de $N_{\sigma 0}$ en función de m_o y de GSI (modificado Keshavarz y Kumar, 2017).....	39

Figura II. 21: Esquema de los contornos 1 y 2. (modificado de Serrano y Olalla, 1994)	40
Figura II. 22: Envolvente de los círculos de Mohr en rotura. (Serrano y Olalla, 1994)	40
Figura II. 23: Representación de los círculos de Mohr en ambos contornos. (Serrano y Olalla, 1994)	41
Figura II. 24: Valores del coeficiente de la carga de hundimiento (modificado Serrano et al., 2000)	43
Figura II. 25: Esquema del círculo de Mohr en la envolvente de Hoek y Brown	45
Figura II. 26: Factor de carga propuesto por Merifield et al. (2006). (a) GSI = 10; (b) GSI = 50; (c) GSI = 100. (modificado Merifield et al., 2006)	46
Figura II. 27: Representación del criterio de Hoek y Brown modificado en el plano de Mohr (Saada et al., 2008)	49
Figura II. 28: Factor de carga propuesto por Clausen (2013). (a) GSI = 10; (b) GSI = 50; (c) GSI = 100. (modificado Clausen, 2013)	52
Figura II. 29: $N\gamma$ en función del ángulo de fricción para cimentaciones rugosas (Hjiaj et al., 2005)	53
Figura II. 30: Representación de una cuña de rotura asimétrica (Veiskarami y Habibagahi, 2013)	55
Figura II. 31: Resultados de ensayos de campo para cimentaciones en arcilla blanda (Meyerhof, 1963)	57
Figura II. 32: Cuña de rotura con interfase lisa y rugosa (Hjiaj et al., 2005)	60
Figura II. 33: Mecanismo de rotura de Prandtl: continuo y de bloque rígido (Hjiaj et al., 2005)	60
Figura II. 34: Valor del factor corrector del peso, $N\gamma$, estimado por distintos métodos (a) interfase lisa; (b) interfase rugosa. (Jahanandish et al., 2012)	61
Figura II. 35: Representación de la dilatancia en el ensayo de corte directo para un material denso	62
Figura II. 36: Representación de la contractancia en el ensayo de corte directo para un material flojo	62
Figura II. 37: Modelo de dientes de sierra. (a) Representación de los dientes de sierra (asperezas); (b) Efecto de la rugosidad en la resistencia de la discontinuidad (Hoek, 2006)	62
Figura II. 38: Criterios de rotura tipo Mohr y tipo Coulomb (modificado Melentijevic, 2005)	63
Figura II. 39: Curvas normalizadas de la reacción del terreno para un macizo rocoso perfectamente elastoplástico, obtenidas con el modelo propuesto por Alejano y Alonso (2005) y utilizando un valor de dilatación constante. Las dos curvas corresponden a tensiones de campo isotrópicas de (a) 10 y (b) 20 MPa (p_i * es la presión interna que indica la transición plástico-elástica) (Alejano y Alonso, 2005)	65
Figura II. 40: Esquema de ley de flujo no asociada con criterio de rotura no lineal	

(modificado Serrano et al., 2011).....	66
Figura II. 41: Variación de la altura y de la pendiente del talud para $FS = 1$ con diferentes leyes de flujos. (a) $\zeta = 0.001$; (b) $\zeta = 0.01$; (c) $\zeta = 0.1$. (modificado de Melentijevic et al., 2017).....	67
Figura II. 42: Esquema de comportamiento pos-rotura dependiendo del tipo de roca (Hoek, 2006).....	69
Figura II. 43: Profundidad de influencia del bulbo de tensiones. (a) Macizo rocoso homogéneo; (b) Capa superior es la menos resistente; (c) Capa inferior es la menos resistente.....	71
Figura II. 44: Factor de carga N_c^* (modificado Zhu, 2004).....	72
Figura III. 1: Ciclo básico de cálculo explícito (modificado Itasca, 2007).....	75
Figura III. 2: Ejemplo de una discretización.....	79
Figura III. 3: Ejemplos de elementos. (a) Elementos cuadriláteros utilizados por FLAC; (b) Típico elemento triangular con vectores velocidad; (c) Vector fuerza en los nodos. (Itasca, 2007).....	80
Figura III. 4: Esquema de un modelo de deformación plana (modificado Itasca, 2007).....	81
Figura III. 5: Esquema de un modelo axisimétrico (modificado Itasca, 2007).....	81
Figura III. 6: Esquema de un modelo axisimétrico en planta (modificado Itasca, 2007).....	82
Figura III. 7: Esquema de cálculo de una zapata circular. (a) Vista en planta; (b) Vista lateral del modelo.....	83
Figura III. 8: Esquema de la cimentación de una zapata corrida o axisimétrica utilizando el eje de simetría.....	83
Figura III. 9: Ejemplo del fichero de cálculo utilizado (deformación plana).....	87
Figura III. 10: Ejemplo del fichero de cálculo utilizado (modelo axisimétrico).....	88
Figura III. 11: Ejemplo del fichero de cálculo utilizado (modelo bicapa).....	89
Figura III. 12: Salidas gráficas de desplazamiento horizontal para diferentes tamaños de malla. (a) 16x24m; (b) 20x28 m.....	91
Figura III. 13: Salidas gráficas de la tensión principal mayor para diferentes tamaños de malla. (a) 16x24m; (b) 20x28 m.....	92
Figura III. 14: Representación de los resultados de la Tabla III. 2 en la gráfica carga de hundimiento versus incremento de velocidad.....	93
Figura III. 15: Representación de los resultados de la Tabla III. 3 en la gráfica carga de hundimiento versus incremento de velocidad.....	94
Figura III. 16: Representación de la malla. (a) Uniforme; (b) Refinada.....	95
Figura III. 17: Variación de la gráfica tensión vs deformación en función del valor del incremento de velocidad. (a) $-2.5E-5$ m/step; (b) $-2.5E-6$ m/step; (c) $-2.5E-7$ m/step...	97
Figura III. 18: Ejemplo de gráfica carga de hundimiento vs incremento de velocidad.....	98

Figura III. 19: Representación de los resultados de la Tabla III. 4 en la gráfica carga de hundimiento versus incremento de velocidad.....	99
Figura III. 20: Gráfica tensión vs deformación, para un incremento de velocidad de $-7.5E-5$	100
Figura III. 21: Correlación de P_{hFDM} y $P_{hS\&O}$ en función de m_o	102
Figura III. 22: Correlación de P_{hFDM} y $P_{hS\&O}$ en función de B	103
Figura III. 23: Relación entre P_{hFDM} y $P_{hS\&O}$ en función de $P_{hS\&O}$ en función de B , (a) $P_{hS\&O}$ hasta 50 MPa, (b) $P_{hS\&O}$ entre 50 y 1100MPa.....	103
Figura III. 24: Correlación de P_{hFDM} y $P_{hS\&O}$ en función de la RCS.....	104
Figura III. 25: Relación entre la carga de hundimiento numérica y analítica. (a) $P_{hS\&O}$ versus P_{hFDM} ; (b) $P_{hS\&O}/RCS$ versus P_{hFDM}/RCS	106
Figura III. 26: Correlación de P_{hFDM} y $P_{hS\&O}$ en función del GSI.....	107
Figura III. 27: Relación entre P_{hFDM} y $P_{hS\&O}$ en función de $P_{hS\&O}$ dependiendo del GSI, (a) $P_{hS\&O}$ hasta 50 MPa, (b) $P_{hS\&O}$ entre 50 y 1100MPa.....	107
Figura III. 28: Relación entre P_{hFDM} y $P_{hS\&O}$ en función de GSI y m_o	108
Figura III. 29: Relación entre $\Delta P_h / P_{hS\&O}$ en función del m_o , para distintos valores de GSI. (a) GSI = 10; (b) GSI = 50; (c) GSI = 85.....	110
Figura III. 30: Correlación obtenida con la ecuación (III. 9)	111
Figura III. 31: La variación de los desplazamientos horizontales debajo de la zapata en función del valor de m_o ($B = 16.5$, $RCS = 10$ MPa y $GSI = 50$). (a) $m_o = 5$; (b) $m_o = 12$; (c) $m_o = 20$; (d) $m_o = 32$	113
Figura III. 32: La variación de los desplazamientos verticales en función del valor de m_o ($B = 16.5$, $RCS = 10$ MPa y $GSI = 50$). (a) $m_o = 5$; (b) $m_o = 12$; (c) $m_o = 20$; (d) $m_o = 32$	114
Figura III. 33: $N_{\sigma 0}$ en función del GSI.....	117
Figura III. 34: $N_{\sigma 0}$ en función de m_o	117
Figura IV. 1: Correlación entre resultados de presión de hundimiento con peso (P_{hSW}) y sin peso (P_{hWL}), en función de m_o	120
Figura IV. 2: Correlación entre resultados de presión de hundimiento con peso (P_{hSW}) y sin peso (P_{hWL}), en función del GSI.....	121
Figura IV. 3: Correlación entre resultados de presión de hundimiento con peso (P_{hSW}) y sin peso (P_{hWL}), en función de B	121
Figura IV. 4: Correlación entre resultados de presión de hundimiento con peso (P_{hSW}) y sin peso (P_{hWL}), en función de RCS.....	122
Figura IV. 5: Correlación entre resultados de presión de hundimiento con peso (P_{hSW}) y sin peso (P_{hWL}), en función de RCS y GSI.....	122
Figura IV. 6: Correlación entre resultados de presión de hundimiento con peso (P_{hSW}) y sin peso (P_{hWL}), en función de P_{hWL} , (a) P_{hWL} hasta 50 MPa, (b) P_{hWL} entre 50 y 1400 MPa.....	123
Figura IV. 7: Límite de 5% de incremento de carga de hundimiento debido al peso	

propio del material.....	124
Figura IV. 8: Gráficas de W_F en función de la RCS, para los distintos valores de GSI. (a) GSI = 10; (b) GSI = 50; (c) GSI = 85.....	126
Figura IV. 9: Correlación obtenida con la ecuación (IV. 2).....	128
Figura IV. 10: Comparación de los desplazamientos horizontales bajo la zapata sin y con peso propio del terreno en función de GSI ($m_o = 12$, $B = 11$ m y RCS = 5 MPa). (a) GSI = 10; (b) GSI = 50; (c) GSI = 85.....	129
Figura IV. 11: Comparación de los desplazamientos verticales bajo la zapata sin y con peso propio del terreno ($m_o = 12$, $B = 11$ m, RCS = 5 MPa y GSI = 50)	130
Figura IV. 12: Límite de 5% de incremento de carga de hundimiento debido al peso propio del material, para el caso de RCS = 5 MPa, $B = 4.5$ m y GSI = 10.....	131
Figura IV. 13: Representación de la torre (modificado Justo et. al, 2006). (a) Sección vertical; (b) Planta.....	134
Figura IV. 14: Frente de excavación, mostrando la estratificación sub-horizontal (Justo et al., 2006).....	135
Figura V. 1: Resultados de la carga de hundimiento obtenido a distintas profundidades ($m_o = 5$, $B = 4.5$ m, RCS = 5 MPa y GSI = 10)	140
Figura V. 2: Esquema de las tres hipótesis implementadas en el modelo. (a) GWL en superficie; (b) GWL localizado a una profundidad igual a un cuarto del ancho de la base; (c) GWL inexistente.....	141
Figura V. 3: Correlación entre la carga de hundimiento del terreno con nivel freático en superficie (P_{hSUB}) y la carga de hundimiento del terreno sin agua (P_{hDRY}) en función de m_o	142
Figura V. 4: Correlación entre la carga de hundimiento del terreno con nivel freático en superficie (P_{hSUB}) y la carga de hundimiento del terreno sin agua (P_{hDRY}) en función de B	143
Figura V. 5: Correlación entre la carga de hundimiento del terreno con nivel freático en superficie (P_{hSUB}) y la carga de hundimiento del terreno sin agua (P_{hDRY}) en función de RCS.....	143
Figura V. 6: Correlación entre la carga de hundimiento del terreno con nivel freático en superficie (P_{hSUB}) y la carga de hundimiento del terreno sin agua (P_{hDRY}) en función de GSI.....	144
Figura V. 7: Correlación entre la carga de hundimiento del terreno con nivel freático en superficie (P_{hSUB}) y la carga de hundimiento del terreno sin agua (P_{hDRY}) en función de m_o y RCS.....	145
Figura V. 8: Correlación entre la carga de hundimiento del terreno con GWL localizado a una profundidad igual a $0.25B$ desde la cota de cimentación ($P_{hGWL=0.25B}$) y la carga de hundimiento del terreno con nivel freático en superficie (P_{hSUB}) en función de m_o	146
Figura V. 9: Correlación entre la carga de hundimiento del terreno con GWL localizado a una profundidad igual a $0.25B$ desde la cota de cimentación ($P_{hGWL=0.25B}$) y la carga de hundimiento del terreno con nivel freático en superficie (P_{hSUB}) en función	

de B	146
Figura V. 10: Correlación entre la carga de hundimiento del terreno con GWL localizado a una profundidad igual a $0.25B$ desde la cota de cimentación ($P_{hGWL=0.25B}$) y la carga de hundimiento del terreno con nivel freático en superficie (P_{hSUB}) en función de RCS.....	147
Figura V. 11: Correlación entre la carga de hundimiento del terreno con GWL localizado a una profundidad igual a $0.25B$ desde la cota de cimentación ($P_{hGWL=0.25B}$) y la carga de hundimiento del terreno con nivel freático en superficie (P_{hSUB}) en función de GSI.....	147
Figura V. 12: Correlación entre la carga de hundimiento del terreno con GWL localizado a una profundidad igual a $0.25B$ desde la cota de cimentación ($P_{hGWL=0.25B}$) y la carga de hundimiento del terreno sin agua (P_{hDRY}) en función del GSI.....	148
Figura V. 13: Esquema para la estimación del peso específico de cálculo.....	149
Figura V. 14: Comparación de los desplazamientos horizontales bajo la zapata con GWL a diferentes profundidades ($m_o = 5$, $B = 4.5$ m, RCS = 100 MPa y GSI = 10. (a) Sin GWL; (b) GWL a $0.25B$; (c) GWL en superficie.....	151
Figura V. 15: Comparación de los desplazamientos verticales bajo la zapata con GWL a diferentes profundidades ($m_o = 5$, $B = 4.5$ m, RCS = 100 MPa y GSI = 10. (a) Sin GWL; (b) GWL a $0.25B$; (c) GWL en superficie.....	152
Figura VI. 1: Correlación entre los resultados obtenidos con modelos axisimétrico (P_{hCF}) y deformación plana (P_{hSF}) en función de m_o	157
Figura VI. 2: Correlación entre los resultados obtenidos con modelos axisimétrico (P_{hCF}) y deformación plana (P_{hSF}) en función de GSI.....	157
Figura VI. 3: Correlación entre los resultados obtenidos con modelos axisimétrico (P_{hCF}) y deformación plana (P_{hSF}) en función de B	158
Figura VI. 4: Correlación entre los resultados obtenidos con modelos axisimétrico (P_{hCF}) y deformación plana (P_{hSF}) en función de RCS.....	158
Figura VI. 5: Correlación entre los resultados obtenidos con modelos axisimétrico (P_{hCF}) y deformación plana (P_{hSF}) en función de P_{hSF} . (a) P_{hSF} menor de 50 MPa; (b) P_{hSF} entre 50 y 1400 MPa.....	159
Figura VI. 6: Correlación entre los resultados obtenidos con modelos axisimétrico (P_{hCF}) y deformación plana (P_{hSF}) para diferentes m_o en función de: (a) B ; (b) RCS; (c) GSI.	160
Figura VI. 7: Correlación entre los resultados obtenidos con modelos axisimétrico (P_{hCF}) y deformación plana (P_{hSF}) para diferentes B en función de: (a) m_o ; (b) RCS; (c) GSI.....	162
Figura VI. 8: Correlación entre los resultados obtenidos con modelos axisimétrico (P_{hCF}) y deformación plana (P_{hSF}) para diferentes RCS en función de GSI.....	163
Figura VI. 9: Ángulo de rozamiento instantáneo en función del GSI y del m_o	164
Figura VI. 10: Esquema de ángulo de rozamiento instantáneo adaptado de Serrano et al. (2000).....	164
Figura VI.11: Coeficiente corrector de forma (C_F) dependiendo del m_o , para distintos	

valores de GSI. (a) GSI = 10; GSI = 50; GSI = 85.....	166
Figura VI. 12: Correlación obtenida mediante la ecuación (VI. 2).....	167
Figura VI. 13: Comparación de los desplazamientos horizontales bajo la zapata con deformación plana y con modelo axisimétrico en función de GSI ($m_o = 5$, $B = 4.5$ m y $RCS = 5$ MPa). (a) GSI = 10; (b) GSI = 85.....	168
Figura VI. 14: Comparación de los desplazamientos horizontales bajo la zapata con deformación plana y con modelo axisimétrico con m_o elevado ($m_o=20$, $B=4.5$ m, $RCS=10$ MPa y GSI = 50).....	168
Figura VI. 15: Comparación de los desplazamientos verticales bajo la zapata con deformación plana y con modelo axisimétrico en función de GSI ($m_o = 5$, $B = 4.5$ m y $RCS = 5$ MPa). (a) GSI = 10; (b) GSI = 85.....	169
Figura VI. 16: $N_{\sigma C}$ en función del GSI.....	171
Figura VI. 17: Correlación entre los resultados obtenidos por el método semi-analítico y ensayos de campo.....	173
Figura VII. 1: Correlación de la carga de hundimiento con contacto liso (P_{hSB}) y rugoso (P_{hRB}) en función de m_o	178
Figura VII. 2: Correlación de la carga de hundimiento con contacto liso (P_{hSB}) y rugoso (P_{hRB}) en función de B	178
Figura VII. 3: Correlación de la carga de hundimiento con contacto liso (P_{hSB}) y rugoso (P_{hRB}) en función de RCS.....	179
Figura VII. 4: Correlación de la carga de hundimiento con contacto liso (P_{hSB}) y rugoso (P_{hRB}) en función de GSI.....	179
Figura VII. 5: Relación entre la carga de hundimiento con contacto liso (P_{hSB}) y rugoso (P_{hRB}) en función de la RCS, (a) con el m_o ; (b) con el GSI.	180
Figura VII. 6: Relación entre la carga de hundimiento con contacto liso (P_{hSB}) y rugoso (P_{hRB}) en función de m_o y GSI.....	181
Figura VII. 7: Porcentaje del R_F dependiendo del m_o , para diferentes valores de GSI. (a) GSI = 10; (b) GSI = 50; (c) GSI = 85.....	183
Figura VII. 8: Correlación obtenida mediante la ecuación(VII. 2).....	184
Figura VII. 9: Comparación de desplazamientos horizontales bajo la zapata con interfase zapata-terreno lisa y rugosa, en función de GSI ($m_o = 20$, $B = 4.5$ m y $RCS = 5$ MPa). (a) GSI = 10; (b) GSI = 50; (c) GSI = 85.....	185
Figura VII. 10: Comparación de desplazamientos verticales bajo la zapata con interfase zapata-terreno lisa y rugosa, en función de GSI ($m_o = 20$, $B = 4.5$ m y $RCS = 5$ MPa). (a) GSI = 10; (b) GSI = 85.....	186
Figura VII. 11: Correlación entre resultados numéricos y analíticos de P_h bajo diferentes rugosidades de la base.....	188
Figura VIII. 1: Relación entre la carga de hundimiento con ley de flujo asociada (P_{hAW}) y no asociada con el ángulo de dilatancia cero (P_{hNW}) en función de m_o	194
Figura VIII. 2: Relación entre la carga de hundimiento con ley de flujo asociada (P_{hAW}) y no asociada con el ángulo de dilatancia cero (P_{hNW}) en función de GSI.....	194

Figura VIII. 3: Relación entre la carga de hundimiento con ley de flujo asociada (P_{hAW}) y no asociada con el ángulo de dilatación cero (P_{hNW}) en función de B	195
Figura VIII. 4: Relación entre la carga de hundimiento con ley de flujo asociada (P_{hAW}) y no asociada con el ángulo de dilatación cero (P_{hNW}) en función de RCS.....	196
Figura VIII. 5: Relación entre la carga de hundimiento con ley de flujo asociada (P_{hAW}) y no asociada con el ángulo de dilatación cero (P_{hNW}) para diferentes m_o en función del GSI.....	196
Figura VIII. 6: Relación entre la carga de hundimiento con ley de flujo asociada (P_{hAW}) y no asociada con el ángulo de dilatación cero (P_{hNW}) en función de P_{hNW} y del GSI, (a) P_{hNW} hasta 50 MPa, (b) P_{hNW} entre 50 y 950 MPa.....	197
Figura VIII. 7: Relación entre D_F en función del m_o , para distintos valores de GSI. (a) GSI = 10; (b) GSI = 50; (c) GSI = 85.....	199
Figura VIII. 8: Relación de las tres ecuaciones de la Tabla VIII. 3.....	200
Figura VIII. 9: Correlación obtenida con la ecuación (VIII. 2).....	201
Figura VIII. 10: Comparación del desplazamiento horizontal bajo la cimentación con diferentes leyes de flujo ($m_o = 12$, $B = 11$ m, RCS = 100 MPa y GSI = 50).....	202
Figura VIII. 11: Comparación del desplazamiento vertical bajo la cimentación con diferentes leyes de flujo ($m_o = 12$, $B = 11$ m, RCS = 100 MPa y GSI = 50).....	202
Figura VIII. 12: Correlación de la carga de hundimiento con la ley de flujo asociada (P_{hAS}) y no asociada con ángulo de dilatación cero (P_{hNS}) en función de m_o	204
Figura VIII. 13: Correlación de la carga de hundimiento con la ley de flujo asociada (P_{hAS}) y no asociada con ángulo de dilatación cero (P_{hNS}) en función de B	205
Figura VIII. 14: Correlación de la carga de hundimiento con la ley de flujo asociada (P_{hAS}) y no asociada con ángulo de dilatación cero (P_{hNS}) en función de RCS.....	205
Figura VIII. 15: Correlación de la carga de hundimiento con la ley de flujo asociada (P_{hAS}) y no asociada con ángulo de dilatación cero (P_{hNS}) en función de GSI.....	206
Figura VIII. 16: Relación de la carga de hundimiento con la ley de flujo asociada (P_{hAS}) y no asociada con ángulo de dilatación cero (P_{hNS}) en función de RCS y GSI.....	207
Figura VIII. 17: Representación de la curva de Hoek y Brown. (a) Con bajas tensiones; (b) Representando los círculos de Mohr.....	208
Figura VIII. 18: Relación de la carga de hundimiento con la ley de flujo asociada (P_{hAS}) y no asociada con ángulo de dilatación cero (P_{hNS}) en función de P_{hNS} y del GSI, (a) P_{hAS} hasta 50 MPa, (b) P_{hAS} entre 50 y 950 MPa.....	209
Figura VIII. 19: Variación del desplazamiento horizontal bajo la cimentación en función del GSI ($m_o = 12$, $B = 11$ m y RCS = 5 MPa). (a) GSI = 10; (b) GSI = 50; (c) GSI = 85.....	211
Figura VIII. 20: Correlación de la carga de hundimiento con la ley de flujo asociada (P_{hAC}) y no asociada con ángulo de dilatación nula (P_{hNC}) en función de m_o	212
Figura VIII. 21: Correlación de la carga de hundimiento con la ley de flujo asociada (P_{hAC}) y no asociada con ángulo de dilatación nula (P_{hNC}) en función de GSI.....	212
Figura VIII. 22: Correlación de la carga de hundimiento con la ley de flujo asociada	

(P_{hAC}) y no asociada con ángulo de dilatancia nula (P_{hNC}) en función de B	213
Figura VIII. 23: Correlación de la carga de hundimiento con la ley de flujo asociada (P_{hAC}) y no asociada con ángulo de dilatancia nula (P_{hNC}) en función de RCS.....	213
Figura VIII. 24: Correlación de la carga de hundimiento con la ley de flujo asociada (P_{hAC}) y no asociada con ángulo de dilatancia nula (P_{hNC}) en función de m_o , conjuntamente con: (a) B ; (b) RCS; (c) GSI.....	214
Figura VIII. 25: Comparación del desplazamiento horizontal bajo la cimentación circular con diferentes leyes de flujo ($B = 16.5$ m, RCS = 100 MPa y GSI = 10). (a) $m_o = 5$; (b) $m_o = 20$; (c) $m_o = 32$	216
Figura IX. 1: Modelo 2D utilizado.....	219
Figura IX. 2: Esquema del modelo bicapa.....	220
Figura IX. 3: Correlación entre H/B y B_F en función de GSI_{UP}/GSI_{BO} y $\left(\frac{P_{hUP}}{P_{hBO}}\right)$	226
Figura IX. 4: Detalle de dos partes de la Figura IX. 3.....	228
Figura IX. 5: B_F en función de $\left(\frac{P_{hUP}}{P_{hBO}}\right)$. (a) $H = 0.44B$; (b) $H = 0.67B$	228
Figura IX. 6: Correlación de H/B y B_F en función de m_o . (a) $B_F > 1$ y GSI 30/50; (b) $B_F > 1$ y GSI 30/85; (c) $B_F < 1$ y GSI 30/50; (d) $B_F < 1$ y GSI 30/85.....	230
Figura IX. 7: Correlación entre H/B y B_F en función de m_o , para RCS = 30 MPa y GSI = 10/30.....	230
Figura IX. 8: Correlación de la carga de hundimiento de un macizo rocoso bicapa en función de la RCS.....	231
Figura IX. 9: Gráficos B_F en función de H/B . (a) $B_F > 1$; (b) $B_F < 1$	233
Figura IX. 10: Valores de $\left(\frac{P_{hUP}}{P_{hBO}}\right)$ que permiten la utilización de la Figura IX. 9(a)..	234
Figura IX. 11: Estimación del valor de B_F para el ejemplo 1, con base en la Figura IX. 5.....	235
Figura IX. 12: Detalle de la Figura IX. 5 para el ejemplo 2.....	236
Figura IX. 13: Representación de la interpolación realizada para el ejemplo 2.....	236
Figura IX. 14: Estimación de B_F para el ejemplo 3, con base en la Figura IX. 9(a)...	237
Figura IX. 15: Estimación de B_F para el ejemplo 4, con base en la Figura IX. 9(b)..	237
Figura IX. 16: Comparación de los desplazamientos horizontales y verticales obtenidos con GSI 30/50, $m_o = 5$ y RCS = 30MPa. (a) Desplazamientos horizontales y $H = 0.44B$; (b) Desplazamientos horizontales y $H = 0.67B$; (c) Desplazamientos verticales y $H = 0.44B$; (d) Desplazamientos verticales y $H = 0.67B$	238
Figura IX. 17: Comparación de los desplazamientos horizontales y verticales obtenidos con GSI 50/10, $m_o = 5$ y RCS = 30MPa. (a) Desplazamientos horizontales y $H = B$; (b) Desplazamientos horizontales y $H = 1.44B$; (c) Desplazamientos verticales y $H = B$; (d) Desplazamientos verticales y $H = 1.44B$	239
Figura IX. 18: Comparación de los desplazamientos horizontales y verticales obtenidos	

con GSI 30 y 50, $m_o = 5$ y $RCS = 30\text{MPa}$. (a) Desplazamientos horizontales con GSI = 30; (b) Desplazamientos horizontales con GSI = 50; (c) Desplazamientos verticales con GSI = 30; (d) Desplazamientos verticales con GSI = 50.....	240
---	-----

LISTA DE TABLAS

Tabla II. 1: Casos listados por Tajeri et al. (2015)	31
Tabla II. 2: Valores del coeficiente de la carga de hundimiento (Serrano et al., 2000)	44
Tabla II. 3: Valor recomendado de N_σ para $D = 0$ (Yang y Yin, 2005).....	48
Tabla II. 4: Valor recomendado de N_σ para $D = 0.1$ (Yang y Yin, 2005).....	48
Tabla II. 5: Valor recomendado de N_σ para $D = 0.2$ (Yang y Yin, 2005).....	49
Tabla II. 6: Valor recomendado de N_σ para $D = 0$ (Saada et al., 2008).....	50
Tabla II. 7: Valor recomendado de N_σ para $D = 0.1$ (Saada et al., 2008).....	50
Tabla II. 8: Valor recomendado de N_σ para $D = 0.2$ (Saada et al., 2008).....	51
Tabla III. 1: Comparación entre los métodos de diferencias finitas y elementos finitos (López Rayo, 2002).....	77
Tabla III. 2: Resultados de la carga de hundimiento obtenidos con tres tamaños de mallas distintos.....	93
Tabla III. 3: Resultados obtenidos variando la cantidad de nodos donde se aplica la carga.....	94
Tabla III. 4: Resultados de la carga de hundimiento en función del incremento de velocidad.....	99
Tabla III. 5: Resumen de los parámetros adoptados.....	101
Tabla III. 6: Correlación de P_{hFDM} y $P_{hS\&O}$ con RCS.	105
Tabla III. 7: Ecuaciones $\Delta Ph / P_{hS\&O}$ en función del m_o , para distintos valores de GSI.....	110
Tabla III. 8: Resumen de los resultados obtenidos en el ejemplo.....	115
Tabla IV. 1: Resumen de los parámetros adoptados.....	119
Tabla IV. 2: Ecuaciones del porcentaje de W_F en función de RCS para distintos valores de GSI.....	127
Tabla IV. 3: Resumen de los resultados obtenidos con y sin peso propio del material	131
Tabla IV. 4: Incremento de carga debido al peso propio del material ($m_o = 12 / B = 22$ m / RCS = 5 MPa).....	133
Tabla IV. 5: Parámetros asociados a los tres tipos de terreno localizados bajo la cimentación. (Justo et al., 2006).....	135
Tabla IV. 6: Factor de seguridad para diferentes probabilidades de fallo (COV Serrano y Olalla (1996)).....	137
Tabla IV. 7: Capacidad de carga estimada para diferentes materiales y probabilidad de fallo.....	137

Tabla V. 1: Resumen de los parámetros adoptados.....	139
Tabla VI. 1: Resumen de los parámetros adoptados.....	155
Tabla VI. 2: Ecuación de C_F dependiendo del m_o , para distintos valores de GSI.....	166
Tabla VI. 3: Comparación de los valores de $N_{\sigma C}$ con diferentes métodos de cálculo.	170
Tabla VI. 4: Resultados de carga de hundimiento listados por Tajeri (2015).....	173
Tabla VII. 1: Resumen de los parámetros adoptados.....	175
Tabla VII. 2: Resumen de las hipótesis utilizadas.....	176
Tabla VII. 3: Ecuaciones de R_F dependiendo del m_o , para diferentes valores de GSI.	183
Tabla VII. 4: Resumen de los resultados obtenidos.....	187
Tabla VIII. 1: Resumen de los parámetros adoptados.....	192
Tabla VIII. 2: Resumen de las hipótesis utilizadas.....	192
Tabla VIII. 3: Ecuaciones D_F en función del m_o , para distintos valores de GSI.....	199
Tabla VIII. 4: Resumen de los resultados obtenidos.....	203
Tabla IX. 1: Resumen de los parámetros adoptados.....	219
Tabla IX. 2: Resumen de los casos estudiados en función del GSI.....	220
Tabla IX. 3: Resumen de los casos estudiados en función del espesor de la capa superior (H).....	221
Tabla IX. 4: Ejemplo con GSI 10 y 30.....	223
Tabla IX. 5: Ejemplo con GSI 30 y 50.....	223
Tabla IX. 6: Ejemplo con GSI 30 y 85.....	224
Tabla IX. 7: Carga de hundimiento de macizos rocosos homogéneos.....	232
Tabla IX. 8: Ejemplo de aplicación de B_F	235

CAPÍTULO I:

Introducción y objetivos

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

1. Introducción

El cálculo de la carga de hundimiento de cimentaciones superficiales en macizos rocosos gana gradualmente más importancia en el área de la mecánica de rocas, estando sobre todo enfocado a proyectos relacionados con presas y obras civiles.

El método analítico para el cálculo de la carga de hundimiento de macizos rocosos propuesto por Serrano y Olalla (1994) y Serrano et al. (2000) adopta el criterio de rotura de Hoek y Brown (1980) y Hoek y Brown modificado (1997) respectivamente; además, se basa en el método de las líneas características propuesto por Sokolovskii (1965).

Como es sabido, el criterio de rotura no-lineal de Hoek y Brown (1980, 1997, 2002) es aplicable en los casos donde el macizo rocoso presenta un comportamiento homogéneo e isótropo, es decir, que por inexistencia o por abundancia de discontinuidades tiene las mismas propiedades mecánicas en todas las direcciones. La teoría de las líneas características, adopta las hipótesis de deformación plana, ley de flujo asociada y no considera el incremento de la carga de hundimiento debido al peso propio del material.

Considerando las limitaciones presentadas por la solución analítica, se buscó conocer cómo la consideración del peso propio del material, la presencia del nivel freático, la forma de zapata, la rugosidad de la base en el contacto entre la zapata y el terreno, la ley de flujo adoptada y la presencia de dos capas con diferentes características geotécnicas, influyen la carga de hundimiento de una cimentación superficial apoyada en un macizo rocoso.

Para la estimación de la carga de hundimiento bajo las diferentes hipótesis estudiadas, se han realizado cálculos mediante diferencias finitas, aplicando el programa ampliamente contrastado FLAC, de Itasca.

La presente tesis está dividida en 11 capítulos cuyo contenido se resume brevemente a continuación:

- En el capítulo I se presenta la introducción y el objetivo del tema de investigación, se describe resumidamente los aspectos analizados y la metodología de cálculo adoptada en la investigación.
- En el capítulo II se incluye un detallado estado de arte que presenta cada uno de los aspectos influyentes en la carga de hundimiento que serán objeto de estudio en los siguientes capítulos.
- En el capítulo III se presenta la metodología adoptada para la elaboración del modelo numérico y la realización de los cálculos de la carga de hundimiento bajo las diferentes hipótesis consideradas. También se realiza la validación del modelo numérico tanto en base a un completo estudio de convergencia, como comparando sus resultados con la conocida solución analítica propuesta por Serrano et al. (2000). Además, se presenta un coeficiente que, en función de los parámetros geotécnicos del macizo rocoso, correlaciona adecuadamente los resultados obtenidos a partir de la solución analítica con los estimados mediante diferencia finitas utilizando el programa FLAC, de Itasca.
- En el capítulo IV se realiza el análisis de la influencia del peso propio del material en la carga de hundimiento de una zapata corrida. Se propone un coeficiente de correlación que puede ser utilizado conjuntamente con la solución analítica, para estimar de manera semi-analítica la carga de hundimiento de una zapata superficial en un macizo rocoso considerando el incremento de carga debido al peso propio del material. Además, se demuestra que la aplicación del coeficiente utilizado en mecánica de suelos conlleva a una sobreestimación substancial de la carga de hundimiento de un macizo rocoso.
- En el capítulo V se estudia la influencia, en la carga de hundimiento, del nivel freático bajo la cota de cimentación de una zapata en un macizo rocoso. Se consideran diferentes profundidades con respecto a la base de apoyo, y se aporta un nuevo coeficiente corrector que combina el coeficiente propuesto para la consideración de la influencia del peso propio de la roca, de manera que puede

ser también dependiente de la localización del nivel freático.

- En el capítulo VI el análisis está enfocado en la variación de la carga de hundimiento en función de la forma de la zapata, corrida o circular. Es decir, se quiere considerar el efecto tridimensional. Así, se propone un factor corrector debido a la forma que permite determinar la carga de hundimiento de una zapata circular a partir del cálculo analítico existente para una zapata corrida.
- En el capítulo VII se estudia la colaboración de la rugosidad del contacto de la base entre la zapata y el terreno en la carga de hundimiento. Se propone un factor para calcular el incremento de resistencia de una cimentación con contacto rugoso entre zapata y terreno respecto a una con contacto liso.
- En el capítulo VIII se analiza la influencia de la ley de flujo no asociada con dilatancia nula en la carga de hundimiento, considerando deformación plana y con la posibilidad de incluir el peso propio del macizo rocoso. Se propone un coeficiente corrector que disminuya la carga de hundimiento calculada con la hipótesis de dilatancia asociada, mediante la solución analítica de Serrano et al. (2000), para estimarla considerando ley de flujo no asociada con dilatancia nula.
- En el capítulo IX se realiza un análisis de la carga de hundimiento de un macizo rocoso formado por dos capas con diferentes calidades geotécnicas. Se propone un coeficiente que permite estimar la carga de hundimiento de un macizo rocoso bicapa a partir de la capacidad portante calculada para un macizo rocoso homogéneo formado únicamente por la capa superior.
- El capítulo X contiene las conclusiones del trabajo de investigación realizado y la propuesta de futuras líneas de investigación relacionadas con la necesidad de profundizar en el conocimiento de la carga de hundimiento de cimentaciones superficiales apoyadas en macizos rocosos.
- El capítulo XI presenta las referencias utilizadas en los capítulos previos.

2. Objetivos

La investigación se centra en la búsqueda de coeficientes correctores aplicables en el cálculo de cimentaciones superficiales sobre macizos rocosos.

Es importante destacar que la solución analítica de Serrano et al. (1994, 2000) es un método de cálculo muy potente, pero limitado por una serie de hipótesis que simplifican la realidad. Además, hay que indicar, que a pesar de que en un macizo rocoso de buena calidad geotécnica la carga de hundimiento no condiciona el diseño de la cimentación, no todos los macizos rocosos se encuadran en esa clasificación. Los macizos muy fracturados y/o de baja resistencia a compresión simple pueden presentar, por un lado, cargas de hundimiento insuficientes, al no considerar la forma de la cimentación o la resistencia debida al peso propio del material; como por otro, pueden sobreestimarlas al ser adoptada una ley de flujo asociada.

El objetivo principal de la presente investigación ha consistido en buscar conocer cuánto, cómo y porqué esas diferentes hipótesis de cálculo influyen la carga de hundimiento de una cimentación superficial apoyada en un macizo rocoso.

Así, se parte de la solución analítica propuesta por Serrano et al. (2000) para el cálculo de cimentaciones superficiales sobre macizos rocosos, y se busca conocer los cambios de capacidad portante provocados por situaciones particulares muy comunes en la práctica de la ingeniería: influencia del peso propio del macizo, el efecto del nivel freático, consideración de la forma, influencia de la rugosidad de la de base en el contacto entre la zapata y el terreno, el efecto de la ley de flujo adoptada y la presencia de dos niveles con diferentes calidades geomecánicas.

Para la realización de los cálculos de la carga de hundimientos se ha utilizado el programa de diferencias finitas FLAC, de Itasca. Para la experimentación numérica se ha modelizado una serie de casos generados a partir de la combinación de diferentes parámetros geotécnicos y geométricos, que afectan la carga de hundimiento en menor o mayor medida. Los valores adoptados para esos parámetros han sido elegidos intentando abarcar una gran variedad de macizos rocosos y geometrías que ocurren comúnmente en las obras civiles.

Además, los resultados de la carga de hundimiento obtenidos numéricamente han sido validados mediante un estudio de convergencia del modelo numérico, y comparados con los resultados de la carga de hundimiento obtenidos con la solución analítica de Serrano et al. (2000) y con otros métodos disponibles en la literatura.

También se han estudiado los diferentes mecanismos de rotura que se han desarrollado bajo la cimentación, comparando el tamaño y la forma de la cuña de rotura con las geometrías descritas por otros autores y con las que se producen en los casos simplificados de la solución teórica.

Finalmente, una vez realizado el estudio de cómo cada hipótesis influye sobre la carga de hundimiento, y de qué parámetros son decisivos en la variación de los resultados, el presente trabajo propone una serie de coeficientes correctores para que el cálculo de estas configuraciones particulares pueda ser realizado de forma más simplificada y generalizada.

Los coeficientes propuestos pueden ser aplicados a la carga de hundimiento calculada por el método analítico, de manera que amplía las situaciones/hipótesis abarcadas por el mismo, resultando una metodología semi-analítica.

CAPÍTULO II:

Estado del conocimiento

CAPÍTULO II: ESTADO DEL CONOCIMIENTO

1. Introducción

La mecánica de rocas dentro de la ingeniería civil es una rama extremadamente amplia que está enfocada principalmente a las grandes obras, como las de túneles, puentes de grandes luces, presas y edificaciones singulares.

En la presente investigación se ha abordado el tema de la carga de hundimiento de cimentaciones superficiales en macizos rocosos. Entendiendo como carga de hundimiento la carga máxima a partir de la cual las tensiones en el terreno sobrepasan la capacidad portante del terreno, produciéndose un fallo/rotura del terreno de apoyo, pudiendo provocar el colapso total o parcial de la estructura.

Debido a la gran capacidad portante que el material rocoso normalmente presenta, el estudio de la carga de hundimiento de cimentaciones superficiales apoyadas en macizos rocosos está normalmente enfocado a presas de gravedad, puentes de grandes luces y edificaciones singulares. En la Figura II. 1 se muestra una panorámica de la presa Breña II que está cimentada sobre un macizo rocoso, en la zona del entorno de Sierra Morena (macizo Ibérico), sobre una formación de rocas metamórficas del precámbrico, constituidas por grauvacas intercaladas con formaciones de esquistos micáceos. Como es usual en este tipo de formaciones, las mismas se encuentran fuertemente foliadas, en este caso son subverticales con ángulos de buzamiento 50° a 85° hacia aguas abajo. Esta disposición es muy favorable desde el punto de vista geotécnico para una presa de gravedad. Con una altura máxima de 119 m y una longitud de coronación de 685 m, construida entre 2005 y 2008, fue en su día la presa más grande del Europa en volumen de hormigón compactado (Sandoval y Quiñónez, 2007).

Figura II. 1: Presa de Breña II (Sandoval y Quiñónez, 2007)

En la Figura II. 2 se puede observar el puente atirantado Queensferry Crossing en Edimburgo, construido en 2018, que es un ejemplo de puente con los cimientos apoyados en un macizo rocoso. El sustrato rocoso está recubierto por 20 a 25 m de depósito cuaternario en la mayor parte del estuario. El sustrato rocoso está compuesto por areniscas, argilitas y limolitas. Por debajo de estas formaciones aparece la dolerita (roca ígnea intrusiva de granulado fino a medio, con muchos cristales de color gris oscuro o negro), que aflora en la isla donde se apoya la Torre Central. Todo este sustrato rocoso presenta un RQD muy alto y resistencias a compresión simple generalmente superiores a 15 MPa, salvo casos puntuales. El puente tiene una longitud de 2638 m, y una anchura de 39.6 m. Está formado por dos tramos de aproximación y un tramo central en el que destacan los dos vanos centrales de 650 m de luz entre tres pilonos de 210 m de altura (Pita, 2019).

Figura II. 2: Puente atirantado Queensferry Crossing (Pita, 2019)

1.1. Métodos para la estimación de la carga de hundimiento

En la literatura técnica se reporta que para la estimación de la carga de hundimiento se han empleado varios métodos de análisis, principalmente se destacan: método del equilibrio límite (Terzaghi, 1943; Meyerhof, 1951), método de líneas características (Sokolovskii, 1965), método de análisis límite (Sloan, 1988; Sloan y Kleeman, 1995) y métodos numéricos (Griffiths, 1982).

El método de equilibrio límite es una metodología de cálculo bien conocida y muy utilizada también en el cálculo de estabilidad de taludes, y consiste en analizar el factor de seguridad para superficies de rotura potenciales. Se adopta como carga de hundimiento la que corresponde, con un factor de seguridad estricto ($FoS = 1$), a la superficie de rotura más desfavorable.

Por su parte, el método de las líneas características consiste en la resolución de sistemas hiperbólicos de ecuaciones diferenciales en derivadas parciales (Sokolovskii, 1965). Este método simplifica las ecuaciones de los sólidos plásticos asumiendo una serie de hipótesis (Bower, 2009):

- Deformación plana
- Carga casi-estática
- Sin cambios de temperatura
- Sin peso propio del material
- El sólido rígido es perfectamente plástico

La aplicación en la práctica de este método no es inmediata, pero ha dado origen a soluciones analíticas cerradas y permitió resolver el problema en mecánica de suelos, dando origen a la formulación de Brinch-Hansen, que es actualmente universalmente aceptada para el cálculo de su capacidad soporte. En el presente trabajo interesa particularmente la solución analítica para el cálculo de la carga de hundimiento en rocas propuesta por Serrano et al. (2000).

El método cinemático de análisis de límites depende de la construcción de un campo de velocidad, admisible para un material plástico perfectamente rígido obedeciendo la ley de flujo asociada. De manera que, al igualar el incremento de energía disipada en el campo de velocidad al incremento de trabajo externo, se obtiene un límite superior o inferior de la carga de rotura que es la carga resistente a la rotura (Drescher, 1989).

Los métodos numéricos se han difundido ampliamente en las últimas décadas con la mejora de la capacidad de procesamiento de datos de los ordenadores. En el ámbito de la geotécnica, dependiendo del problema objeto de estudio, se han aplicado con éxito distintos métodos: diferencias finitas, elementos finitos, elementos discretos, o optimización DLO, entre otros.

La aplicación del método de diferencias finitas destaca en los casos de criterios de rotura no lineal, porque es un método de cálculo explícito, que no necesita almacenar ningún tipo de matriz de rigidez; además, no es necesario el uso de procesos de iteración para obtener el incremento de tensiones a partir de las deformaciones. En la presente investigación, teniendo en consideración que el comportamiento mecánico de los macizos rocosos es marcadamente no lineal, se ha elegido este método de cálculo numérico para

la realización de la experimentación numérica. La potencia del método de las diferencias finitas consiste en trabajar directamente las ecuaciones diferenciales y algebraicas que definen la solución del problema, sin necesidad de recurrir a formulaciones débiles o dependientes de elementos y/o funciones definidas por el usuario.

El método de los elementos finitos es una técnica numérica para la resolución de ecuaciones diferenciales en derivadas parciales con valores en el contorno que es reformulado en forma variacional, en el que el dominio espacial es dividido mediante una partición en subdominios, llamados elementos finitos. Así, se puede transformar un problema de cálculo diferencial en un problema de álgebra lineal.

Este método ha sido prolíficamente usado en ingeniería y en particular en problemas de mecánica del medio continuo, debido a su facilidad de implementación y a sus reducidos costes computacionales en relación a las diferencias finitas. Su cálculo se basa en el método implícito, necesitando para la solución de problemas no lineales una gran capacidad de procesamiento de datos en ordenador, lo que ha limitado sus ventajas en relación a otros métodos en su aplicación a la mecánica de suelos y rocas, debido a la necesidad de incorporar la plasticidad y las necesarias leyes de fluencia.

El método de elementos discretos puede ser descrito de manera simplificada como un modelo donde se representa el medio, el material, mediante “esferas” (Figura II. 3). Este método de cálculo es recomendable, por ejemplo, para el estudio del desgaste, de la interacción entre interfases o del comportamiento de suelos granulares gruesos.

Figura II. 3: Representación de una junta plana mediante elementos discretos (Bahaaddini et al. 2013).

Entre los cuatro métodos numéricos citados, tal vez el menos conocido es el de optimización de distribución de discontinuidades (DLO), que fue desarrollado por Smith and Gilbert (2007) y está basado en el método tradicional de equilibrio límite, aunque no presupone un modo determinado de rotura como aquél. Consiste en la identificación de todos los posibles mecanismos de rotura del medio, para una resolución determinada de nodos, determinando como crítico, mediante un procedimiento de optimización, aquél que está asociado a una mínima energía.

1.2. Criterios de rotura

Las soluciones analíticas tradicionales para la estimación de la carga de hundimiento en suelos (Terzaghi, 1943; Brinch Hansen, 1970) han sido desarrolladas para el criterio lineal de rotura de Mohr-Coulomb que depende de los parámetros de cohesión y ángulo de rozamiento interno (ecuación (II. 1)).

$$\tau = c + \sigma_n \cdot \cos \phi \quad (II. 1)$$

Donde:

- τ : es la tensión tangencial que actúa en el plano de rotura
- c : es la cohesión, una constante que representa la tensión cortante que puede ser resistida sin que haya ninguna tensión normal aplicada
- σ_n : es la tensión normal que actúa en el plano de rotura
- ϕ : es el ángulo de fricción

Dado el desarrollo del criterio de rotura no-lineal de Hoek y Brown (Hoek y Brown, 1980 y 1997; Hoek et al., 2002) para macizos rocosos (ecuación (II. 2)), en la mayoría de los cálculos de la capacidad portante en macizos rocosos, se deducen los parámetros resistentes equivalentes del criterio de rotura Mohr-Coulomb para el nivel tensional correspondiente del macizo rocoso, de manera que se permite su introducción en las formulaciones tradicionales.

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} = \left(m \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (II. 2)$$

σ_1 y σ_3 son las tensiones principales mayor y menor en el momento de rotura, σ_c la resistencia a compresión simple de la roca intacta, los parámetros m , s y a (ecuaciones (II. 3), (II. 4) y (II. 5) respectivamente) dependen de m_o (tipo de roca), GSI (estado y calidad del macizo) y D (alteración del macizo rocoso producido por la excavabilidad, que, en cimentaciones superficiales, salvo casos excepcionales, suele realizarse por medios mecánicos y ser considerado igual a cero):

$$m = m_o \cdot \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14 \cdot D}\right) \quad (II. 3)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3 \cdot D}\right) \quad (II. 4)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (II. 5)$$

Por otro lado, en vista de la costumbre de trabajar con valores de cohesión y de ángulo de rozamiento, Singh et al. (2011) y Singh y Singh (2012) han propuesto un criterio de rotura denominado Mohr-Coulomb Modificado, para macizos rocoso sanos y fracturados respectivamente. Para ello, han empleado el concepto de estado crítico en

rocas de Barton, que prevé que, superada la presión crítica de confinamiento, no hay más aumento de la tensión desviadora en rotura. La ecuación (II. 6), expresa de forma general el criterio de rotura de Singh et al. para macizos rocosos:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_{ci} + 2 \frac{\sin \phi_{i0}}{1 - \sin \phi_{i0}} \sigma_3 - \frac{\sin \phi_{i0}}{1 - \sin \phi_{i0}} \frac{\sigma_3^2}{\sigma_{ci}} \quad (II. 6)$$

Donde:

- σ_1 y σ_3 son las tensiones principales mayor y menor en el momento de rotura
- σ_c la resistencia a compresión simple de la roca intacta
- σ_{ci} la resistencia a compresión uniaxial del macizo rocoso
- ϕ_{i0} es el ángulo de fricción obtenido mediante ensayo triaxial a baja tensión de confinamiento ($\sigma_3 \approx 0$)

Según los autores, este criterio se ajusta mejor a los resultados obtenidos en ensayos triaxiales que los criterios de rotura de Mohr-Coulomb o de Hoek y Brown (Figura II. 4).

Figura II. 4: Comparación de los resultados obtenidos con el criterio de rotura de Mohr-Coulomb modificado y otros métodos (modificado Singh et al., 2011)

Hay que indicar que los criterios mencionados se aplican a un macizo rocoso con un comportamiento homogéneo e isótropo, es decir, que por inexistencia o por abundancia de discontinuidades tiene las mismas propiedades mecánicas en todas las direcciones (Figura II. 5).

Figura II. 5: Esquema de macizos rocosos donde se aplica el criterio de rotura de Hoek y Brown (modificado Hoek, 2006)

La homogeneidad está relacionada con una composición uniforme de minerales en la matriz rocosa. La concentración de componentes en algunas zonas, o en capas, torna la roca heterogénea y su comportamiento anisótropo del tipo microestructural.

Otro origen de anisotropía es la presencia de defectos en el macizo rocoso, denominada de anisotropía macroestructural, la cual condiciona más la resistencia y deformabilidad de los macizos (Figura II. 6). La existencia de planos de discontinuidad no define de forma absoluta la anisotropía. En la Figura II. 5 se puede observar que el criterio de rotura de Hoek y Brown se aplica cuando existen muchas o ninguna discontinuidad, siendo anisótropos los casos con una o dos familias de diaclasas.

Figura II. 6: Tipos de anisotropía en macizos rocosos.

Por otro lado, es muy importante la relación entre el espaciado de las discontinuidades y el tamaño de la obra que será ejecutada. Dependiendo de esta relación se puede considerar como homogéneo o heterogéneo, isótropo o anisótropo, cambiando significativamente el tipo de rotura y el método de cálculo que se debe adoptar.

1.3. La carga de hundimiento para macizos rocosos anisótropos

En el caso de macizos rocosos con anisotropía transversal, Serrano y Olalla (1998a, 1998b) han propuesto un método de cálculo que se basa en la combinación de la resistencia de la roca matriz y de los planos de debilidad (fracturas, juntas, diaclasas, planos de estratificación...).

Serrano et al. (2016) han actualizado el método de cálculo para la adopción del criterio de rotura de Hoek y Brown modificado (Hoek et al., 1992; Hoek et al., 2002) para el macizo rocoso, manteniendo que las familias de discontinuidades son gobernadas por un criterio lineal, en función de la cohesión y del ángulo de fricción interno de la

discontinuidad.

Se supone que la cimentación actúa en el borde del talud, siendo esta el caso pésimo (Figura II. 7). Únicamente bajo esta situación es posible resolver matemáticamente la teoría de la plasticidad aplicada al problema de la cimentación superficial (Serrano y Olalla, 1998a)

Figura II. 7: Esquema simplificado de una cimentación en un macizo rocoso anisótropo (Serrano y Olalla, 1998a)

El método de cálculo es dependiente por un lado del tipo y de la calidad del macizo rocoso (m_o , RCS, GSI y D); y por otro, de los parámetros geométricos: inclinación del terreno (α), de las discontinuidades (χ) y de las cargas (i_1 y i_2).

Según los autores se pueden dar seis mecanismos de rotura (representados en la Figura II. 8):

- MI: Homogéneo e isotrópico (rotura ocurre independiente de las discontinuidades)
- M1: La rotura se produce debido a la presencia de planos de debilidad en el contorno 1 (Figura II. 7)
- M2: La rotura ocurre debido a la presencia de planos de debilidad en el contorno

2 (Figura II. 7)

- MC: El mecanismo complejo es debido a la presencia de planos de debilidad en la posición intermedia. Es el caso más general y complejo pues los dos anteriores se pueden considerar como una degeneración de este.
- MS: En el mecanismo simple la rotura ocurre totalmente por una cuña formada por la familia de defectos con entrada y salida en ambos contornos. La solución depende sólo de la resistencia de los planos de debilidad.
- MD: En el mecanismo doble la rotura pasa tanto por la familia de defectos, como por el macizo rocoso, y la salida se produce por el contorno 2.

Figura II. 8: Posibles mecanismos de rotura anisótropa dependiendo del buzamiento de los planos de debilidad (Serrano y Olalla, 1998a)

Cabe destacar que la carga de hundimiento de un macizo rocoso con anisotropía transversal es extremadamente dependiente de la inclinación de las discontinuidades. En la Figura II. 9 se observa dos ejemplos de cómo la carga de hundimiento y el mecanismo de rotura cambian en función del ángulo de buzamiento de la discontinuidad.

Figura II. 9: Ejemplo de variación de la carga de hundimiento y de mecanismo de rotura en función de la variación del buzamiento de las discontinuidades. Con diferentes ángulos de rozamiento de la discontinuidad (Φ): (a) 10° ; (b) 20° ; (c) 30° (Serrano et al., 2016).

En la Figura II. 9 se presentan tres casos sobre terreno horizontal ($\alpha = 0^\circ$), siendo normal la carga aplicada en ambos contornos ($i_1 = i_2 = 0^\circ$), y donde únicamente se varia el ángulo de rozamiento de la discontinuidad.

Cabe destacar que para discontinuidades horizontales ($\chi = 90^\circ$) se produce una disminución considerable de la resistencia, en el caso particular de la Figura II. 9, resulta una capacidad soporte del orden del 10% de la resistencia presentada por un macizo rocoso isótropo. Mientras que para ángulos subverticales (aproximadamente: $\chi < 10^\circ$ o $\chi > 150^\circ$) el comportamiento del macizo es similar al de un medio isótropo.

En función del ángulo de rozamiento y de la inclinación de las discontinuidades aparecen diferentes mecanismos de rotura, marcados en los ábacos de la Figura II. 9, y el valor de la carga de hundimiento es directamente afectado por el tipo mecanismo de rotura desarrollado.

2. La carga de hundimiento para macizos rocosos homogéneos e isótropos

En las últimas décadas se han desarrollado algunos métodos analíticos para la estimación de la carga de hundimiento en macizos rocosos en base a los parámetros que definen el criterio de rotura Hoek y Brown. El método analítico que resuelve las ecuaciones de equilibrio interno junto con la envolvente de resistencia fue resuelto por Serrano y Olalla (1994) y Serrano et al. (2000) para el criterio de rotura de Hoek y Brown (1980) y de Hoek y Brown modificado (1997) respectivamente. La solución analítica se basa en el método de las líneas características (Sokolovskii, 1965), con la hipótesis de no considerar el peso propio del material.

En el caso de los macizos rocosos es esperable que la influencia del peso propio del terreno llegue a ser significativa en el caso de macizos de baja calidad (pues las componentes de resistencia del terreno son bajas en relación con el incremento de carga debido al peso) y en los casos de cimentaciones de grandes dimensiones, ya que se involucra una gran cantidad de terreno.

El método propuesto por Serrano et al. (2000), aplica la teoría de las líneas características, adoptando las hipótesis de deformación plana, la ley de flujo asociada, coaxialidad, superficie de fluencia perfectamente plástica, talud al borde de la cimentación de pendiente limitada (debido a que un valor elevado convertiría la

aplicación en un problema de estabilidad global, donde el peso propio resulta fundamental).

La formulación de la carga de hundimiento propuesta por Serrano et al. (2000) introduce un factor de carga ($N_{\sigma 0}$), de manera que la presión de hundimiento resulta proporcional a la resistencia a compresión simple de la roca (RCS) (ecuación (II. 7)). El método propuesto por los autores se describe en el apartado 3 del presente capítulo.

$$P_h = RCS \cdot N_{\sigma 0} \quad (II. 7)$$

De la misma forma, en otros métodos, se observa una formulación semejante de la carga de hundimiento a partir de un valor proporcional a la RCS, como por ejemplo el método de Carter y Kulhawy (1988), recomendado por la AASHTO (2012), se basa en la solución del límite inferior adoptando la hipótesis sin peso propio del terreno (Figura II. 10).

Figura II. 10: Esquema de la formulación para la estimación de la carga de hundimiento de Carter y Kulhawy (1988) (Carter y Kulhawy, 1988).

También en el código canadiense (Canadian Foundation Engineering Manual, 2006), se usa el factor de carga, denominado K_{sp} . En ese caso es dependiente del espaciado y de la abertura de las discontinuidades, y del ancho de la zapata (Figura II. 11). De acuerdo con esa normativa, K_{sp} multiplicado por la RCS es el valor de la carga admisible considerando un factor de seguridad al hundimiento de 3.

Figura II. 11: Estimación del factor de carga de acuerdo con el manual canadiense (Canadian Foundation Engineering Manual, 2006)

El Eurocódigo 7 (2004) propone un método simplificado, en el cual, de acuerdo con el tipo de roca, se estima la carga de hundimiento en ábacos como función de la RCS y del espaciamiento de las discontinuidades. El procedimiento consiste en seleccionar a partir de la Figura II. 12 a qué grupo pertenece el macizo rocoso y después estimar en la carga de hundimiento mediante la Figura II. 13.

En la Figura II. 13 se elige la gráfica adecuada al tipo de roca, se entra en el eje de la ordenada con el valor de la RCS y en el eje de la abscisa con el espaciado de las discontinuidades, interpolando la carga de hundimiento a partir de las curvas proporcionadas.

Group	Type of rock
1	Pure limestones and dolomites Carbonate sandstones of low porosity
2	Igneous Oolitic and marly limestones Well cemented sandstones Indurated carbonate mudstones Metamorphic rocks, including slates and schist (flat cleavage/foliation)
3	Very marly limestones Poorly cemented sandstones Slates and schists (steep cleavage/foliation)
4	Uncemented mudstones and shales

Figura II. 12: Tipos de rocas de acuerdo con el Eurocódigo (CEN, 2004)

Abcissa: q_u (MPa): uniaxial compressive strength Ordinate: d_s (mm) discontinuity spacing
 1 Group 1 rocks, 2 Group 2 rocks, 3 Group 3 rocks, 4 Group 4 rocks,
 5 Allowable bearing pressure not to exceed uniaxial compressive strength of rock if joints are tight or 50 % of this value if joints are open,
 6 Allowable bearing pressures: a) very weak rock, b) weak rock c) moderately weak rock d) moderately strong rock, e) strong rock
 Spacings: f) closely spaced discontinuities g) medium spaced discontinuities h) widely spaced discontinuities
 For types of rock in each of four groups, see Table G.1. Presumed bearing resistance in hatched areas to be assessed after inspection and/or making tests on rock. (from BS 8004)

Figura II. 13: Gráficos para la estimación de la carga de hundimiento (CEN, 2004)

De acuerdo con Miranda et al. (2011) el método propuesto por el EC7 no contempla importantes aspectos que influyen la carga de hundimiento como el empotramiento de la cimentación, la forma, la excentricidad de la carga, la presencia del nivel freático, entre otros.

Sin embargo, es importante destacar que existen normas más antiguas, como la EM 1110-1-2908 (1994), que propone el cálculo con base en el método de equilibrio límite y con los parámetros del criterio lineal Mohr-Coulomb (Figura II. 14).

$$q_{ult} = cN_c + 0.5 \gamma B N_\gamma + \gamma D N_q$$

where

q_{ult} = the ultimate bearing capacity

γ = effective unit weight (i.e. submerged unit wt. if below water table) of the rock mass

B = width of foundation

D = depth of foundation below ground surface

c = the cohesion intercepts for the rock mass

ϕ = angle of internal friction for the rock mass

$$N_c = 2 N_\phi^{1/2} (N_\phi + 1)$$

$$N_\gamma = N_\phi^{1/2} (N_\phi^2 - 1)$$

$$N_q = N_\phi^2$$

$$N_\phi = \tan^2 (45 + \phi/2)$$

Figura II. 14: Ecuación recomendada para la estimación de la carga de hundimiento de acuerdo con la EM 1110-1-2908 (modificado EM 1110-1-2908, 1994)

Galindo et al. (2017) han propuesto para el criterio de rotura de Mohr-Coulomb modificado una solución analítica para la estimación de la carga de hundimiento de una cimentación superficial basada en el método de las líneas características. Los autores proponen una solución analítica cerrada y presentan una serie de gráficas, como la de la Figura II. 15, que permiten estimar de manera bastante sencilla el valor de la carga de hundimiento de una cimentación superficial apoyada en un macizo rocoso. En esta solución analítica, el valor de la carga de hundimiento es dependiente tanto de parámetros geométricos, es decir de la inclinación del talud (α) y de las cargas aplicadas (i_1 y i_2), como geotécnicos (GSI, RCS de la roca intacta (σ_c), y del ángulo de fricción obtenido con baja tensión de confinamiento (ϕ)). El ángulo de fricción puede ser estimado mediante los parámetros de Hoek y Brown (m_o , GSI y D). En la Figura II. 15 el asterisco significa que las tensiones son adimensionalizadas respecto de σ_c , siendo, σ^*_I la tensión principal

mayor normalizada y σ_{nl}^* la carga aplicada en el contorno 1 también normalizada.

Figura II. 15: Ejemplo de gráfica para la estimación de la carga de hundimiento (Galindo et al. 2017)

Merifield et al. (2006) aplicaron las teorías de los límites superior e inferior, como una extensión de la formulación desarrollada por Lyamin y Sloan (2002a, 2002b), para determinar la carga de hundimiento de la zapata corrida sobre el macizo rocoso fracturado cuyo comportamiento es del tipo Hoek y Brown. Estos autores han propuesto gráficas para la estimación del factor de carga con y sin peso propio del material. En la Figura II. 16 se puede estimar $N_{\sigma 0}$ en función del tipo de roca (m_o) y de la calidad general del macizo rocosos (GSI), y aplicando ese coeficiente conjuntamente con la RCS en la ecuación (II. 7) se estima la carga de hundimiento.

Figura II. 16: N_{σ_0} propuesto por Merifield et al. (2006); (a) $GSI = 10 - 50$; (b) $GSI = 60 - 100$ (modificado Merifield et al., 2006)

Merifield et al. (2006) han observado que el uso de los parámetros equivalentes de Mohr Coulomb sobreestima la capacidad portante hasta un 157% en el caso de macizos rocosos de buena calidad (Geological Strength Index (GSI) cerca de 75). También ha comparado los resultados obtenidos por el método de Serrano et al. (2000) y Carter y Kulhawy (1988) con valores estimados mediante elementos finitos concluyendo que el método que mejor se aproxima a la solución numérica es el de Serrano et al. (2000), con una excepción para los casos de $GSI \leq 10$ en los cuales el método analítico de Serrano et al. (2000) es más conservador y subestima el factor de capacidad de carga hasta en un 35%. Mientras que el método propuesto por Carter y Kulhawy (1988) es bastante

conservador, estando normalmente de 30 a 80% por debajo de los resultados obtenidos numéricamente.

Distintos cálculos mediante elementos finitos utilizando el método del límite superior e inferior, desarrollados respectivamente por Sloan (1988) y Sloan y Kleeman (1995), han sido empleados por Sutcliffe et al. (2004) y Zheng et al. (2000) para determinar la carga de hundimiento de macizos rocosos fracturados y con discontinuidades. De esta manera, Sutcliffe et al. (2004), analizando el límite inferior, han observado que la carga de hundimiento depende de las propiedades geotécnicas del macizo, del número de familias de discontinuidades y de su orientación y resistencia. Concluyendo que en los casos con una única familia de discontinuidades la carga de hundimiento puede reducirse en más de 60%, con dos familias esa disminución puede superar el 87%, y con tres familias esa pérdida aún se puede incrementar en más del 40%. Por su parte, Zheng et al. (2000) han estudiado los límites superiores e inferiores de la carga de hundimiento de rocas fisuradas, concluyendo que de manera general los resultados obtenidos con el límite inferior son más precisos al obtener mejores valores de contraste con los resultados obtenidos por el método de las líneas características.

Tajeri et al. (2015) y Alavi y Sadrossadat (2016) han aplicado el modelo de programación genética lineal (LGP), Figura II. 17, para estimar la capacidad portante de una cimentación superficial apoyada en un macizo rocoso, el estudio se basa en 102 resultados experimentales obtenidos de diferentes publicaciones (Tabla II. 1).

Figura II. 17: Esquema conceptual de programación genética (Alavi y Sadrossadat, 2016)

En la Figura II. 18 se presenta la ecuación propuesta por Tajeri et al. (2015).

$$q_{ult} = f\left(RMR, \gamma, q_u, D, B, \frac{S}{B}, \phi\right)$$

$$\downarrow$$

$$q_{ult, LGP} = 0.064 \sqrt{q_u \phi \frac{S}{B} \left(2 \frac{S}{B} + \sqrt{RMR \sqrt{RMR q_u B \gamma D} + \gamma D}\right)}$$

Where:

q_{ult} (MPa) = ultimate bearing capacity of the shallow foundation resting on rock mass

RMR = rock mass rating

γ (kN/m³) = effective unit weight of the rock mass

q_u (MPa) = the unconfined compressive strength of rock

D (m) = the embedment or excavation depth

B (m) = breadth or width of the foundation

S/B = the ratio of joint spacing to foundation width (equivalent diameter)

ϕ (°) = angle of internal friction for the rock mass.

Figura II. 18: Ecuación propuesta por Tajeri et al. (2015)

Alavi y Sadrossadat (2016) han analizado dos posibles modelos de predicción (Figura II. 19) en función de diferentes parámetros geotécnicos y geométricos. De acuerdo con los resultados obtenidos, el modelo dependiente de los parámetros m y s de Hoek y Brown presentó mejor ajuste con los resultados de ensayos de campo disponibles.

$$q_{ult, LGP1} = f\left(RMR, q_u, \frac{S}{B}, \phi\right) \rightarrow q_{ult, LGP1} = 0.45(RMR + 2q_u) + 0.25 \frac{S}{B} \left(0.35q_u + \phi + (0.5q_u(0.2\phi - 6)^2)\right)$$

$$q_{ult, LGP2} = f\left(m, s, q_u, \frac{S}{B}, \phi\right)$$

$$\nwarrow$$

$$q_{ult, LGP2} = \frac{S}{B} + 1.7 \left(\sqrt{\frac{S}{B} q_u \sqrt{mq_u \left(2 \frac{S}{B} - \phi + \left(\phi \frac{B}{S} \left(2s \frac{S}{B} + 0.25\right)^2\right)\right)}} \right)$$

RMR = Rock mass rating (rock mass classification)

m = Material constant in the Hoek and Brown failure criterion

s = Material constant in the Hoek and Brown failure criterion

q_u (ksf) = Unconfined compressive strength of rock

S/B = Ratio of joint spacing to foundation width (equivalent diameter)

ϕ (°) = Angle of internal friction for the rock mass

Figura II. 19: Ecuaciones propuestas por Alavi y Sadrossadat (2016)

En la presente investigación se ha intentado validar los resultados numéricos con los expuestos en la Tabla II. 1 obtenidos de ensayos en campo. Sin embargo, es importante destacar que en los ensayos de campo hay una serie de variables que no se pueden controlar o que son distintas de las hipótesis adoptadas en los cálculos numéricos, entre ellas:

- Muchos ensayos son de prueba de carga en pilotes o bien de placas de carga de pequeñas dimensiones con lo cual, el empotramiento resistente junto con el efecto escala altera considerablemente el resultado de la carga de hundimiento.

- Los ensayos no se han realizado con cimentaciones corridas, su resultado no puede ser comparado directamente con los obtenidos bajo la hipótesis de deformación plana. Esto permite estudiar el efecto forma pero generalmente limitado a pequeñas dimensiones.
- Algunos casos ensayados presentaban GSI muy elevados y RCS muy bajas, por lo que es planteable la adecuación de la envolvente de rotura al criterio de Hoek y Brown, siendo más plausible en estos casos utilizar el criterio de Hoek y Brown Modificado.
- Cabe mencionar que en algunos casos, debido a la relación entre ancho del ensayo y a la separación de las discontinuidades, el macizo rocoso presenta un comportamiento anisótropo.

En resumen, se quiere destacar que la comparación entre resultados numéricos y de ensayos de campo es muy útil, pero necesita ser realizada controlando cada uno de los parámetros de influencia para que se evite comparar situaciones muy distintas.

En la Tabla II. 1: γ es el peso específico efectivo de la roca, D el empotramiento o profundidad de la excavación, B el ancho del ensayo, S/B es la relación entre el espaciado de las discontinuidades y ancho del ensayo, ϕ ángulo de fricción interno de la roca y Q_{ult} es la carga de hundimiento.

Tabla II. 1: Casos listados por Tajeri et al. (2015)

Caso n°	Referencia	Tipo de roca	Calidad de la roca	Tipo de Ensayo	RMR	γ (kN/m ³)	D (m)	B (m)	RCS (MPa)	S/B	ϕ (°)	Q_{ult} (MPa)
1	Abu-Hejleh and Att-wooll (2005)	Argilita erosionada	Buena	Prueba de carga	70	19.89	4.91	1.07	0.63	1.86	29.3	2.63
2		Argilita azul con gran cantidad de arena, con capas finas y muy dura	Buena	Prueba de carga	70	19.89	4.27	1.22	0.8	1.62	29.3	2.54
3		Arenisca azul con gran cantidad de arcilla, bien cementada y muy dura	Buena	Prueba de carga	70	19.89	9.17	1.37	10.49	2	29.3	15.23
4		Pizarra/esquistos muy bien cementado, muy duro	Muy buena	Prueba de carga	82	19.01	6.1	1.22	22.98	1.75	25	26.33
5		Argilita azul con intercalaciones ocasionales de arenisca y limolita	Buena	Prueba de carga	70	21.27	1.1	0.79	1.21	3.46	30	6.94
6		Argilita erosionada	Buena	Prueba de carga	70	19.89	1.52	0.76	0.48	3.2	30	2.25
7	Baker (1985)	Tillita	Buena	Prueba de carga	70	18.86	18.29	1.28	1.38	2.38	35	5.84
8		Tillita	Buena	Prueba de carga	68	17.45	20.73	1.92	0.57	1.03	35	2.29
9	Burland and Lord (1970)	Tillita	Buena	Prueba de carga	80	20.28	18.29	0.76	1.11	2.4	35	4.79
10		Caliza, GM IV, parcialmente erosionada, con discontinuidades	Mala	Placa de carga	20	19.25	1.82	0.91	0.66	0.67	28	0.59
11		Caliza, GM V	Muy mala	Placa de carga	15	19.25	3.42	0.86	0.89	0.71	28	0.5
12		Caliza, GM IV, parcialmente erosionada, con discontinuidades	Muy mala	Placa de carga	15	19.25	3.42	0.86	1.14	0.71	28	0.6
13		Caliza, GM III, sin erosión	Muy mala	Placa de carga	15	19.25	7.77	0.86	1.25	0.71	30	0.6

Continuación Tabla II. 1

Caso n°	Referencia	Tipo de roca	Calidad de la roca	Tipo de Ensayo	RMR	γ (kN/m ³)	D (m)	B (m)	RCS (MPa)	S/B	ϕ (°)	Q_{ult} (MPa)
14	Butler and Lord (1970)	Marga/caliza	Media	Placa de carga	15	19.25	2.13	0.14	0.9	0.36	28	0.48
15		Marga/caliza	Media	Placa de carga	72	19.25	5.18	0.14	0.82	2.14	28	3.35
16		Caliza	Media	Placa de carga	60	19.25	5.49	0.14	0.82	2.18	30	2.4
17		Caliza	Media	Placa de carga	55	19.25	9.14	0.14	0.82	2.18	30	1
18		Caliza	Media	Placa de carga	70	19.25	10.67	0.14	0.82	2.18	30	0.96
19		Caliza	Mala	Placa de carga	68	19.25	12.19	0.14	0.55	2.18	30	0.96
20		Caliza	Mala	Placa de carga	35	19.25	7.62	0.14	0.6	2.18	30	1.15
21		Caliza	Mala	Placa de carga	35	19.25	10.36	0.14	0.61	2.18	30	1.46
22		Caliza	Mala	Placa de carga	35	19.25	6.91	0.14	0.58	2.18	30	1.61
23		Caliza	Mala	Placa de carga	40	19.25	2.34	0.14	0.5	2.18	30	1.11
24		Caliza	Mala	Placa de carga	50	19.25	3.86	0.14	0.53	2.18	30	1.03
25		Caliza	Mala	Placa de carga	50	19.25	5.39	0.14	0.9	2.18	30	0.46
26		Marga/caliza	Mala	Placa de carga	35	19.25	5.79	0.14	0.9	2.14	28	2.07

Continuación Tabla II. 1

Caso n°	Referencia	Tipo de roca	Calidad de la roca	Tipo de Ensayo	RMR	γ (kN/m ³)	D (m)	B (m)	RCS (MPa)	S/B	ϕ (°)	Q_{ult} (MPa)
27		Marga/caliza	Mala	Placa de carga	35	19.25	4.27	0.14	0.9	2.14	28	2
28		Marga/caliza	Mala	Placa de carga	15	19.25	11.73	0.14	0.87	2.14	28	3.5
29		Diorita, muy fracturada	Media	Prueba de carga	20	26.51	19	1.2	15	0.51	35	8.9
30		Limolita, intacta	Media	Prueba de carga	75	23.56	13.5	1.2	2.5	2.29	37	8.9
31	Glos y Briggs (1983)	Arenisca con niveles horizontales	Media	Prueba de carga	55	22.57	14.02	0.61	8.36	1	30	10.1
32		Arenisca con niveles horizontales	Media	Prueba de carga	60	22.57	15.24	0.61	9.26	1	30	13.1
33	Goeke and Hustad (1979)	Esquistos/Pizarras, con niveles ocasionales de limolita	Buena	Prueba de carga	78	20.56	8.8	0.76	0.81	4.01	24	4.69
34	Hummert y Cooling (1988)	Esquistos/Pizarras, con finas intercalaciones de arenica	Buena	Prueba de carga	65	25.74	0.3	0.46	3.82	2.65	25	9.33
35	Jubenville and Hepworth (1981)	Esquistos/Pizarras	Buena	Prueba de carga	65	21.5	1.52	0.31	1.08	6.39	40	2.98
36	Lake (1970)	Caliza GM V, completamente erosionada	Buena	Placa de carga	70	19.25	7.7	0.14	0.46	14.18	28	2.39
37	Lake y Simons (1970)	Caliza	Muy buena	Placa de carga	90	16.82	12.12	0.14	1.04	14.15	38.5	12.26

Continuación Tabla II. 1

Caso n°	Referencia	Tipo de roca	Calidad de la roca	Tipo de Ensayo	RMR	γ (kN/m ³)	D (m)	B (m)	RCS (MPa)	S/B	ϕ (°)	Q _{ult} (MPa)
38		Caliza	Muy buena	Placa de carga	80	17.61	7.7	0.14	1.04	14.15	38.5	5.27
39		Caliza	Muy buena	Placa de carga	92	18.08	14.48	0.14	1.04	14.15	38.5	14.75
40	Leung y Ko (1993)	Yeso	Buena	Prueba de carga	70	28.3	4.19	1.06	2.1	2.86	20	6.51
41		Yeso	Buena	Prueba de carga	70	25.15	4.19	1.06	6.7	2.86	20	16.1
42		Yeso	Buena	Prueba de carga	70	26.72	4.19	1.06	4.2	2.86	20	10.9
43		Yeso	Buena	Prueba de carga	70	23.58	4.19	1.06	5.4	2.86	20	15.7
44		Yeso	Buena	Prueba de carga	70	24.37	4.19	1.06	8.5	2.86	20	23
45		Yeso	Buena	Prueba de carga	70	23.58	4.19	1.06	11.3	2.86	20	27.7
46	Lord (1997)	Caliza	Muy mala	Placa de carga	15	19.25	0	0.87	0.31	0.7	30	0.3
47		Caliza	Muy mala	Placa de carga	15	19.25	0	0.87	0.92	0.7	30	0.5
48		Caliza	Muy mala	Placa de carga	15	19.25	0	0.87	0.24	0.7	30	0.25
49		Caliza	Muy mala	Placa de carga	18	19.25	0	0.87	0.56	0.7	30	0.5
50		Caliza	Mala	Placa de carga	20	19.25	0	0.87	0.5	0.7	30	0.5

Continuación Tabla II. 1

Caso n°	Referencia	Tipo de roca	Calidad de la roca	Tipo de Ensayo	RMR (kN/m ³)	γ (kN/m ³)	D (m)	B (m)	RCS (MPa)	S/B	ϕ (°)	Q_{ult} (MPa)
51	Maleki y Hollberg (1995)	Marga	Buena	Placa de carga	62	27.67	0	0.15	13.8	13.03	28	20
52	Mallard (1977)	Caliza blanda, erosionada, fracturada con juntas abiertas	Buena	Placa de carga	80	19.25	8.69	0.45	0.91	5.49	30	5
53	McVay, Ko y Otero (2006)	Limolita	Buena	Prueba de carga	70	23.56	5.49	2.74	1.92	0.72	40	4.51
54		Limolita	Buena	Prueba de carga	70	23.56	5.49	2.74	8.47	0.72	40	5.75
55	Nitta et al. (1995)	Granito, erosionado	Buena	Placa de carga	80	25.52	0	0.3	1.07	6.1	41.3	18
56	Pellegrino (1974)	Toba	Buena	Placa de carga	70	22.17	0	0.3	4.72	6.6	29.83	10.53
57		Toba	Buena	Placa de carga	72	22.17	0	0.3	4.03	6.6	29.83	10
58		Toba	Buena	Placa de carga	70	22.17	0	0.3	4.03	6.6	29.83	11.16
59		Toba	Buena	Placa de carga	75	22.17	0	0.3	3.35	6.6	29.83	12
60		Toba	Buena	Placa de carga	65	22.17	0	0.3	2	6.6	29.83	5.92
61	Pells y Turner (1979, 1980)	Arenisca	Buena	Prueba de carga	65	25.15	0	0.08	14	26.42	34	75.6
62		Arenisca	Buena	Prueba de carga	65	25.15	0	0.05	11.61	36.69	34	72.8

Continuación Tabla II. 1

Caso n°	Referencia	Tipo de roca	Calidad de la roca	Tipo de Ensayo	RMR	γ (kN/m ³)	D (m)	B (m)	RCS (MPa)	S/B	ϕ (°)	Q_{ult} (MPa)
63		Arenisca	Buena	Prueba de carga	70	24.05	0.6	0.15	9.99	12.9 5	28	25
64		Arenisca	Buena	Prueba de carga	70	24.05	0.94	0.29	6	6.83	28	13.8
65		Arenisca	Buena	Prueba de carga	70	24.05	1.36	0.29	6	3.15	27	7.67
66		Arenisca	Buena	Prueba de carga	80	22.48	0	0.62	0.3	4.96	27	4.5
67		Arenisca	Buena	Prueba de carga	80	22.48	0	0.37	0.3	6.5	27	3.75
68		Pizarra/esquistos	Intacta	Prueba de carga	90	23.67	3.32	0.41	35	1.47	27	23.57
69	Radhakrishna y Leung (1989)	Limolita	Media	Prueba de carga	60	19.65	7.32	0.7	9	0.86	32	13.1
70	Spanovich y Garvin (1979)	Pizarra/esquistos	Media	Prueba de carga	60	23.67	0	0.46	1.45	1.99	36	4.44
71		Pizarra/esquistos	Media	Prueba de carga	70	23.67	0	0.61	1.45	2.5	36	6.62
72		Pizarra/esquistos	Media	Prueba de carga	50	23.67	0	0.76	1.45	2.01	36	3.47
73	Thorne (1980)	Pizarra/esquistos	Media	Prueba de carga	50	22.52	6.9	0.45	34	1.35	27	28
74		Arenisca	Media	Prueba de carga	50	25.15	7.07	0.45	12.5	1.35	34	14
75		Arenisca, sin defectos	Media	Prueba de carga	70	25.52	7.9	0.45	27.5	2.03	34	50
76		Esquistos/pizarras	Media	Prueba de carga	50	21.6	7.7	1.22	55	0.5	27	27.8

Continuación Tabla II. 1

Caso n°	Referencia	Tipo de roca	Calidad de la roca	Tipo de Ensayo	RMR (kN/m ³)	γ (kN/m ³)	D (m)	B (m)	RCS (MPa)	S/B	ϕ (°)	Q_{ult} (MPa)
77	Ward y Burland (1968)	Caliza GM I	Mala	Placa de carga	40	19.25	8.07	0.86	2.07	0.35	30	1.13
78		Caliza GM II	Mala	Placa de carga	20	19.25	7.4	0.86	1.6	0.35	30	1
79		Caliza GM III	Mala	Placa de carga	20	19.25	5.44	0.86	0.91	0.71	27	0.75
80	Webb (1976)	Caliza GM IV	Mala	Placa de carga	15	19.25	3.18	0.86	0.57	0.71	27	0.4
81		Diorita, muy erosionada	Media	Prueba de carga	60	18.04	12.2	0.62	0.52	0.99	35	1.32
82		Argilita, moderadamente erosionada	Muy buena	Prueba de carga	70	22.52	0	0.3	1.14	6.6	35	3.68
83	Williams (1980)	Argilita, moderadamente erosionada	Muy buena	Prueba de carga	1	22.52	0	0.6	0.54	5.08	30	0.51
84		Argilita, moderadamente erosionada	Muy buena	Prueba de carga	81	22.52	0	1	0.57	3.05	30	4.98
85		Argilita, moderadamente erosionada	Muy buena	Prueba de carga	90	22.52	0	0.1	0.6	18.29	30	7.2
86		Argilita, moderadamente erosionada	Muy buena	Prueba de carga	100	22.52	0.25	0.1	0.44	30.48	29	10.57
87		Argilita, moderadamente erosionada	Muy buena	Prueba de carga	85	22.52	2.01	0.3	0.65	8.13	31	5.16
88		Argilita, moderadamente erosionada	Muy buena	Prueba de carga	95	22.52	1	0.1	0.75	21.34	33	9.26
89		Argilita, moderadamente erosionada	Muy buena	Prueba de carga	88	22.52	1	0.3	0.67	8.13	31	4.87
90		Argilita, moderadamente erosionada	Muy buena	Prueba de carga	100	22.52	1.52	0.1	0.57	24.38	30	12.48

Continuación Tabla II. 1

Caso n°	Referencia	Tipo de roca	Calidad de la roca	Tipo de Ensayo	RMR (kN/m ³)	γ (kN/m ³)	D (m)	B (m)	RCS (MPa)	S/B	ϕ (°)	Q_{ult} (MPa)
91		Argilita, moderadamente erosionada	Muy buena	Prueba de carga	100	22.52	0.2	0.1	0.45	21.34	29	10.19
92		Argilita, moderadamente erosionada	Muy buena	Prueba de carga	100	22.52	2.2	0.1	0.52	9.14	30	13.09
93		Argilita, moderadamente erosionada	Muy buena	Prueba de carga	85	22.52	1.8	0.6	1.93	3.56	37	9.02
94		Argilita, moderadamente erosionada	Muy buena	Prueba de carga	70	22.52	3	1	1.4	2.44	36	3.39
95		Argilita, moderadamente erosionada	Muy buena	Prueba de carga	95	22.52	1	0.1	2.98	18.29	39	32.47
96		Argilita, moderadamente erosionada	Muy buena	Prueba de carga	95	22.52	2	0.1	1.83	24.38	37	29.28
97		Argilita, moderadamente erosionada	Muy buena	Prueba de carga	90	22.52	0.5	0.1	2.27	18.29	38	23.49
98		Argilita, moderadamente erosionada	Muy buena	Prueba de carga	92	22.52	0.3	0.1	2.12	21.34	37	26.74
99		Argilita, moderadamente erosionada	Muy buena	Prueba de carga	90	22.52	0.2	0.1	1.53	3.05	36	10.19
100		Argilita, moderadamente erosionada	Muy buena	Prueba de carga	90	22.52	0.9	0.3	2.19	8.13	38	17.97
101		Argilita, moderadamente erosionada	Muy buena	Prueba de carga	90	22.52	1.5	0.3	1.97	7.11	37	13.58
102	Wilson (1976)	Argilita blanda	Media	Prueba de carga	90	22.52	6	0.67	1.09	1.36	45	4.79

Keshavarz y Kumar (2017) han realizado una evaluación numérica de las ecuaciones diferenciales del método de las características, concluyendo que $N_{\sigma 0}$ aumenta continuamente con el incremento del valor de m_o (constante dependiente del tipo de roca) y del GSI (Figura II. 20).

Figura II. 20: Variación de $N_{\sigma 0}$ en función de m_o y de GSI (modificado Keshavarz y Kumar, 2017)

3. Solución analítica

3.1. Descripción del método

Serrano y Olalla (1994) han propuesto la solución analítica para el criterio de rotura de Hoek y Brown (1980) aplicando el método de las líneas características de Sokolovski (1960, 1965). Como se ha comentado, para la obtención de la solución, algunas hipótesis han sido adoptadas: deformación plana, ley de flujo asociada y la no consideración del peso propio del material.

De acuerdo con la formulación analítica de Serrano y Olalla, la superficie del terreno donde se apoya una cimentación está compuesta por dos contornos (Figura II. 21): el contorno 1 con las cargas conocidas (por ejemplo, cargas debidas al peso propio del terreno sobre la cota de cimentación o de anclajes instalados); y el contorno 2 donde apoya la cimentación y se determina la carga de hundimiento. Siendo i_1 e i_2 la inclinación de las cargas y α la inclinación del terreno, como se puede observar en la Figura II. 21.

Figura II. 21: Esquema de los contornos 1 y 2. (modificado de Serrano y Olalla, 1994)

En la Figura II. 22 Serrano y Olalla (1994) definen el concepto de ángulo de rozamiento instantáneo (ρ) como el ángulo de la pendiente de la curva de Hoek y Brown en el punto de rotura (que al ser dilatancia asociada coincide con el de tangencia al círculo de Mohr). De esta manera, ρ puede ser expresado en función de los parámetros de Lambe (ecuaciones (II. 8), (II. 9) y (II. 10))

Figura II. 22: Envolvente de los círculos de Mohr en rotura. (Serrano y Olalla, 1994)

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (II. 8)$$

$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (II. 9)$$

$$\text{sen } \rho = \frac{\partial p}{\partial q} \quad (II. 10)$$

El método de cálculo de las líneas características establece que a lo largo de las líneas se cumplan las ecuaciones de los invariantes de Riemann (II. 11).

$$I_a(\rho_1) + \psi_1 = I_a(\rho_2) + \psi_2 \quad (II. 11)$$

En esta expresión el ángulo de rozamiento instantáneo en el contorno 2 (ρ_2) es la única incógnita, pues se puede definir las demás variables a priori en el contorno 1: ángulo de rozamiento instantáneo en el contorno 1 (ρ_1) y la dirección de la tensión principal mayor en dicho contorno (ψ_1), expresándose ψ_2 en función de ρ_2 . Finalmente, y conociendo ρ_2 se puede estimar la carga de hundimiento. En la Figura II. 23 se representan los círculos de Mohr en ambos contornos.

Figura II. 23: Representación de los círculos de Mohr en ambos contornos. (Serrano y Olalla, 1994)

Los parámetros definidos mediante las ecuaciones (II. 3), (II. 4) y (II. 5) permiten definir, para el criterio de Hoek y Brown modificado, los parámetros resistentes β_a y ζ_a (Serrano et al, 2000) ((II. 12), (II. 13), (II. 14) y (II. 15)), que se aplican para simplificar el cálculo del criterio de rotura de Hoek y Brown a únicamente dos variables matemáticas. β_a representa la “resistencia característica”, estando en las mismas unidades que RCS, y se utiliza para adimensionalizar tensiones, mientras que ζ_a (“coeficiente de tenacidad”) es un coeficiente adimensional que multiplicado por β_a corresponde a la resistencia a tracción.

$$\beta_a = A_a \cdot RCS \quad (II. 12)$$

$$\zeta_a = \frac{s}{(m \cdot A_a)} \quad (II. 13)$$

$$A_a = \left(\frac{m \cdot (1 - a)}{2^{1/a}} \right)^{1/k} \quad (II. 14)$$

$$k = \frac{(1 - a)}{a} \quad (II. 15)$$

Entonces, se puede por iteración conocer el ángulo de fricción interna (ρ_1), representado en el círculo de Mohr pasivo de la Figura II. 23, a partir de la carga normalizada y adimensionalizada en el contorno 1 que es conocida (II. 16):

$$\sigma_{01}^* = \frac{\sigma_1}{\beta_a} + \zeta_a = \cos(i_1) \cdot \left(\frac{1 - \text{sen}(\rho_1)}{k \cdot \text{sen}(\rho_1)} \right)^{1/k} \cdot \left(\frac{a \cdot (1 + k \cdot \text{sen}(\rho_1))}{\text{sen}(\rho_1)} \cdot \cos(i_1) - \sqrt{1 - \left[\frac{a \cdot (1 + k \cdot \text{sen}(\rho_1))}{\text{sen}(\rho_1)} \cdot \text{sen}(i_1) \right]^2} \right) \quad (II. 16)$$

Teniendo el valor de ρ_1 y aplicando las ecuaciones (II. 17), (II. 18) y (II. 19), se puede utilizando nuevamente un algoritmo de iteración en la ecuación (II. 12), calcular el valor del ángulo de fricción interna en el contorno 2 (ρ_2), que viene representado en el círculo de Mohr activo de la Figura II. 23.

$$I_a(\rho) = \frac{1}{2 \cdot k} \cdot \left[\cot(\rho) + \ln \left(\cot \left(\frac{\rho}{2} \right) \right) \right] \quad (II. 17)$$

$$\psi_1 = \frac{\pi}{2} - \alpha - \frac{1}{2} \cdot \text{asen} \left[\left(\frac{a \cdot (1 + k \cdot \text{sen}(\rho_1))}{\text{sen}(\rho_1)} \cdot \cos(i_1) - \sqrt{1 - \left[\frac{a \cdot (1 + k \cdot \text{sen}(\rho_1))}{\text{sen}(\rho_1)} \cdot \text{sen}(i_1) \right]^2} \right) \cdot \text{sen}(i_1) \right] \quad (II. 18)$$

$$\psi_2 = \frac{1}{2} \cdot \text{asen} \left[\left(\frac{a \cdot (1 + k \cdot \text{sen}(\rho_2))}{\text{sen}(\rho_2)} \cdot \cos(i_2) - \sqrt{1 - \left[\frac{a \cdot (1 + k \cdot \text{sen}(\rho_2))}{\text{sen}(\rho_2)} \cdot \text{sen}(i_2) \right]^2} \right) \cdot \text{sen}(i_2) \right] \quad (II. 19)$$

Finalmente, conociendo ρ_2 , se puede calcular N_β (II. 20), y utilizando otra vez β_a y ζ_a , se determina la carga de hundimiento P_h (II. 21):

$$N_\beta = \cos(i_2) \cdot \left(\frac{1 - \text{sen}(\rho_2)}{k \cdot \text{sen}(\rho_2)} \right)^{1/k} \cdot \left(\frac{a \cdot (1 + \text{sen}(\rho_2))}{\text{sen}(\rho_2)} \cdot \cos(i_2) + \sqrt{1 - \left[\frac{a \cdot (1 + k \cdot \text{sen}(\rho_2))}{\text{sen}(\rho_2)} \cdot \text{sen}(i_2) \right]^2} \right) \quad (II. 20)$$

$$P_h = \beta_a \cdot (N_\beta - \zeta_a) \quad (II. 21)$$

3.2. Ábacos para la estimación de N_β

Serrano et al. (2000), a partir de la formulación analítica mencionada, proponen un gráfico para la estimación del valor de N_β en función de la carga exterior y de a (II. 5), para el caso de terrenos horizontales ($\alpha = 0^\circ$) y cargas verticales ($i_1 = i_2 = 0^\circ$) (Figura II. 24 y Tabla II. 2).

Figura II. 24: Valores del coeficiente de la carga de hundimiento (modificado Serrano et al., 2000)

Tabla II. 2: Valores del coeficiente de la carga de hundimiento (Serrano et al., 2000)

σ_{01}^* ^a	0.50	0.55	0.60	0.65
0	2.66	2.21	1.66	1.06
10^{-6}	2.89	2.25	1.75	1.24
10^{-5}	3.01	2.34	1.87	1.40
10^{-4}	3.30	2.54	2.13	1.74
5×10^{-4}	3.65	2.88	2.51	2.20
10^{-3}	3.86	3.10	2.77	2.53
5×10^{-3}	4.56	3.96	3.73	3.66
10^{-2}	5.00	4.53	4.39	4.45
2×10^{-2}	5.54	5.27	5.27	5.53
4×10^{-2}	6.26	6.23	6.45	7.01
0.1	7.54	7.96	8.67	9.88
0.2	8.90	9.78	11.07	13.08
0.4	10.77	12.26	14.39	17.62
0.7	12.81	14.97	18.04	22.69
1	14.45	17.14	20.98	26.84

$$^a \sigma_{01}^* = (\sigma_1/\beta_n) + \zeta_n$$

4. *Peso propio del terreno*

En la estimación de la carga de hundimiento de cimentaciones superficiales apoyadas en macizos rocosos el peso propio del terreno actúa como una carga confinante, incrementando la resistencia final del macizo rocoso.

En la Figura II. 25 se puede observar que cuanto mayor el valor de σ_3 (presión confinante), el círculo de Mohr se desplaza en el sentido creciente de la abscisa, consecuentemente se incrementa el valor de la carga de hundimiento.

Figura II. 25: Esquema del círculo de Mohr en la envolvente de Hoek y Brown

Merifield et al. (2006) ha observado que la influencia del peso propio del material en la carga de hundimiento disminuye cuando se incrementa el valor del GSI y de la RCS (Figura II. 26); siendo, como era previsible, recomendable su consideración para valores bajos de la calidad del macizo. De acuerdo con esos autores, para macizos rocosos de baja calidad ($GSI < 30$), la capacidad portante puede llegar a ser un 60% superior si se considera el peso propio del terreno. En la Figura II. 26 la RCS se presenta normalizada en función del peso específico de la roca y del ancho de la zapata. En la Figura II. 26(c), donde $GSI = 100$, se observa que los límites superior e inferior de N_σ , que representan las hipótesis con y sin peso propio del material, están muy cerca; mientras que en la Figura II. 26(a)-(b) los valores se distancian, de ahí se concluye que la influencia del peso propio en N_σ se incrementa con la disminución del GSI.

Figura II. 26: Factor de carga propuesto por Merifield et al. (2006). (a) $GSI = 10$; (b) $GSI = 50$; (c) $GSI = 100$. (modificado Merifield et al., 2006)

Yang y Yin (2005) han realizado una linealización del criterio de Hoek y Brown trazando una línea tangente al punto de rotura y que se asemeja al criterio de rotura de Mohr-Coulomb. Con el criterio de rotura linealizado han aplicado el método de dividir la cuña de rotura en múltiples cuñas propuesto por Michalowski (1997) y Soubra (1999). De manera que han ajustado la ecuación clásica de la carga de hundimiento a los parámetros resistentes del criterio de rotura de Hoek y Brown modificado (1997), como se presenta en la ecuación (II. 22).

$$q_u = \sqrt{s} \cdot \sigma_c \cdot N_\sigma + q_0 \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B_0 \cdot N_\gamma \quad (II. 22)$$

Donde,

- s es el parámetro de Hoek y Brown,
- σ_c es la RCS
- N_σ, N_q y N_γ son los factores de carga en función de la RCS, de la sobrecarga y del peso propio del material, respectivamente
- q_0 es la sobrecarga
- γ es el peso específico del material
- B_0 el ancho de la cimentación

Bajo la hipótesis de no considerar el peso propio del material ni la sobrecarga, la ecuación (II. 22) se resume en la ecuación (II. 23).

$$q_u = \sqrt{s} \cdot \sigma_c \cdot N_\sigma \quad (II. 23)$$

Con base a los resultados obtenidos, Yang y Yin (2005) han propuesto una serie de tablas para la obtención del factor de carga N_σ en función del GSI, m_i y D (factor de alteración del macizo rocoso por excavabilidad). En las Tabla II. 3, Tabla II. 4 y Tabla II. 5, se presentan los valores de N_σ recomendados para $D = 0, 0.1$ y 0.2 , respectivamente. Esos valores de N_σ han sido desarrollados para ser implementados en la ecuación (II. 22) y (II. 23).

Tabla II. 3: Valor recomendado de N_σ para $D = 0$ (Yang y Yin, 2005)

GSI	$m_i = 7$	$m_i = 10$	$m_i = 15$	$m_i = 17$	$m_i = 25$
5	8.369	13.678	25.015	30.352	55.793
10	15.025	23.870	41.360	49.160	84.142
15	20.679	31.843	52.770	61.785	100.742
20	24.272	36.460	58.526	67.823	107.049
25	25.901	38.194	59.950	68.982	106.494
30	26.075	37.928	58.589	67.081	101.981
35	25.316	36.444	55.647	63.487	95.475
40	24.026	34.306	51.929	59.092	88.174
45	22.480	31.881	47.933	54.438	80.765
50	20.848	29.393	43.947	49.835	73.614
55	19.234	26.968	40.130	45.449	66.905
60	17.694	24.677	36.558	41.359	60.709
65	16.257	22.552	33.265	37.595	55.044
70	14.935	20.602	30.256	34.159	49.894
75	13.730	18.827	27.520	31.038	45.227
80	12.636	17.218	25.044	28.214	41.008

Tabla II. 4: Valor recomendado de N_σ para $D = 0.1$ (Yang y Yin, 2005)

GSI	$m_i = 7$	$m_i = 10$	$m_i = 15$	$m_i = 17$	$m_i = 25$
5	2.107	2.849	4.289	4.938	7.940
10	3.785	5.215	7.949	9.159	14.597
15	5.467	7.544	11.418	13.096	20.415
20	6.793	9.316	13.917	15.873	24.223
25	7.637	10.382	15.299	17.363	26.036
30	8.044	10.832	15.762	17.813	26.341
35	8.123	10.834	15.585	17.549	25.661
40	7.985	10.549	15.014	16.852	24.409
45	7.717	10.099	14.228	15.923	22.873
50	7.381	9.569	13.347	14.895	21.234
55	7.018	9.013	12.448	13.853	19.602
60	6.653	8.463	11.572	12.843	18.039
65	6.301	7.938	10.745	11.891	16.576
70	5.968	7.448	9.978	11.010	15.227
75	5.660	6.996	9.274	10.203	13.995
80	5.376	6.582	8.633	9.468	12.877

Tabla II. 5: Valor recomendado de N_σ para $D = 0.2$ (Yang y Yin, 2005)

GSI	$m_i = 7$	$m_i = 10$	$m_i = 15$	$m_i = 17$	$m_i = 25$
5	1.016	1.167	1.432	1.542	2.013
10	1.706	2.006	2.530	2.749	3.682
15	2.413	2.868	3.661	3.992	5.389
20	3.014	3.594	4.599	5.015	6.759
25	3.454	4.113	5.245	5.711	7.650
30	3.735	4.427	5.609	6.094	8.094
35	3.885	4.576	5.751	6.230	8.198
40	3.939	4.607	5.737	6.196	8.073
45	3.929	4.561	5.624	6.055	7.811
50	3.880	4.468	5.456	5.855	7.476
55	3.808	4.351	5.250	5.626	7.110
60	3.725	4.223	5.054	5.389	6.741
65	3.639	4.093	4.851	5.155	6.382
70	3.552	3.967	4.656	4.932	6.044
75	3.469	3.847	4.472	4.723	5.729
80	3.391	3.734	4.302	4.529	5.440

Saada et al. (2008) han propuesto un método de cálculo de la carga de hundimiento basado en la teoría del límite superior e inferior con el criterio de rotura de Hoek y Brown deduciendo los parámetros equivalentes del criterio de rotura Mohr Coulomb (Figura II. 27) y proporcionando mejor ajuste que los resultados obtenidos por Yang y Yin (2005). En las Tabla II. 6, Tabla II. 7 y Tabla II. 8 se presentan los valores de N_σ propuesto por Saada et al. (2008), en función de GSI, m_i y D .

Figura II. 27: Representación del criterio de Hoek y Brown modificado en el plano de Mohr (Saada et al., 2008)

Tabla II. 6: Valor recomendado de N_σ para $D = 0$ (Saada et al., 2008)

GSI	$m_i = 7$	$m_i = 10$	$m_i = 15$	$m_i = 17$	$m_i = 25$
5	5.016	7.054	10.718	12.285	19.045
10	8.341	11.561	17.201	19.546	29.430
15	11.231	15.334	22.360	25.227	37.064
20	13.241	17.848	25.588	26.713	41.376
25	14.358	19.150	27.077	30.244	42.951
30	14.760	19.513	27.286	30.369	42.637
35	14.670	19.240	26.660	29.587	41.167
40	14.263	18.582	25.551	28.287	39.065
45	13.676	17.713	24.189	26.726	36.678
50	13.002	16.746	22.730	25.067	34.212
55	12.298	15.756	21.265	23.411	31.793
60	11.598	14.784	19.845	21.814	29.484
65	10.923	13.854	18.499	20.303	27.319
70	10.283	12.977	17.239	18.891	25.309
75	9.683	12.160	16.070	17.583	23.454
80	9.125	11.402	14.989	16.376	21.748

Tabla II. 7: Valor recomendado de N_σ para $D = 0.1$ (Saada et al., 2008)

GSI	$m_i = 7$	$m_i = 10$	$m_i = 15$	$m_i = 17$	$m_i = 25$
5	4.630	6.487	9.848	11.259	17.417
10	7.918	10.951	16.259	18.480	27.774
15	10.848	14.804	21.565	24.330	35.720
20	12.953	17.459	25.013	28.050	40.417
25	14.156	18.885	26.689	29.809	42.319
30	14.632	19.341	27.046	30.096	42.253
35	14.590	19.138	26.519	29.432	40.946
40	14.220	18.528	25.475	28.204	38.949
45	13.655	17.685	24.154	26.685	36.622
50	12.994	16.735	22.718	25.054	34.195
55	12.297	15.755	21.266	23.411	31.795
60	11.601	14.788	19.851	21.821	29.497
65	10.927	13.859	18.508	20.313	27.333
70	10.288	12.983	17.248	18.901	25.323
75	9.687	12.165	16.078	17.592	23.466
80	9.128	11.406	14.995	16.383	21.758

Tabla II. 8: Valor recomendado de N_σ para $D = 0.2$ (Saada et al., 2008)

GSI	$m_i = 7$	$m_i = 10$	$m_i = 15$	$m_i = 17$	$m_i = 25$
5	4.228	5.884	8.912	10.169	15.682
10	7.445	10.267	15.209	17.266	25.921
15	10.396	14.176	20.635	23.265	34.102
20	12.586	16.949	24.271	27.219	39.184
25	13.889	18.510	26.153	29.202	41.440
30	14.442	19.079	26.664	29.676	41.648
35	14.460	18.962	26.262	29.145	40.540
40	14.131	18.406	25.303	28.009	38.676
45	13.594	17.603	24.037	26.557	36.440
50	12.952	16.679	22.639	24.965	34.070
55	12.267	15.716	21.211	23.351	31.709
60	11.581	14.761	19.815	21.779	29.437
65	10.914	13.841	18.481	20.284	27.292
70	10.278	12.971	17.230	18.881	25.294
75	9.681	12.156	16.064	17.578	23.446
80	9.124	11.400	14.986	16.373	21.745

Jing y Yongbiao (2012) y Clausen (2013) también han observado que para macizos rocosos de baja calidad ($GSI < 30$), la consideración del peso propio del material tiene un impacto significativo en la capacidad portante, sin embargo, el peso propio casi no afecta a la carga de hundimiento de macizos rocosos de buena calidad.

Clausen (2013) ha propuesto una serie de gráficos que permiten estimar el factor de carga para zapatas circulares considerando el peso propio del material (Figura II. 28). De manera similar a Merifield et al. (2006), en las gráficas la RCS está normalizada en función del peso específico del terreno (γ) y del radio de la zapata. Por otro lado, también se presentan los desplazamientos normalizados obtenidos con un 95% de la carga de hundimiento (U_{95}), ecuación (II. 24).

$$U_{95} = \left(\frac{u_{95}}{r} \right) \cdot \frac{E_{rm}}{\sigma_{ci}} \quad (II. 24)$$

Donde:

- u_{95} : desplazamiento obtenido con 95% de la carga de hundimiento
- r : radio de la cimentación
- E_{rm} : módulo de deformación del macizo rocoso
- σ_{ci} : resistencia a compresión simple de la roca sana

Figura II. 28: Factor de carga propuesto por Clausen (2013). (a) $GSI = 10$; (b) $GSI = 50$; (c) $GSI = 100$. (modificado Clausen, 2013)

En la rama de suelos, mucho más estudiados que las rocas, la influencia del peso propio del material en el factor de carga N_γ obtenido por diferentes métodos fue estudiado por Hjiat et al. (2005), y ha observado que es especialmente elevado en los casos de ángulos de fricción superiores a 30° , lo cual nos demuestra la necesidad de considerar un adecuado análisis en macizos rocosos. En la Figura II. 29 se destaca que los valores de N_γ están representados en escala logarítmica.

Figura II. 29: N_γ en función del ángulo de fricción para cimentaciones rugosas (Hjiat et al., 2005)

5. Nivel freático

5.1. El agua en el terreno

En la rama de mecánica de rocas, además de en presas, la presencia del nivel freático (GWL) o de flujo de agua en el terreno, para ver la influencia de la capacidad resistente del macizo, es normalmente enfocada al estudio de túneles (Goodman, 1965; Moon y Fernandez, 2010; Kong, 2011; Farhadian y Katibeh, 2017).

En la mecánica de suelos, la influencia del GWL en la capacidad portante es un tema que ya ha sido ampliamente analizado, admitiéndose, cualitativamente, que el nivel freático afecta la carga de hundimiento si está a una profundidad igual o inferior al ancho de la zapata. Además, se ha observado que el GWL influye en mayor medida sobre la capacidad portante, en los casos asociados a bajos valores de ángulo de fricción interno (Vesic, 1973; Krishnamurthy y Kameswara Rao, 1975; Ausilio y Conte, 2011).

Alencar et al. (2019) han demostrado que el ángulo de fricción instantáneo debajo de la zapata (ρ_2) (Serrano et al. 2000) varía en función del valor del GSI. Se observa que, para valores bajos de GSI, ρ_2 es elevado, ya que la rotura ocurre en un estado tensional bajo, donde los ángulos de fricción instantáneos son elevados. Por tanto, se espera que la presencia del GWL influya sobre la carga de hundimiento principalmente en los casos de macizos rocosos muy alterados, los cuales presentan bajos GSI.

En los últimos años se han desarrollado muchos estudios enfocados al flujo de agua en el terreno, aplicando el método pseudo-estático donde la presión de poros es considerada como una fuerza externa al medio. Se ha analizado la estabilidad de taludes en suelos (Veiskarami y Fadaie, 2017) y rocas (Sadda et al., 2012), y la carga de hundimiento en suelos (Veiskarami y Kumar, 2012; Kumar y Chakraborty, 2013; Veiskarami y Habibagahi, 2013) y de macizos fracturados (Imani et al., 2012).

En el caso del estudio del flujo de agua, dependiendo de la dirección del movimiento del agua, la fuerza actúa como pasiva (ayudando a resistir) o activa (desestabilizando el terreno), Figura II. 30, (Veiskarami y Habibagahi 2013). Consecuentemente, la cuña formada debajo de la zapata es asimétrica, y de acuerdo con Veiskarami y Kumar (2012) con el incremento del gradiente hidráulico, la forma de rotura se torna más asimétrica. Cuanto mayor es la asimetría, mayor es el riesgo de fallo por vuelco de la cimentación, incluso ante carga únicamente de compresión vertical.

Figura II. 30: Representación de una cuña de rotura asimétrica (Veiskarami y Habibagahi 2013)

5.2. El efecto del agua en la carga de hundimiento

En esta investigación se analiza un nivel freático estacionario, afectando la carga de hundimiento principalmente en dos aspectos:

- La calidad geotécnica del macizo rocoso, la cual es medida habitualmente por clasificaciones como el GSI, el Q de Barton y el RMR (rock mass rating), las cuales se han desarrollado considerando datos empíricos de excavaciones subterráneas principalmente.
- El peso específico aparente (γ_{BULK});

El efecto del GWL en la calidad general del macizo rocoso es considerado en diversas formulaciones para el cálculo de la carga de hundimiento (Carter y Kulhawy 1988, Serrano et al. 2000, Merifield et al. 2006), debido a que, el GSI es uno de los parámetros que comúnmente afectan el valor de la capacidad portante de un macizo rocoso.

En la clasificación RMR propuesta por Bieniawski (1973, 1989) y Celada et al. (2014) la presencia del agua llega a afectar en un 25% el valor del índice de calidad del macizo rocoso (de acuerdo con la última actualización de la clasificación).

En el Q-system propuesto por Barton et al. (1974) la puntuación del estado del macizo rocoso varía entre 0.001 (para rocas excepcionalmente muy malas) y 1000 (para

rocas excepcionalmente muy buenas), el GWL es uno de los 6 aspectos considerados en la estimación, y condiciona en hasta 20 veces el resultado final de la clasificación.

Hoek et al. (2002) recomiendan la utilización de la clasificación GSI en la cual el GWL no influye directamente en el resultado, solamente se observa el estado general del macizo rocoso, sin embargo, se considera que la presencia del agua erosiona las discontinuidades, alterando éstas el valor del GSI.

En relación a la alteración del valor del peso específico aparente, Merifield et al. (2006) han observado que con el incremento del GSI la capacidad portante es menos dependiente del peso específico del terreno (Figura II. 26). Esos autores también han verificado que en los casos de m_o bajos, la influencia del peso específico en la carga de hundimiento también es limitada.

6. Forma de la zapata

La influencia de la forma de la zapata en la carga de hundimiento de un macizo rocoso es un tema poco analizado, pudiendo destacarse los estudios realizados por Carter y Kulhawy (1988), Clausen (2013), Ramamurthy (2014), Chakraborty y Kumar (2015) y Keshavarz y Kumar (2017).

En la rama de la mecánica de suelos, sin embargo, la influencia de ese tema es ampliamente reconocida, disponiendo de varios coeficientes correctores desarrollados para los diferentes tipos de suelos. Se destacan los estudios realizados por Meyerhof (1963), De Beer (1970), Brinch Hansen (1970) y Anil et al. (2017).

La mecánica de suelos ha demostrado que una zapata circular soporta más carga que una zapata corrida de misma anchura (Figura II. 31) debido al efecto tridimensional de confinamiento. Bajo la hipótesis plástica, el comportamiento de una zapata corrida puede simularse mediante una superposición de los bulbos de presión que alcanzan mayores profundidades.

Figura II. 31: Resultados de ensayos de campo para cimentaciones en arcilla blanda (Meyerhof, 1963)

En relación a la diferencia entre la zapata circular y la cuadrada, la zapata circular soporta más carga, porque no hay puntos de concentración de tensiones en los vértices, donde se generan estado de fragilidad que reducen la capacidad de carga. Con lo cual, se puede considerar que la carga de hundimiento de la zapata corrida y de la zapata circular son los límites superior e inferior en función de la forma.

Basado en el criterio de rotura de Hoek y Brown (1980), Carter y Kulhawy (1988) han propuesto dos formulaciones para estimar la capacidad portante para zapatas corridas y circulares, aplicando la teoría del límite inferior y no considerando el peso propio del material rocoso.

De acuerdo con Clausen (2013) no hay en la literatura resultados de estudio sistemáticos sobre la carga de hundimiento de zapatas circulares que se basen en el criterio de rotura de Hoek y Brown generalizado. Clausen afirma que no existe un coeficiente corrector que permita estimar cuanto más una zapata circular puede soportar respecto de una zapata corrida, debido únicamente a la variación de la geometría. De manera que este autor ha propuesto un factor de carga para zapatas circulares ($N_{\sigma C}$), el

cual multiplicado por la RCS permite calcular la carga de hundimiento de una zapata circular apoyada en un macizo rocoso (Figura II. 28).

En la misma línea, Chakraborty y Kumar (2015) han destacado la falta de literatura técnica sobre la influencia de la forma de la zapata en la carga de hundimiento de una cimentación superficial sobre un macizo rocoso. Esos autores han propuesto una metodología para la estimación de la carga última basada en el análisis del límite inferior, conjuntamente con métodos de elementos finitos y de optimización no lineal.

Ramamurthy (2014) ha sugerido que una zapata cuadrada o circular puede soportar un 20% más de carga que una zapata corrida de mismo ancho. De acuerdo con el autor, la carga de hundimiento debe ser calculada por el método de Carter y Kulhawy (1988) para zapatas corridas y el resultado ser incrementado en un 20% para la obtención de la carga de hundimiento de una zapata cuadrada o circular. La elección del valor de 20% no está justificada mediante análisis teórico ni numérico.

Por otro lado, en la mecánica de suelos el coeficiente de forma es comúnmente utilizado. De acuerdo con Vesic (1973) la metodología para evaluar el efecto de la forma de las cimentaciones sobre la capacidad de carga de los suelos han sido principalmente semi-empíricos, debido a las considerables dificultades matemáticas para obtener una solución analítica.

Clausen (2013) ha observado que la utilización de los parámetros equivalentes de Mohr-Coulomb en la ecuación clásica de Terzaghi para la estimación de la capacidad portante sobrestima la carga última de zapatas circulares apoyadas en macizos rocosos hasta en un 503%.

7. Contacto de la base de cimentación entre la zapata – terreno

En relación a la influencia del contacto de base entre la zapata y el terreno en la capacidad portante de cimentaciones superficiales apoyadas en macizos rocosos no se ha encontrado referencias en la literatura técnica que trate el tema.

En la mecánica de suelos, sin embargo, la influencia de la rugosidad del contacto

es reconocida y existen diferentes coeficientes correctores publicados en función del tipo de suelo. Sobre ese tema se destacan las investigaciones realizadas por Terzaghi, (1943), Meyerhof (1955), Hjiat et al. (2005) y Samanta et al. (2018).

En mecánica de rocas los estudios realizados sobre rugosidad están enfocados habitualmente a la resistencia de las diaclasas del macizo rocoso (Barton, 1973; Barton y Choubey, 1977; Tse y Cruden, 1979; Du et al., 2015; Tikou, 2016), a la resistencia al corte para evaluar la estabilidad frente al deslizamiento de presas apoyadas en roca (Lo et al., 1990, 1991; Ghos, 2010; Krounis et al., 2016; Mouzannar et al., 2017) o también a la resistencia lateral de pilotes empotrados en roca (Pells et al., 1980; Rowe y Armitage, 1984; Seidel y Collingwood, 2001; Nam y Vipulandan, 2008; Jeong et al., 2010; Melentijevic y Olalla, 2014; Gutiérrez-Ch et al., 2018).

La solución analítica propuesta por Serrano et al. (2000) para la estimación de la capacidad portante de macizos rocosos no contempla la hipótesis de rugosidad contacto zapata – terreno, porque la formulación no considera desplazamientos. La solución de Serrano et al. (2000) para el criterio de rotura de Hoek y Brown (1997) adopta la teoría de las líneas características (Sokolovskii, 1965) y por tanto se estudia el mecanismo último en rotura. En la formulación analítica se asume una distribución uniforme de la carga vertical en el terreno y no se considera la tensión de corte en cota de cimentación.

Los gráficos para la estimación de los factores de carga propuestos por Merifield et al. (2006) para zapata corrida, y Clausen (2013) para zapata circular, dependen del GSI y han sido desarrollados considerando un contacto rugoso, pero sin analizar cuánto esa hipótesis incrementa la carga última.

Meyerhof (1955) ha demostrado que teóricamente, en mecánica de suelos, bajo la hipótesis que no considera el peso propio del material, la carga de hundimiento es independiente de la rugosidad del contacto. La influencia de la rugosidad está asociada a la consideración del peso propio del material, porque el rozamiento de la base altera la forma y el tamaño de la cuña de rotura (Meyerhof, 1955; Hjiat et al., 2005). Con lo cual, dependiendo del tipo de contacto, la rotura afecta un diferente volumen de terreno. Hjiat et al. (2005) ha demostrado que, en el caso de suelos cohesivos, la cuña de rotura para cimentaciones con contactos lisos es menor que la desarrollada para el mismo ancho de zapata bajo contacto rugoso (Figura II. 32).

Figura II. 32: Cuña de rotura con interfase lisa y rugosa (Hjiaj et al. 2005)

Además, Hjiaj et al. (2005) diferencian dos partes en la cuña de rotura (Figura II. 32): (a) plástica; (b) rígida. Con un contacto liso la parte superior de la cuña es del tipo plástica; mientras que, con un contacto rugoso, la cuña formada por el triángulo *abc* de la Figura II. 33 se mueve verticalmente como un cuerpo rígido con la misma velocidad de descenso inicial que la zapata. El movimiento hacia abajo de la cuña *abc* genera el movimiento lateral del suelo adyacente.

Figura II. 33: Mecanismo de rotura de Prandtl: continuo y de bloque rígido (Hjiaj et al. 2005)

De acuerdo con Jahanandish et al. (2012), en el caso de suelos granulares con elevados ángulos de rozamiento, la capacidad portante de zapatas con contacto rugoso es

aproximadamente de 2 a 3 veces mayor que la de una zapata de mismo ancho con contacto liso (Figura II. 34).

Figura II. 34: Valor del factor corrector del peso, N_γ , estimado por distintos métodos (a) interfase lisa; (b) interfase rugosa. (Jahanandish et al., 2012)

Es importante destacar que la influencia de la rugosidad de la base entre la zapata y el terreno en suelos es dependiente de la profundidad de empotramiento (Meyerhof, 1955; Benmebarek et al., 2017). Cuanto mayor sea el empotramiento, menor es la influencia de la rugosidad de base en la carga de hundimiento y mayor es la importancia de la rugosidad lateral del canto de la cimentación. Considerándolo bajo la hipótesis de la zapata apoyada directamente en la cota del terreno (sin empotramiento) se obtiene la influencia máxima de la rugosidad del contacto de la base.

8. Ley de flujo

La dilatación es el cambio de volumen presentado por un material debido a la aplicación de un esfuerzo de cizalla, pudiendo ser negativa o positiva dependiendo de la compacidad del material y del estado tensional.

En suelos granulares densos se observa un incremento de volumen durante la ejecución de un ensayo de corte directo. Mientras que, si la compacidad es floja, el volumen final es menor que el inicial. Ese fenómeno se entiende fácilmente en la Figura II. 35, en la cual se observa que, para generar una superficie de corte en un material denso, es necesario que las partículas rueden unas sobre otras, pues la tensión aplicada no es

capaz de romperlas, lo que resulta en un incremento de volumen. Sin embargo, en un material flojo, con la aplicación de un esfuerzo las partículas se reajustan disminuyendo de volumen (Figura II. 36).

Figura II. 35: Representación de la dilatancia en el ensayo de corte directo para un material denso

Figura II. 36: Representación de la contractancia en el ensayo de corte directo para un material flojo

En un macizo rocoso la dilatancia puede ocurrir por dos fenómenos distintos, tanto por la formación de microfisuras o microgrietas, como por el desplazamiento entre las dos caras de las discontinuidades rugosas, de acuerdo con el modelo de dientes de sierra propuesto por Patton (1966), representado en la Figura II. 37(a), la resistencia al corte depende del ángulo de fricción (ϕ_b) y del ángulo de inclinación de las discontinuidades (i), Figura II. 37(b).

Figura II. 37: Modelo de dientes de sierra. (a) Representación de los dientes de sierra (asperezas); (b) Efecto de la rugosidad en la resistencia de la discontinuidad (Hoek, 2006)

La dilatancia además de estar relacionada con la variación volumétrica también influye en la resistencia al corte del material. En la Figura II. 38 se puede observar cómo el criterio de rotura de tipo Coulomb es la aplicación de un criterio tipo Mohr conjuntamente con una ley de fluencia, para obtener la relación entre el esfuerzo cortante y la tensión normal sobre el plano de rotura. Estos dos criterios tienen distinto significado y no se pueden relacionar entre sí sin el conocimiento previo de la ley de fluencia en rotura (Melentijevic, 2005). Además, en la Figura II. 38 es fácil ver que el punto N, que corresponde a $\psi = 0^\circ$, siempre queda por debajo de la envolvente de Hoek y Brown, y al localizarse en lo alto del círculo de Mohr es el valor más bajo que se puede obtener y por tanto está del lado de la seguridad.

Figura II. 38: Criterios de rotura tipo Mohr y tipo Coulomb (modificado Melentijevic, 2005)

Por otro lado, la Figura II. 35 representa un suelo granular denso, de cohesión nula, donde se puede estimar la resistencia en función del ángulo de rozamiento interno; sin embargo, para que el corte se produzca es necesario que el esfuerzo supere tanto la resistencia impuesta por la fricción, como por la dilatancia (ecuación (II. 25)).

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan(\phi + i) \quad (II. 25)$$

El ángulo de dilatancia, así como el de rozamiento interno instantáneo, es dependiente del estado tensional, siendo más elevado para estados menos confinados.

La ley de flujo no es una hipótesis intrínseca al criterio de rotura ni de Hoek y Brown, ni de Mohr-Coulomb, siendo adoptada de acuerdo con el método elegido para la formulación del cálculo de la carga de hundimiento. La adopción de la dilatancia nula (igual a cero) es la hipótesis más conservadora y se puede justificar en las siguientes situaciones:

- Las discontinuidades no estén inclinadas en relación al plano de rotura, no imponiendo ninguna resistencia adicional;
- La tensión de cizalla aplicada sea suficientemente alta como para romper las asperezas de las discontinuidades de cualquier ángulo de inclinación;
- La aplicación de una simplificación numérica, que, al no considerar el incremento de resistencia debido a la dilatancia, se coloca del lado de seguridad, pues el resultado estimado es inferior al que sería observado en realidad.

Por otro lado, debido a la dificultad de conocer el valor real de la dilatancia, es muy común considerar el ángulo de dilatancia igual al del rozamiento interno, a eso se denomina dilatancia asociada.

Muchas de las formulaciones utilizadas habitualmente no definen cual es el tipo de ley de flujo adoptada (Merifield et al., 2006; Saada et al., 2008; Carter y Kulhawy, 1988). En otras, como la de Serrano et al. (2000), se asume la ley de flujo asociada pero no se analiza cuánto esa hipótesis influye en el resultado final de la carga de hundimiento.

De hecho, no se ha encontrado publicaciones o estudios que cuantifiquen cuánto la ley de flujo altera el valor de la carga de hundimiento de cimentaciones superficiales apoyadas en macizos rocosos.

En general, en la práctica diaria de la ingeniería, la ley de flujo no es un aspecto llevado en consideración en la aplicación de la mecánica de roca, salvo casos muy particulares. Los artículos publicados sobre ángulo de dilatancia o influencia de la ley de flujo en la mecánica de rocas, abordan normalmente la temática de la definición del valor del ángulo de dilatancia o están enfocados a áreas donde su influencia ya está reconocida, como en el estudio de la estabilidad de taludes y de túneles.

En la rama de túneles se destaca el estudio realizado por Alejano y Alonso (2005) que proponen un método para estimar la variación del ángulo de dilatancia en función del estado tensional, de manera que permite un mejor ajuste de sostenimiento y de la estimación de la deformación en obras de excavaciones subterráneas. En la Figura II. 39 se puede observar como la dilatancia varía en función de la tensión de confinamiento, acercándose a dilatancia nula con elevadas presiones.

Figura II. 39: Curvas normalizadas de la reacción del terreno para un macizo rocoso perfectamente elastoplástico, obtenidas con el modelo propuesto por Alejano y Alonso (2005) y utilizando un valor de dilatación constante. Las dos curvas corresponden a tensiones de campo isotrópicas de (a) 10 y (b) 20 MPa (p_i^* es la presión interna que indica la transición plástico-elástica) (Alejano y Alonso, 2005)

Serrano et al. (2011) han desarrollado unas curvas de convergencia para túneles circulares sujetos a presión hidrostática basadas en la teoría de la plasticidad. La solución es válida para cualquier criterio de rotura y cualquier ley de flujo, asumiendo que la dilatancia plástica varía de un punto a otro en el área de plasticidad en función de la tensión de rotura y del ángulo de rozamiento instantáneo. En la Figura II. 40 se presenta la ecuación de ley de flujo propuesta por Serrano et al. (2011) y un esquema de ley de flujo no asociada con un criterio de rotura no lineal.

Figura II. 40: Esquema de ley de flujo no asociada con criterio de rotura no lineal (modificado Serrano et al., 2011)

Para estudios de estabilidad de taludes, Melentijevic et al. (2017) han comprobado que, aunque la hipótesis de ley de flujo asociada sea ampliamente aceptada, genera valores de factores de seguridad que están evidentemente por encima de los obtenidos, considerando una ley de flujo no asociada. Además, la influencia del ángulo de dilatancia (ψ) en el valor del factor de seguridad es dependiente de la calidad del macizo (GSI). En la Figura II. 41 se presentan los resultados obtenidos de la altura y pendiente del talud, para un factor de seguridad igual a 1, con diferentes valores de ángulo de dilatancia. Cada grafica está asociada a un valor de ζ (II. 26) que depende del tipo de roca y de la calidad del macizo rocoso.

$$\zeta \equiv \frac{8 \cdot s}{m^2} \quad (\text{II. 26})$$

Figura II. 41: Variación de la altura y de la pendiente del talud para $FS = 1$ con diferentes leyes de flujos. (a) $\zeta = 0.001$; (b) $\zeta = 0.01$; (c) $\zeta = 0.1$. (modificado Melentijevic et al., 2017)

Considerando que el comportamiento mecánico de los macizos rocosos es no lineal, Detournay (1986) ya afirmaba que la adopción de un ángulo de dilatación constante no se adecua a la realidad, porque la dilatación debe ir en función de la deformación plástica (daño) y de la tensión de confinamiento. Con lo cual, definir un valor de ángulo de dilatación es muy complejo, pudiéndose marcar los límites de resistencia inferior y superior mediante la adopción de la dilatación nula ($\psi = 0^\circ$) o con ley de flujo asociada ($\psi = \phi$), respectivamente.

Autores como Hoek y Brown (1997), y Vermeer y Borst (1984) afirman que la ley de flujo asociada sobrestima la resistencia del macizo rocoso, siendo el valor del ángulo de dilatación recomendado por estos autores muy inferior al ángulo de rozamiento instantáneo.

De acuerdo con Vermees y Borst (1984) el concepto de ángulo de dilatación utilizado en la mecánica de suelos es útil para rocas y para el hormigón, y que el valor del ángulo de dilatación debe ser al menos 20° menor que el del ángulo de rozamiento.

Hoek y Brown (1997) han propuesto correlaciones dependiendo del estado del macizo (GSI):

- $\psi = \phi/4$ para macizos rocosos de muy buena calidad (GSI = 75) que tiene un comportamiento elástico-frágil (Figura II. 42);
- $\psi = \phi/8$ para macizos rocosos de calidad mediana (GSI = 50), considerando un comportamiento con reblandecimiento (Figura II. 42);
- $\psi = 0^\circ$ para macizos rocosos de muy baja calidad (GSI = 25) que tiene un comportamiento perfectamente plástico (Figura II. 42).

Figura II. 42: Esquema de comportamiento pos-rotura dependiendo del tipo de roca (Hoek, 2006)

9. Macizo rocoso bicapa

9.1. Métodos de cálculo

En la práctica ingenieril es bastante habitual encontrarse con macizos rocosos bicapa, compuestos de capas de diferente calidad. Actualmente, la estimación de la capacidad portante de cimentaciones superficiales apoyadas en macizos rocosos formados por dos capas se realiza aplicando la formulación habitual para macizos rocosos homogéneos e isotrópicos, adoptando parámetros geotécnicos ponderados de acuerdo con la experiencia de cada proyectista (Marinos y Hoek, 2001; Marinos et al. 2006; Budetta y Nappi, 2011; Özbek y Gül, 2014; Marinos y Carter, 2018; Santa et al., 2019); o

mediante el cálculo numérico, que permite representar modelos de macizos rocosos con diferentes capas.

Cabe destacar que en la mecánica de suelos la carga de hundimiento de suelos formados por dos capas es un tema ampliamente estudiado por varios autores (Meyerhof, 1974; Hanna y Meyerhof, 1980; Hanna, 1982, 1987; Andrawes et al., 1996; Zhu, 2004; Kuo et al., 2009; Kiru y Madhav, 2010; Uncuoğlu, 2015; Misir y Laman, 2016) que aplican diferentes factores correctores desarrollados tanto para suelos granulares como para cohesivos. Shoaie et al. (2012) publicó una revisión de los enfoques más utilizados para la estimación de la carga de hundimiento de suelos bicapa, resumiendo los métodos aplicados por diferentes autores para la estimación de la capacidad portante de un suelo bicapa.

Los métodos disponibles para la estimación de la carga de hundimiento de suelos formados por dos capas normalmente se basan en tres metodologías:

- Proporcionar nuevos factores de capacidad de carga para aplicar en la ecuación tradicional de Terzaghi (Hanna, 1982).
- Proponer una nueva ecuación para el cálculo de la capacidad de carga que considera las dos capas del suelo (Hanna y Meyerhof, 1980; Hanna, 1982; Okamura et al., 1998; Farah, 2004).
- Estimar un factor reductor a ser aplicado a la carga de hundimiento calculada considerando un suelo homogéneo (Zhu, 2004).

Independientemente de la metodología, el espesor de la capa superior y el ancho de la zapata influyen ampliamente en la capacidad de carga de un suelo bicapa.

Satyanarayna y Garg (1981) han propuesto un método empírico para la estimación de la capacidad de carga mediante la ponderación de los parámetros resistentes, cohesión y ángulo de la fricción (c y ϕ), de acuerdo con el espesor de cada capa. La variación de la carga de hundimiento de suelos formados por arcilla blanda (capa superior) y arcilla dura (capa inferior) se puede estimar en gráficos. Hanna (1981) comparó los resultados de carga de hundimiento obtenidos por estudios experimentales con los obtenidos por el método propuesto por Satyanarayna y Garg (1981) y observó que las discrepancias

oscilaban entre 70 y 85%.

Meyerhof (1974) propuso un método para estimar la capacidad de carga de un suelo bicapa sin cohesión formado por una capa de arena suelta que recubre una capa densa, suponiendo que la capa inferior actúa como una base rígida. Hanna (1982, 1987) también analizó la capacidad de carga de suelos granulares bicapa, comparando los resultados experimentales con los obtenidos por el método de elementos finitos, observando un buen contraste entre ambos métodos.

Zhu (2004) ha propuesto un gráfico para la estimación de un factor de capacidad de carga para suelos cohesivos formados por dos capas, en función de H/B (espesor de la capa superior / ancho de la zapata) y de la relación entre la cohesión no drenada de la capa superior e inferior. Kuo et al. (2009) utilizaron la técnica de las redes neuronales artificiales (ANN) para predecir la carga de hundimiento de suelos cohesivos formados por varias capas.

Cabe destacar que el comportamiento mecánico de un material bicapa es determinado por la localización de la capa menos resistente (capa superior o inferior) y el espesor de la capa superior. Dependiendo de esas dos variables, el tamaño y la forma del bulbo de tensiones cambia significativamente, como se puede observar en el esquema de la Figura II. 43. Cuando la capa inferior es la más resistente, el bulbo de tensión tiende a reducirse, por el contrario, si la capa inferior es la débil, la profundidad de influencia del bulbo tiende a expandirse (Hanna, 1987).

Figura II. 43: Profundidad de influencia del bulbo de tensiones. (a) Macizo rocoso homogéneo; (b) Capa superior es la menos resistente; (c) Capa inferior es la menos resistente

9.2. Carga de hundimiento de suelo cohesivo bicapa (Zhu, 2004)

La grafica propuesta por Zhu (2004) se describe en esta sección, donde la variación del factor de capacidad de carga se representa en función de la correlación entre la cohesión no drenada de las capas superior e inferior ($C1/C2$) y la relación entre el espesor de la capa superior y el ancho de la base (H/B) (Figura II. 44).

Figura II. 44: Factor de carga N_c^* (modificado de Zhu (2004))

El autor propuso un coeficiente de capacidad de carga N_c^* que multiplicado por el valor de la resistencia al corte sin drenaje de la capa superior de arcilla ($C1$) permite conocer la carga de hundimiento de un suelo bicapa, formado por dos capas cohesivas. Los cálculos de Zhu (2004) fueron realizados por el software comercial de cálculo de elementos finitos ABAQUS.

En la Figura II. 44 se puede observar que en los casos en que la capa superior es menos resistente que la capa inferior ($C1/C2 < 1$), el valor de N_c^* disminuye con el aumento de H/B . Para los casos en que la capa superior es la más resistente ($C1/C2 > 1$), el valor de N_c^* aumenta a medida que aumenta H/B .

N_c^* tiende a $(2 + \pi)$ para todos los casos (esa es la solución exacta para una zapata sobre suelo cohesivo homogéneo), lo que indica que con el aumento de H/B el mecanismo

de falla está limitado por la capa superior y que para esos valores de H/B el suelo puede ser tratado como un suelo homogéneo utilizando únicamente las propiedades del suelo superior.

El valor H/B que limita la influencia de la capa inferior en la carga de hundimiento depende de la ubicación de la capa menos resistente. Cuando la capa superior es menos resistente, N_c^* tiende a $(2 + \pi)$ a partir de $H/B = 0.75$, y la capacidad de carga del suelo de bicapa es similar a la obtenida para el caso homogéneo; mientras que, en los casos en que $N_c^* < (2 + \pi)$, dependiendo de la relación entre los valores de $C1$ y $C2$, la capa inferior puede condicionar la carga de hundimiento hasta $H/B = 2$.

Los ejes verticales adicionales se agregan al gráfico dividiendo los valores de N_c^* entre $(2 + \pi)$ para obtener la convergencia de todas las curvas al valor de 1 que se toma como criterio para el desarrollo de los gráficos presentados en este trabajo.

CAPÍTULO III:

Modelo numérico y validación

CAPÍTULO III: MODELO NUMÉRICO Y VALIDACIÓN

1. Descripción del cálculo mediante diferencias finitas

En las últimas décadas la utilización de métodos numéricos para la resolución de problemas geotécnicos se ha incrementado significativamente. En el mercado ya se dispone de una diversa gama de programas comerciales, desarrollados específicamente para suplir las necesidades y particularidades de los materiales más comunes en la rama de la geotecnia.

FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) fue desarrollado por ITASCA Consulting Group, Mineapolis, siendo uno de los programas más empleados para la resolución numérica de cálculos geomecánicos.

Dicho programa se basa en la utilización del método de diferencias finitas para la resolución de las ecuaciones diferenciales. En este método, cada grupo de ecuaciones se sustituye por una expresión algebraica en puntos discretos, siendo la solución obtenida mediante el empleo de un método cíclico de cálculo (Figura III. 1), en el cual en cada paso se resuelven las ecuaciones de equilibrio del movimiento y las constitutivas. Las deformaciones y desplazamientos se obtienen a partir de las tensiones y fuerzas de cada punto de masa determinadas en el paso anterior.

Figura III. 1: Ciclo básico de cálculo explícito (modificado Itasca, 2007)

En FLAC se utilizan ecuaciones basadas en la 2ª ley de Newton y la resolución se realiza mediante el método de cálculo explícito, con lo cual no es necesario almacenar ninguna matriz de rigidez durante la realización de los cálculos. Debido a eso, este método de cálculo presenta grandes ventajas relacionadas con el almacenamiento de datos y el tiempo de procesado, sin embargo, es sensible a los cambios bruscos en las propiedades de los materiales en el modelo. Con lo cual, se debe controlar la discretización del modelo, para evitar zonas donde puedan ocurrir interacciones bruscas.

Otro método numérico muy utilizado es el de elementos finitos (por ejemplo, implementado en el programa PLAXIS, de Bentley Systems), que a diferencia del método de diferencias finitas utiliza el método implícito de cálculo.

Cabe destacar que el método de elementos finitos busca una solución para el problema aproximado, mientras que el de diferencia finita busca la solución a las ecuaciones exactas del problema. En la Tabla III. 1 se enumeran otras variaciones observadas entre los dos métodos.

Es importante destacar que, al utilizar métodos de cálculo con diferentes procedimientos, aunque adopten el mismo criterio de rotura en el modelo constitutivo, la ley de flujo implementada será diferente. Por tanto, los resultados obtenidos para un mismo caso calculado con diferentes métodos numéricos difícilmente serán iguales, pero si los modelos están bien realizados deben ser similares.

Tabla III. 1: Comparación entre los métodos de diferencias finitas y elementos finitos (López Rayo, 2002).

Método Explícito (Diferencias finitas)	Método Implícito (Elementos finitos)
Pequeña cantidad de esfuerzo computacional por tiempo de cálculo	Gran cantidad de esfuerzo computacional por tiempo de cálculo
Necesita emplear más tiempo para llegar a la solución final. En modelos elásticos lineales es excesivamente lento	El tiempo de cálculo necesario es menor al empleado por el método explícito. En modelos elásticos lineales, la matriz de rigidez es constante y el cálculo es rápido y robusto
El método explícito es sensible a los cambios bruscos en las propiedades de los materiales del modelo (por ejemplo, grandes diferencias en la rigidez o en la permeabilidad)	El método implícito es más consistente ante cambios bruscos en las propiedades de los materiales del modelo
Las matrices nunca son creadas. Los requerimientos de memoria son siempre mínimos	Las matrices de rigidez tienen que ser almacenadas.
Desde que las matrices no son creadas, grandes deformaciones y desplazamientos son alojadas sin un esfuerzo computacional adicional	Se necesita un esfuerzo computacional adicional para seguir grandes desplazamientos y deformaciones
No es un método incondicionalmente estable. Puede seguir iterando en estados de colapso del modelo	Método incondicionalmente estable. En un estado plástico el programa deja de iterar
No es necesario iterar para seguir la ley constitutiva no-lineal	Es necesario el proceso de iteración para seguir la ley constitutiva no-lineal
Siempre que el criterio del tiempo de cálculo sea siempre correcto, las leyes no-lineales son siempre seguidas en un camino físico válido	Siempre es necesario demostrar que el procedimiento arriba mencionado es: (a) estable; (b) sigue el camino físicamente correcto

2. Hipótesis del modelo

Pese al gran desarrollo de los métodos numéricos en las últimas décadas, es importante tener en cuenta que la representación de la realidad en un modelo numérico no es algo sencillo, es necesario realizar simplificaciones, pero de forma que el resultado obtenido aún sea fiable.

Por un lado, el modelo precisa disponer de contornos, que deben estar

suficientemente alejados de la zona de estudio como para no influir en el resultado. La verificación de los bordes laterales puede ser hecha cambiando las condiciones de contorno y observando que no exista variación en el resultado. La verificación del borde inferior se puede realizar mediante el bulbo de tensiones, observando que el modelo no genere tensiones a esa profundidad.

Por otro lado, al realizar un modelo numérico se debe conocer bien los datos de partida. En caso de incertidumbres, se puede proceder a realizar un análisis de sensibilidad, el cual consiste en mantener todos los parámetros constantes alterando solamente uno, de forma que se llega a conocer cómo influye el cambio en el resultado final. En caso de que el resultado sea muy sensible a un parámetro, este tiene que ser definido con bastante precisión para que el modelo se ajuste bien a la realidad.

2.1. La malla

La discretización de la malla utilizada en el modelo numérico es de suma importancia, puesto que el programa realiza el cálculo de estabilidad para cada nodo de la malla. Por eso, cuanto más fina sea la malla, más suave y realista será el movimiento de los elementos.

Sin embargo, el incremento del número de nodos requiere de más tiempo para la realización de los cálculos, siendo recomendable un refinamiento de la malla que busque una combinación óptima entre tiempo de procesado y representatividad de la realidad.

Esto se puede ilustrar mediante un ejemplo sencillo. Como se observa en la Figura III. 2, se disponen de diversas mallas y nodos que se asemejan a un muñeco con articulaciones. Si se pretende mover únicamente la mano derecha se puede entender que unas configuraciones serán más eficientes que otras.

Figura III. 2: Ejemplo de una discretización.

El muñeco A es bastante sencillo, con apenas 7 nodos ya permite identificar que se trata de un muñeco, sin embargo, al mover la mano se mueve todo el brazo y muy probablemente alguna reacción podría ser esperada en prácticamente todos los demás nodos.

La malla del muñeco B, en cambio, permite que un movimiento ligero de la mano no influya en el resto del cuerpo.

El muñeco C, a su vez ya es bastante más elaborado que el muñeco B, pero no fueron incluidos nodos en la zona que se está estudiando, por lo cual la malla C, en el ejemplo dado, poco mejora en relación a la B.

La distribución de la malla D, con un incremento de apenas 2 nodos en relación a la B, conlleva una mejora significativa, pues permite representar de forma más realista lo que pasaría al mover la mano derecha.

Por lo cual, con este ejemplo, se ilustra que una malla eficiente no necesariamente es la que tiene mayor número de nodos, pero sí la que presenta una distribución de nodos más adaptada a la zona de estudio.

En un estudio geotécnico, empleando métodos numéricos, la estructura a modelizar será probablemente menos articulada que la del ejemplo ilustrativo, pero es importante tener clara la idea de que el movimiento no debe ser brusco entre los nodos, y por eso, la distancia entre nodos (tamaño del elemento), principalmente en la zona más afectada, debe ser suficientemente pequeña para permitir una simulación realista y estable.

Los esquemas clásicos de diferencias finitas generalmente solo permiten la utilización de elementos con forma rectangular, sin embargo, FLAC aplica el método de Wilkins (1964), el cual utiliza ecuaciones diferenciales para elementos con cualquier forma y tipo de propiedades. Con lo cual, en FLAC, a pesar de que el usuario divida la malla en elementos cuadriláteros, el programa internamente divide el cuadrilátero en 2 triángulos de deformación constante (Figura III. 3(a)).

Figura III. 3: Ejemplos de elementos. (a) Elementos cuadriláteros utilizados por FLAC; (b) Típico elemento triangular con vectores velocidad; (c) Vector fuerza en los nodos. (Itasca, 2007)

2.2. Representación en 2D

En problemas con una dimensión indefinida o con simetría radial, los problemas tridimensionales pueden ser resueltos como bidimensionales realizando los modelos numéricos utilizando la deformación plana o la representación axisimétrica.

En la modelización aplicando la teoría de deformación plana (plane strain), se analiza una rebanada de 1 unidad de longitud perpendicular a la sección (Figura III. 4), y se adoptan nulas las deformaciones a cortante (cizalla) perpendiculares al plano representado.

El ejemplo clásico de una cimentación que se ajusta bien al modelo de simulación plana sería una zapata corrida, en la cual una de las direcciones posee una dimensión mucho mayor a las otras dos.

Figura III. 4: Esquema de un modelo de deformación plana (modificado Itasca, 2007).

Los modelos axisimétricos, en cambio, utilizan el sistema de coordenadas cilíndricas permitiendo representar piezas que tengan simetría axial, como por ejemplo una zapata circular.

En la Figura III. 5 se muestra la parte de la estructura en 3D que estaría siendo representada en el modelo en 2D (aplicando la representación axisimétrica).

Figura III. 5: Esquema de un modelo axisimétrico (modificado Itasca, 2007).

Al utilizar la simetría axial solo son válidos valores en el eje x positivos, de este modo el punto $x = 0$ es considerado fijo en cualquier malla realizada en FLAC. Además, las cargas aplicadas en los nodos superiores, por ejemplo, se reparten en un área radial (como puede ser observado en la Figura III. 6), la cual posee un ángulo igual a 1 radián.

Figura III. 6: Esquema de un modelo axisimétrico en planta (modificado Itasca, 2007).

Considerando que el área de influencia de cada nodo en el modelo axisimétrico no es la misma, para conocer la carga que está siendo aplicada en la zapata es necesario utilizar el radio de influencia de cada nodo.

En la siguiente ecuación (III. 1), publicada en el manual de FLAC, se entiende que la carga aplicada en la cimentación es el resultado del sumatorio de las fuerzas aplicadas en los nodos ponderados por la distancia al eje de simetría. Ese sumatorio se multiplica por 2π , ya que la fuerza está calculada para 1 radián, dividiendo este valor por el área de la circunferencia (zapata) (Figura III. 7).

$$q_{flac} = \frac{2\pi \sum f_i^{(y)} r_i}{\pi R^2} \quad (III. 1)$$

- $f_i^{(y)}$ – fuerza aplicada en cada nodo
- r_i – radio asociado a cada nodo
- R – radio efectivo de la zapata

Figura III. 7: Esquema de cálculo de una zapata circular. (a) Vista en planta; (b) Vista lateral del modelo.

En el problema de la zapata, para los nodos que no están en el eje de simetría, el radio asociado (r_i) es la distancia entre el punto de aplicación de la carga (nodo) y el eje de simetría. En el nodo que se encuentra justo en el eje de simetría, para calcular el área de aplicación de la carga se considera el radio asociado igual a 0.25 veces el radio del nodo siguiente.

Frente a carga vertical, debido a la condición de simetría de cargas y geometría, la modelización de la zapata (Figura III. 8), se puede llevar a cabo, ya sea en el caso de deformación plana o axisimétrica, mediante un modelo con únicamente la mitad del ancho de la zapata. Ese recurso reduce significativamente el tiempo de procesamiento de cada caso. Para su implementación se deja el borde que define el eje de la simetría, con movimiento libre en la dirección vertical (y), pero fijo en la dirección horizontal (x).

Figura III. 8: Esquema de la cimentación de una zapata corrida o axisimétrica utilizando el eje de simetría

2.3. La interfase

En los cálculos de carga de hundimiento realizados mediante métodos numéricos es muy común simplificar el modelo sustituyendo la zapata por las fuerzas (incremento de velocidad en el tiempo) aplicadas directamente sobre el terreno. Por tanto, no es necesario proporcionar parámetros resistentes de la propia zapata, ni de la superficie de contacto (la interfase zapata-terreno).

Según el manual de FLAC, una interfase es la conexión entre dos sub-mallas que pueden separarse, deslizando. Una interfase puede ser la representación de una falla (discontinuidad) o de un plano de contacto, o ser un artificio para unir diferentes mallas con elementos de distintos tamaños.

Pese a que no hay límite en el número de interfases que se puede modelizar utilizando FLAC, se recomienda la utilización de solamente algunas por modelo. En los casos donde se desee emplear muchas, como puede ser un estudio de vuelco de estratos, es más adecuada la utilización de programas de elementos discretos, como es el caso del UDEC, programa desarrollado también por Itasca.

Las interfases generadas en FLAC pueden ser de tres tipos:

- Glued (“pegado”): esa tipología no permite ni el deslizamiento, ni la abertura entre las dos caras (“faces”), en ese caso solamente puede ocurrir desplazamientos elásticos entre los dos lados. Con ese tipo de interfase solo se necesita definir dos parámetros: los módulos de rigidez al cizallamiento y de la rigidez normal (shear stiffness, k_s y normal stiffness, k_n).
- Criterio de Coulomb (resistencia al cizallamiento): cuando la interfase sigue el criterio de Coulomb, su resistencia máxima al corte es igual a: $\tau_{max} = c_i \cdot L + \sigma_n \cdot \tan\phi_i$; donde c_i es la cohesión que une las caras, L es la longitud de contacto efectivo entre los dos lados, ϕ_i el ángulo de fricción entre las “faces”, y σ_n la fuerza normal que está actuando. Además de estos parámetros, aún se necesita definir el valor de la dilatancia.
- Tension Bond: en esta última tipología el usuario puede elegir si quiere definir la resistencia a tracción o al corte, y mientras que no se supere el valor definido,

que causa la rotura de la superficie de contacto, la interfase se comportará como si fuera del tipo glued. Además, el usuario puede permitir que ocurra o no el deslizamiento entre los lados, pero en ningún momento va a producirse la separación de los bordes, con lo cual la dilatancia es siempre igual a cero.

Sin embargo, a parte de esos tres tipos de interfase, la representación de una interfase zapata-terreno perfectamente lisa o rugosa se puede realizar fijando o permitiendo el movimiento de los nodos donde se aplica la fuerza.

En concreto, en los casos estudiados, la fuerza es aplicada mediante incrementos de velocidad, por lo que si los nodos donde se aplican el incremento de velocidad estuvieren fijos en las dos direcciones (“x” e “y”) se estaría representando una interfase zapata-terreno perfectamente rugosa, pues no se permite ningún movimiento. Mientras que, cuando no se restringe el movimiento en horizontal (“x”), se simula una interfase zapata-terreno perfectamente lisa, pues no hay ninguna resistencia al movimiento horizontal.

2.4. El modelo constitutivo

FLAC, al ser un programa numérico desarrollado especialmente para la resolución de problemas geotécnicos, trae incorporados modelos constitutivos asociados a los principales criterios de rotura, como son el de Mohr-Coulomb y el de Hoek y Brown modificado (2002).

En los casos estudiados, al tratarse de macizos rocosos, se ha utilizado el criterio de rotura no lineal de Hoek y Brown modificado (2002).

Siendo importante destacar que el criterio de rotura de Hoek y Brown modificado (2002) puede ser implementado utilizando dos modelos constitutivos distintos definidos por FLAC: el llamado modelo “Hoek y Brown” y el llamado modelo “Hoek y Brown modificado”. Sin embargo, en ambos modelos se utiliza el criterio de rotura de Hoek y Brown modificado (2002), pero con distintas leyes de flujo.

La ley de flujo adoptada es distinta en cada uno de los modelos constitutivos, en

el modelo de Hoek y Brown si σ_{3cv} (constante volumen) es igual a 0, la ley de flujo es no asociada y la dilatancia es nula, mientras que si σ_{3cv} es muy elevado (se adoptó igual a 5 veces la RCS) se activa la ley de flujo asociada.

El modelo constitutivo de Hoek y Brown modificado ya permite definir si se quiere usar la ley de flujo asociada o la no asociada, incluyendo su valor, que puede ser igual o distinto de cero.

Se ha comprobado que los resultados obtenidos con los dos modelos constitutivos son muy similares en condiciones de dilatancia asociada y dilatancia nula.

2.5. El modelo de cálculo

En la Figura III. 9, Figura III. 10 y Figura III. 11 se representa un ejemplo de los ficheros de cálculo utilizados durante la investigación. En la primera parte se definen el tamaño y el espaciado de la malla, así como el modelo constitutivo adoptado y los parámetros geotécnicos y geométricos de cada caso. El estado del macizo representado por el GSI es introducido en el modelo mediante los módulos de compresibilidad (K) y el de rigidez (G), calculados según las siguientes ecuaciones:

$$RCS \leq 100MPa: E_m(GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot \sqrt{\frac{RCS}{100}} \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}} \quad (III. 2)$$

$$RCS > 100MPa: E_m(GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}} \quad (III. 3)$$

$$k = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu)} \quad (III. 4)$$

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (III. 5)$$

Las fórmulas (III. 2) y (III. 3) tratan de estimar valores razonables de deformabilidad del macizo rocoso (Hoek et al., 2002); si bien como era esperado el módulo de elasticidad no influye en el resultado de la presión de hundimiento, puesto que la carga de hundimiento no depende del recorrido de tensiones, sino únicamente del la situación final de la rotura. Sin embargo, el módulo de deformación ha sido elegido cuidadosamente porque afecta directamente a los desplazamientos, que permiten estudiar cómo se ha desarrollado el mecanismo de rotura.

En la segunda parte de los ficheros de las Figura III. 9, Figura III. 10 y Figura III. 11 se definen las condiciones de contorno y se aplica la carga mediante incrementos de velocidad.

En la tercera parte de dichos ficheros se calcula el valor de la fuerza aplicada y del desplazamiento sufrido por el nodo central de la zapata, se define el número de ciclos del modelo, se genera la gráfica tensión-deformación y se guardan los resultados.

```

;Caso numero 1 - Primera parte
Config
g 40 56
mod mhoekbrown
gen 0,0 0,28 20,28 20,0 i=1,41 j=1,57
prop bulk=0.15E9 shear=0.07E9 hbs=0.0000454 hbmb= 0.2009
hbsigci=5.0E6 hba= 0.5853574 hb_do=0
prop density 2600
set grav 0.0

; Condiciones de contorno - Segunda parte
fix x i=1
fix x y i=41 j=1,57
fix x y j=1
fix x y i=1,5 j=57
ini yv -7.5e-6 i=1,5 j=57

; Resultados - Tercera parte
def load
sum =0.0
loop i (1,5)
sum =sum + yforce(i,57)
end_loop
load = 2.0*sum/(x(5,57)+x(6,57))
disp = -ydisp(1,57)
end
hist load
hist disp
step 100000
plot hist 1 vs 2
save 1_176.sav

```

Figura III. 9: Ejemplo del fichero de cálculo utilizado (deformación plana)

```
;Caso numero 2 - Primera parte
Config axi
g 40 56
mod mhoekbrown
gen 0,0 0,28 20,28 20,0 i=1,41 j=1,57
prop bulk=1.5E9 shear=0.7E9 hbs=0.0038659 hbmb= 0.8384
hbsigci=5.0E6 hba= 0.5057336 hb_do=0
prop density 2600
set grav 0.0

; Condiciones de contorno - Segunda parte
fix x i=1
fix x y i=41 j=1,57
fix x y j=1
fix x y i=1,5 j=57
ini yv -2.5e-7 i=1,5 j=57

; Resultados - Tercera parte
def load
sum=yforce(1,57)*x(2,57)*0.25
loop i (2,5)
sum=sum+yforce(i,57)*x(i,57)
end_loop
rad=(x(5,57)+x(6,57))*0.5
load=sum*2/(rad*rad)
disp = -ydisp(1,57)
end
hist load
hist disp
step 100000
plot hist 1 vs 2
save 2_227.sav
```

Figura III. 10: Ejemplo del fichero de cálculo utilizado (modelo axisimétrico)

```
; Caso numero 5 - Primera parte
Config
g 40 56
mod mhoekbrown
gen 0,0 0,28 20,28 20,0 i=1,41 j=1,57
prop bulk=0.15E9 shear=0.09E9 hbs=0.0000454 hbmb= 0.2009
hbsigci=5.0E6 hba=0.58535741 hb_do=-1 j=29,57
prop bulk=0.47E9 shear=0.28E9 hbs=0.0004189 hbmb=0.4104
hbsigci=5.0E6 hba=0.52234377 hb_do=-1 j=1,29
prop density 2600
set grav 0.0

; Condiciones de contorno - Segunda parte
fix x i=1
fix x y i=41 j=1,57
fix x y j=1
fix x y i=1,5 j=57
ini yv -2.5e-6 i=1,5 j=57

; Resultados - Tercera parte
def load
sum =0.0
loop i (1,5)
sum =sum + yforce(i,57)
end_loop
load = 2.0*sum/(x(5,57)+x(6,57))
disp = -ydisp(1,57)
end
hist load
hist disp
step 200000
plot hist 1 vs 2
save 5_26.sav
```

Figura III. 11: Ejemplo del fichero de cálculo utilizado (modelo bicapa)

3. Validación numérica

3.1. Geometría del modelo

Como se explica en el apartado 2.1 utilizar una malla adecuada es muy importante para la obtención de un resultado fiable. Para la definición de la malla del modelo, se han probado diferentes mallas hasta garantizar que se estaba trabajando con una malla adecuada a una alta precisión numérica, para eso se han controlado tres aspectos:

- Tamaño de la malla (anchura y profundidad)
- Separación entre los nodos
- Distribución de los nodos

Este análisis se ha repetido para cada ancho de la zapata considerado.

Para validar el tamaño de la malla se ha comprobado que en el borde lateral del modelo (opuesto a la zapata) no llegasen desplazamientos y que en profundidad ya no llegasen tensiones. Se destaca que como dependiendo de las hipótesis de cálculo (rugosidad de la interfase, forma de la zapata...) el tamaño de la cuña de desplazamientos varía, esa verificación se ha realizado también para cada hipótesis de cálculo.

Así, por ejemplo, para un ancho de zapata de 4.5 m se ha adoptado una malla de 20x28m. En la Figura III. 12 y Figura III. 13 se representan las salidas graficas de desplazamiento horizontal y de la tensión principal mayor para la malla utilizada en estos cálculos y también de la prueba de una de las mallas (16x24 m). Se puede observar que con 16 m de ancho ya no llegaban desplazamientos en el borde lateral, pero sí algo de tensión en el borde inferior, por eso se adoptó la malla de 20x28 m. Además, en la Tabla III. 2 y Figura III. 14 se puede observar los resultados obtenidos con tres tamaños de malla 16x24 m, 20x28 m y 20x32m, donde se concluye que incrementando el tamaño de la malla el resultado ya se mantiene constante.

Figura III. 12: Salidas gráficas de desplazamiento horizontal para diferentes tamaños de malla. (a) 16x24m; (b) 20x28 m

Figura III. 13: Salidas gráficas de la tensión principal mayor para diferentes tamaños de malla. (a) 16x24m; (b) 20x28 m

Tabla III. 2: Resultados de la carga de hundimiento obtenidos con tres tamaños de mallas distintos

Incremento de velocidad (m/step)	Malla 16x24 m	Malla 20x28 m	Malla 20x32 m
-7.50E-06	0.318	0.289	0.289
-2.50E-06	0.262	0.244	0.244
-7.50E-07	0.2459	0.2309	0.2309
-2.50E-07	0.2403	0.2264	0.2265
-7.50E-08	0.2386	0.2243	0.2246

Figura III. 14: Representación de los resultados de la Tabla III. 2 en la gráfica carga de hundimiento versus incremento de velocidad

Por otro lado, se ha probado diferentes separaciones entre los nodos, pero se ha observado que al dividir la aplicación de la carga (zapata) en 5 ó 6 nodos se garantizaba una buena convergencia de los resultados. De manera que, dependiendo del ancho de la zapata los nodos están espaciados para garantizar la introducción de la carga en 5 ó 6 nodos. En la Tabla III. 3 y Figura III. 15 se presentan un ejemplo en que se observa que inclusive con un menor número de nodos el resultado converge para el mismo valor, sin embargo, se ha considerado más adecuado adoptar 5 ó 6 nodos de aplicación de la carga para garantizar la estabilidad del modelo en las diversas hipótesis implementadas.

Tabla III. 3: Resultados obtenidos variando la cantidad de nodos donde se aplica la carga

Incremento de velocidad (m/step)	3 nodos	5 nodos	9 nodos
-7.50E-06	0.271	0.289	0.302
-2.50E-06	0.24	0.244	0.255
-7.50E-07	0.2312	0.2309	0.2319
-2.50E-07	0.2281	0.2264	0.2254
-7.50E-08	0.2271	0.2243	0.2228

Figura III. 15: Representación de los resultados de la Tabla III. 3 en la gráfica carga de hundimiento versus incremento de velocidad

Por último, también se ha estudiado si se debería utilizar una malla uniforme o una con mayor refinamiento bajo la zapata (Figura III. 16). Considerando que una de las limitaciones del método de las diferencias finitas es no tolerar cambios bruscos de tensiones entre las zonas y que con el modelo se calcularían diferentes hipótesis se ha preferido adoptar una malla uniforme.

La malla uniforme incrementó el tiempo de procesado, pero ha evitado que surgieran zonas de inestabilidad en el cálculo numérico.

Figura III. 16: Representación de la malla. (a) Uniforme; (b) Refinada

3.2. Estudio de convergencia (variación de la velocidad de los nodos)

Numéricamente se asume que se alcanza la carga de hundimiento cuando el medio continuo no consigue absorber más carga, porque se ha formado un mecanismo de rotura internamente. En el presente estudio, la aplicación de la carga se realiza mediante incrementos de velocidad. Dichos incrementos de velocidad son una manera de aplicar una fuerza (III. 6) en el modelo de manera gradual (F) sobre los nodos que tienen asociada una masa (m). El cálculo realizado simula una situación estática, independiente del tiempo, la velocidad (v) entonces se mide en m/step. El step (paso) corresponde a un pseudo-tiempo (t).

$$F = m \cdot \frac{\partial v}{\partial t} \quad (\text{III. 6})$$

Cabe destacar que el valor del incremento de velocidad aplicado influye en el resultado y forma de la curva fuerza-desplazamiento (se ha marcado como punto de control del desplazamiento el nodo central, el del eje de simetría). Por tanto, influye

decisivamente en el valor de la carga de hundimiento. Es decir, es necesario controlar este valor de la velocidad de los nodos como un parámetro de convergencia numérica del modelo. De manera que el valor de incremento de velocidad debe ser suficientemente pequeño como para permitir que el resultado obtenido tenga la precisión numérica requerida; pero también se tiene que considerar que cuanto menor es el incremento, mayor será el número de ciclos de interacción y el tiempo de procesamiento.

En la Figura III. 17, se presentan 3 gráficas tensión (fuerza aplicada entre la longitud de la base de la zapata) versus deformación (del nodo central, eje de simetría), de un mismo caso, donde solo se ha variado el valor del incremento de velocidad. Se observa que cuanto menor es el incremento, menor vibración tiene la curva, siendo más estable el resultado y es posible obtener un resultado más fiable.

Figura III. 17: Variación de la gráfica tensión vs deformación en función del valor del incremento de velocidad. (a) $-2.5E-5$ m/step; (b) $-2.5E-6$ m/step; (c) $-2.5E-7$ m/step

A parte del análisis de las gráficas tensión vs deformación (Figura III. 17), se ha realizado un estudio de convergencia que consistió en representar gráficamente distintos valores de carga de hundimiento obtenidos en función del incremento de velocidad utilizado (Figura III. 18).

Figura III. 18: Ejemplo de gráfica carga de hundimiento vs incremento de velocidad.

Cabe destacar que el tiempo de cálculo depende en gran medida del tipo de roca (m_o), siendo mayor, cuanto mayor es el m_o ; y de las hipótesis adoptadas, los cálculos son más rápidos con ley de flujo asociada, considerando el peso propio del terreno y con modelo axisimétrico (hipótesis más estables numéricamente).

Entre cada punto de la gráfica de la Figura III. 18 el número de pasos (steps) necesarios para llegar a la convergencia es 2 a 3 veces mayor que el número utilizado en el punto anterior, con lo cual el tiempo de cálculo también se incrementa en la misma proporción.

En función de la combinación del tipo de roca, hipótesis adoptada, tamaño de la malla (dependiendo del ancho de la zapata) y del incremento de velocidad aplicado, un modelo puede tardar en calcularse algunos minutos o llegar a durar días. Una vez considerado el código válido y estable, se conseguía calcular de media del orden de 10 a 15 casos por día. Durante el desarrollo de la investigación se han realizado más de 2700 casos de análisis.

En la Figura III. 18 se puede observar la dependencia del resultado de la carga de hundimiento con relación al incremento de velocidad, y cómo, con la disminución del valor del incremento de velocidad el resultado converge acercándose al valor final por el límite superior en el método teórico. Para todos y cada uno de los casos de

cálculo ha sido necesario realizar un estudio de convergencia con distintos valores de incrementos de velocidad, ya que con diferente combinación de parámetros geométricos y geotécnicos la convergencia es diferente.

El análisis de convergencia debe ser realizado según la gráfica representada en la Figura III. 18, porque dependiendo del caso, se pueden obtener gráficas tensión vs deformación (Figura III. 17) que parecen estables, pero que no proporcionan el resultado correcto (el valor de convergencia). Por ejemplo, en la Tabla III. 4 y Figura III. 19 se presentan los resultados de la carga de hundimiento de un caso en función del valor del incremento de velocidad, sin embargo, en la Figura III. 20 se puede observar que la curva tensión vs deformación es bastante estable, pese a que su resultado difiere del valor para el cual la carga de hundimiento converge.

Tabla III. 4: Resultados de la carga de hundimiento en función del incremento de velocidad

Incremento de velocidad (m/step)	Carga de hundimiento (MPa)
-7.50E-05	705
-2.50E-05	636
-7.50E-06	594
-2.50E-06	579
-7.50E-07	572.6
-2.50E-7	571

Figura III. 19: Representación de los resultados de la Tabla III. 4 en la gráfica carga de hundimiento versus incremento de velocidad

Figura III. 20: Gráfica tensión vs deformación, para un incremento de velocidad de $-7.5E-5$

El análisis de convergencia del valor de la carga de hundimiento es necesario porque en el problema estudiado la incógnita es la carga última. Para garantizar un resultado fiable se ha considerado que el resultado había llegado a la convergencia cuando la variación entre los resultados obtenidos con distintos incrementos de velocidad era inferior al 2%.

4. Comparación con la solución analítica

Se ha controlado la convergencia numérica según se ha indicado en el apartado anterior. De manera, que la convergencia de resultados en cada uno de los factores que influyen en la precisión del resultado obtenido numéricamente, permite validar los resultados obtenidos por el método de las diferencias finitas (FDM). En este apartado, los resultados calculados mediante el programa numérico de diferencias finitas (FLAC) se han comparado con los resultados obtenidos por la solución analítica (Serrano et al., 2000).

4.1. Hipótesis y parámetros adoptados

En el cálculo numérico, se ha empleado la hipótesis de deformación plana (simulando una zapata corrida), sin considerar el peso propio del material rocoso, con la ley de flujo asociada y la interfase perfectamente rugosa.

En esta fase de comparación, se han analizado un total de 192 casos, resultantes de la combinación de cuatro parámetros influyentes en la carga de hundimiento (m_o , B , RCS, GSI). Con los valores dados en la Tabla III. 5 se abarca una gran variedad de tipos y estados de macizos rocosos.

Tabla III. 5: Resumen de los parámetros adoptados

m_o	B (m)	RCS (MPa)	GSI
5 (yesos)	4.5	5	10
12 (esquistos)	11	10	50
20 (riolitas)	16.5	50	85
32 (granito)	22	100	

Pese a que teóricamente el ancho de la zapata no influye en la carga de hundimiento en la hipótesis sin peso propio del material y que no es una de las variables en la solución analítica, se ha realizado el modelo numérico adoptando distintos valores de B porque es una hipótesis asociada al cálculo numérico que lo diferencia del procedimiento analítico. Numéricamente se realiza un recorrido tensodeformacional hasta alcanzar la solución, y por tanto el tipo de interfase que se considere implícitamente puede influir en la solución y ser dependiente del ancho; no es así en la solución teórica, donde no hay necesidad de incorporar tal hipótesis porque no hay dependencia con la deformación.

Se destaca que, por problemas de inestabilidad numérica del modelo, no ha sido posible obtener un resultado numérico para una combinación de $m_o = 32$ y $GSI = 10$ con diferentes valores de RCS y anchos de zapata (B), por lo tanto, las variaciones en los resultados presentados en las figuras de los apartados siguientes no abarcan del todo los casos analizados. Esto pone de manifiesto la importancia de las soluciones analíticas en situaciones particulares, no solo para validar resultados numéricos en condiciones simplificadas, sino para establecer las limitaciones asociadas al cálculo numérico.

4.2. Resultados

La comparación de los resultados numéricos (P_{hFDM}) y analíticos ($P_{hS\&O}$) se ha estudiado mediante un análisis de sensibilidad, donde se ha observado la influencia de

los 4 parámetros variables (m_o , B , RCS y GSI). En la Figura III. 21 se observa la correlación entre los resultados en función de m_o , concluyendo que el valor de P_{hFDM} obtenido en el estudio de convergencia siempre es superior al de $P_{hS\&O}$, con una variación entre los resultados de hasta un 60%.

Figura III. 21: Correlación de P_{hFDM} y $P_{hS\&O}$ en función de m_o

La Figura III. 21 demuestra claramente la influencia del tipo de roca (m_o) en la correlación entre $P_{hS\&O}$ y P_{hFDM} , siendo peor el ajuste para valores elevados de m_o . Los resultados de P_{hFDM} en los casos con m_o bajos ($m_o = 5$) son muy similares a los resultados $P_{hS\&O}$ presentando una variación inferior a 15%, mientras que para m_o elevado ($m_o = 32$) los resultados numéricos (P_{hFDM}) pueden superar en hasta 60% los resultados analíticos ($P_{hS\&O}$).

En la Figura III. 22 se puede ver una ligera influencia de B en la dispersión de los resultados de la relación entre P_{hFDM} y $P_{hS\&O}$ incrementándose con el aumento de B . Se percibe esa sensible influencia de manera más clara en la Figura III. 23 donde la correlación de los resultados entre P_{hFDM} y $P_{hS\&O}$ se presenta en función del resultado analítico ($P_{hS\&O}$). Se observa que para la zapata de mayor ancho ($B = 22$ m), los valores de P_{hFDM} se encuentran un poco por encima de los valores obtenidos para los anchos de la zapata más bajos ($B = 4.5, 11, 16.5$ m).

Figura III. 22: Correlación de P_{hFDM} y $P_{hs\&O}$ en función de B

Figura III. 23: Relación entre P_{hFDM} y $P_{hs\&O}$ en función de $P_{hs\&O}$ en función de B , (a) $P_{hs\&O}$ hasta 50 MPa, (b) $P_{hs\&O}$ entre 50 y 1100 MPa

La poca influencia de B (menos de 15%) en el valor del P_{hFDM} era esperada, al no considerar el incremento de la carga de hundimiento debido al peso propio del material. Esta pequeña variación de la carga de hundimiento en función del ancho de la zapata indica una buena respuesta del cálculo numérico y es debido, como se ha comentado anteriormente, a las diferentes hipótesis respecto al contacto que deben adoptarse cuando se define el modelo numérico y que no se contemplan en el cálculo teórico.

Con relación al parámetro RCS, se observa en las Figura III. 24 que la dispersión de resultados en la correlación de P_{hFDM} y $P_{hS\&O}$, es prácticamente independiente del valor de dicha RCS. Esto se debe al hecho de que los resultados numéricos presentan la misma variación de acuerdo con la RCS que los resultados analíticos, en ambos métodos la carga de hundimiento está asociada a un porcentaje de la RCS, mediante un factor de carga ($N_{\sigma 0}$).

Figura III. 24: Correlación de P_{hFDM} y $P_{hS\&O}$ en función de la RCS

En la Tabla III. 6 se presentan dos ejemplos de la correlación de P_{hFDM} y $P_{hS\&O}$ con la variación de la RCS. En el primer grupo de los casos estudiados (1, 2, 3 y 4) correspondientes a un primer tipo de roca ($m_o=5$) se observa la semejanza en los resultados de P_{hFDM} y $P_{hS\&O}$. En el segundo grupo de casos (5, 6, 7 y 8) correspondiente a $m_o = 20$, los resultados de P_{hFDM} y $P_{hS\&O}$ presentan una dispersión del orden del 25%. En base a estos 2 ejemplos se observa que cuanto mayor es el valor de m_o , se incrementa la dispersión entre P_{hFDM} y $P_{hS\&O}$.

Para el primer grupo de los casos estudiados (de 1 a 4) se observa la misma variación con la relación entre RCS tanto entre los valores obtenidos de P_{hFDM} como en $P_{hS\&O}$. La misma tendencia del valor de P_h con la relación de RCS se observa en el segundo grupo de casos estudiados (de 5 a 8). Se concluye que independientemente de la semejanza entre los resultados de P_{hFDM} y $P_{hS\&O}$ los resultados son proporcionales al valor de la RCS.

Tabla III. 6: Correlación de P_{hFDM} y $P_{hS\&O}$ con RCS.

CASO	RCS (MPa)	P_{hFDM} (MPa)	$P_{hS\&O}$ (MPa)
1	5	0.22	0.22
2	10	0.44	0.46
3	50	2.22	2.22
4	100	4.44	4.47
5	5	0.82	1.05
6	10	1.65	2.1
7	50	8.18	10.5
8	100	16.52	20.8

La correlación analítica se observa mediante la ecuación (II. 12), dado que β_a es directamente proporcional a la RCS, y que P_h , a su vez, es directamente proporcional a β_a , con lo cual P_h es directamente proporcional a la RCS. De este modo, se entiende que la RCS no influya en la correlación de P_{hFDM} y $P_{hS\&O}$, pues los resultados numéricos presentan una correlación directa con la RCS, de la misma manera que el método analítico. Esta dependencia en ambos métodos de cálculo se pone de manifiesto en la siguiente figura (Figura III. 25):

Figura III. 25: Relación entre la carga de hundimiento numérica y analítica. (a) $P_{hS\&O}$ versus P_{hFDM} ; (b) $P_{hS\&O}/RCS$ versus P_{hFDM}/RCS

Al contrario, en la Figura III. 26 se observa que la dispersión y la diferencia entre los resultados disminuye con el aumento del GSI. Con valores elevados de GSI la correlación entre los resultados es inferior a 20%. Se puede deducir que la combinación de $m_o = 32$ y $GSI = 10$ presentaría resultados con una variación entre P_{hFDM} y $P_{hS\&O}$ aun mayor que el 60%, y que debido a no haber sido posible su cálculo por problemas de convergencia en el modelo numérico la dispersión no alcanza el 50%.

Figura III. 26: Correlación de P_{hFDM} y $P_{hS\&O}$ en función del GSI

En la Figura III. 27 se representa la relación entre P_{hFDM} y $P_{hS\&O}$ en función de $P_{hS\&O}$ dependiendo del parámetro GSI. Se puede concluir que cuanto mayor sea el valor de la carga de hundimiento, menor será la dispersión entre los resultados de ambos métodos, y también que el rango de valores de $P_{hS\&O}$ es definido en función de GSI.

Figura III. 27: Relación entre P_{hFDM} y $P_{hS\&O}$ en función de $P_{hS\&O}$ dependiendo del GSI, (a) $P_{hS\&O}$ hasta 50 MPa, (b) $P_{hS\&O}$ entre 50 y 1100 MPa

Los demás parámetros estudiados (m_o , B , RCS), también influyen en el valor de la carga de hundimiento, pero no llegan a definir rangos tan claros como el GSI (Figura III. 27).

Con base en la Figura III. 21 y Figura III. 26 se puede destacar que los dos parámetros que más influyen la relación entre P_{hFDM} y $P_{hS\&O}$ son m_o y GSI, una vez que los rangos de dispersión asociados a estos parámetros cambian en función del valor de dicho parámetro (representado en el eje de abscisas).

Figura III. 28 muestra que el rango de dispersión depende de la combinación del GSI con el m_o , siguiendo la tendencia de que, con el aumento en el valor del m_o , el rango de dispersión de los resultados aumenta, variando del 10% para el mínimo m_o a más del 60% para el valor de m_o más elevado. Cualitativamente también se observa que cuando GSI es mayor y m_o es menor, los resultados analíticos y numéricos son muy similares (la dispersión es inferior al 5%). Mientras que con un GSI más bajo y un m_o más alto, el modelo numérico es más inestable, los resultados están lejos de los calculados analíticamente y, en algunos casos, no es posible obtener resultados (casos con $m_o = 32$ y GSI = 10 como se indicó anteriormente).

Figura III. 28: Relación entre P_{hFDM} y $P_{hS\&O}$ en función de GSI y m_o

4.3. Coeficiente de correlación

Una vez conocidos los parámetros más determinantes en la correlación objeto de estudio, se ha podido desarrollar un coeficiente corrector que permite estimar el porcentaje de variación entre $P_{hS\&O}$ y P_{hFDM} , en función de diferentes parámetros del macizo rocoso.

Se ha observado que los resultados numéricos son siempre mayores (ΔP_h) que los analíticos, de manera que su correlación se puede expresar:

$$P_{hFDM} = P_{hS\&O} + \Delta P_h \quad (III. 7)$$

Para que la ecuación (III. 7) fuera adimensional, se ha dividido todo por $P_{hS\&O}$, siendo el valor menor de las cargas de hundimiento obtenidas (III. 8).

$$\frac{P_{hFDM}}{P_{hS\&O}} = 1 + \frac{\Delta P_h}{P_{hS\&O}} \quad (III. 8)$$

Sabiendo que el parámetro más influyente es el GSI y el m_o , se ha analizado la correlación de los resultados para cada valor del GSI en función del tipo de roca (Figura III. 29) y se han obtenido tres ecuaciones (Tabla III. 7).

Figura III. 29: Relación entre $\Delta P_h / P_{hS\&O}$ en función del m_o , para distintos valores de GSI. (a) GSI = 10; (b) GSI = 50; (c) GSI = 85

Tabla III. 7: Ecuaciones $\Delta P_h / P_{hS\&O}$ en función del m_o , para distintos valores de GSI.

GSI	Ecuaciones
10	$\frac{\Delta P_h}{P_{hS\&O}} = 1.742 \cdot m_o$
50	$\frac{\Delta P_h}{P_{hS\&O}} = 1.092 \cdot m_o$
85	$\frac{\Delta P_h}{P_{hS\&O}} = 0.486 \cdot m_o$

Por tanto, como las ecuaciones de la Tabla III. 7 tienen la misma estructura de fórmula, se pueden generalizar en una sola ecuación en función de GSI, mediante una ecuación de ajuste, obteniendo:

$$\frac{\Delta P_h}{P_{hS\&O}} = \frac{100 - GSI}{50} \cdot m_o \quad (III. 9)$$

En la Figura III. 30 se puede observar que la variación porcentual calculada por la ecuación (III. 9) presenta un buen ajuste en los 192 casos estudiados, resaltando la zona inicial de la gráfica donde se concentra la mayor parte de los resultados.

Figura III. 30: Correlación obtenida con la ecuación (III. 9)

4.4. Análisis del desplazamiento

Los dos métodos de cálculo utilizados se basan en procedimientos/hipótesis que no coinciden en todos los aspectos, por eso era esperado que los resultados obtenidos fuesen semejantes, pero no iguales.

En el cálculo numérico se realiza un recorrido de tensiones hasta que se alcanza la rotura, mientras que en el analítico se estudia directamente la tensión equivalente a la rotura para toda la cuña de terreno por debajo de la zapata. Por ello, en el cálculo numérico, se pueden obtener otros tipos de roturas localizadas, como la de borde de zapata, la cual no está contemplada en la solución analítica.

Las salidas gráficas de los desplazamientos (horizontal y vertical) desarrolladas por debajo de la cimentación se presentan en este documento para entender cómo los mecanismos de fallo afectan a los resultados.

En los casos estudiados no se ha observado una rotura localizada, ya que todos los resultados numéricos superaban los analíticos. Se ha constatado que para valores bajos de m_o ($m_o = 5$ y 12) ocurren desplazamientos en la dirección horizontal (x) por debajo de la zapata, y los resultados resultantes de los dos métodos son muy semejantes (Figura III. 31). Además, también se ha comprobado que disminuye la correlación entre resultados analítico y numérico al reducir el desplazamiento horizontal en la zona situada bajo la zapata, lo que está asociado a valores elevados de m_o ($m_o = 20$ y 32).

Figura III. 31: La variación de los desplazamientos horizontales debajo de la zapata en función del valor de m_o ($B = 16.5$, $RCS = 10$ MPa y $GSI = 50$). (a) $m_o = 5$; (b) $m_o = 12$; (c) $m_o = 20$; (d) $m_o = 32$

En la dirección vertical, también se ha observado que cuanto más superficial son los desplazamientos en la zona lateral de la zapata, peor correlación se obtiene entre los resultados de los dos métodos de cálculo (Figura III. 32).

Figura III. 32: La variación de los desplazamientos verticales en función del valor de m_o ($B = 16.5$, $RCS = 10$ MPa y $GSI = 50$). (a) $m_o = 5$; (b) $m_o = 12$; (c) $m_o = 20$; (d) $m_o = 32$

Considerando las salidas graficas de FLAC, se concluye que los casos que presentan una gran variación entre la P_{hFDM} y $P_{hS\&O}$ son debidos principalmente a la consideración del contacto bajo la zapata, que en función de rugosidad generará estados diferentes tensionales y por tanto de desplazamientos. Siendo importante que el usuario compruebe principalmente los desplazamientos horizontales situados bajo la zapata para conocer qué mecanismo de rotura está calculando el programa. De aquí se concluye la importancia de estudiar la influencia del contacto en la solución de la presión de hundimiento, hipótesis que no puede ser tenida en consideración en la solución analítica, al no tratar estados deformacionales.

4.5. Ejemplos

Para calcular un ejemplo de aplicación de los coeficientes propuestos se ha elegido uno de los casos estudiados, en el cual $m_o = 12$, $B = 4.5$ m, $RCS = 5$ MPa y $GSI = 10$.

En la

Tabla III. 8 se presentan los resultados obtenidos y a continuación se desarrollan los cálculos realizados.

La carga de hundimiento calculada analíticamente por el método de Serrano et al. (2000), siendo igual a $P_{hS\&O} = 0.49$ MPa. Por su parte, la carga de hundimiento calculada numéricamente mediante FDM, es $P_{hFDM} = 0.58$ MPa.

La relación entre las dos cargas de hundimiento es de:

$$\frac{P_{hFDM}}{P_{hS\&O}} = \frac{0.58}{0.49} = 1.18$$

Con lo cual,

$$\frac{\Delta P_h}{P_{hS\&O}} = 0.18 = 18.4\%$$

Mediante la ecuación propuesta se encuentra que la diferencia entre la P_{hFDM} y $P_{hS\&O}$:

$$\frac{\Delta P_h}{P_{hS\&O}} = \frac{100 - GSI}{50} \cdot m_o = \frac{100 - 10}{50} \cdot 12 = 21.6 \%$$

Y por tanto, resulta:

$$\frac{P_{hFDM}}{P_{hS\&O}} = 1 + \frac{\Delta P_h}{P_{hS\&O}} = 1.216 \rightarrow P_{hFDM} = 1.216 \cdot 0.49 = 0.59 \text{ MPa}$$

Tabla III. 8: Resumen de los resultados obtenidos en el ejemplo

P_h (MPa)		Variación entre los resultados (%)		Resultado numérico estimado a partir del analítico mediante la ecuación (III. 9) (MPa)
P_{hS&O}	P_{hFDM}	ΔP_h / P_{hS&O}	Estimada por la ecuación (III. 9)	
0.49	0.58	18.3	21.6	0.59

Con lo cual, mediante la correlación propuesta en la ecuación (III. 9) se encuentra un resultado de carga de hundimiento, a partir de la solución analítica, igual a 0.59 MPa, mientras que el P_{hFDM} mediante la solución numérica es 0.58 MPa, lo que demuestra un ajuste muy eficaz, con un error inferior a 2%.

4.6. Comparación con otros métodos

La comparación entre los resultados de la carga de hundimiento de un macizo rocoso obtenidos por diferentes métodos se puede hacer a través del factor de capacidad de carga ($N_{\sigma 0}$). Este factor multiplicado por la RCS permite determinar la capacidad de carga.

Carter y Kulhawy (1988) y Merifield et al. (2006) han propuesto formulaciones para estimar $N_{\sigma 0}$ en función de los parámetros del criterio de rotura de Hoek y Brown. Los resultados numéricos también pueden ser expresados en función de $N_{\sigma 0}$.

Por tanto, podemos comparar los valores de $N_{\sigma 0}$ obtenidos mediante los 4 métodos: los dos estudiados en la sección anterior (FDM; Serrano et al. 2000) y los referenciados (Carter y Kulhawy 1988; Merifield et al. 2006). Todos ellos son presentados en la Figura III. 33 y Figura III. 34, en función del GSI y m_o . Se observa una gran diferencia entre el valor de $N_{\sigma 0}$ estimado por la formulación de Carter y Kulhawy (1988) y los otros resultados, que presentan valores muy similares dentro del mismo orden de magnitud.

De la Figura III. 33 se puede concluir que el rango de dispersión de los resultados aumenta asociado con el incremento del GSI. Se destaca que P_{hFDM} parece ser un poco más elevado que la carga de hundimiento estimada por los otros métodos.

Confirmando observaciones previas, en la Figura III. 33 se puede concluir que el GSI es el parámetro que define el rango de los valores de capacidad de carga.

Figura III. 33: $N_{\sigma 0}$ en función del GSI

La Figura III. 34 muestra que $N_{\sigma 0}$ depende del tipo de roca, siguiendo la tendencia de que con el aumento del valor de m_o , el valor de $N_{\sigma 0}$ crece. Como se dijo anteriormente, debido a problemas de inestabilidad numérica no fue posible obtener resultados para la combinación de $m_o = 32$ y GSI = 10, y por esa razón en la Figura III. 34 para el $m_o = 32$ se presentan menos resultados. Sin embargo, se puede observar que la variación entre los métodos aumenta también con el incremento de m_o .

Finalmente, se puede concluir que los resultados obtenidos por los métodos publicados (Carter y Kulhawy (1988), Serrano et al. (2000) y Merifield (2006)) son inferiores a los estimados numéricamente por FDM. En relación con la influencia de los parámetros geotécnicos, la diferencia entre los resultados aumenta en los casos de valores de m_o y GSI elevados.

Figura III. 34: $N_{\sigma 0}$ en función de m_o .

CAPÍTULO IV:

Influencia del peso propio de la roca en la carga de hundimiento

CAPÍTULO IV: INFLUENCIA DEL PESO PROPIO DE LA ROCA EN LA CARGA DE HUNDIMIENTO

En ese capítulo se analiza la influencia del peso propio en la carga de hundimiento de una cimentación apoyada sobre un macizo rocoso, los resultados han sido obtenidos numéricamente empleando el método de diferencias finitas (FDM). El objetivo del estudio es obtener un coeficiente corrector (W_F) que permita añadir el incremento de carga de hundimiento debido al peso propio del material en el método analítico propuesto por Serrano et al. (2000).

1. Hipótesis y parámetros adoptados

Se han analizado un total de 192 casos, resultantes de la combinación de cuatro parámetros influyentes en la carga de hundimiento (m_o , B , RCS, GSI). Con los valores dados en la Tabla IV. 1 se abarca una gran variedad de tipos y estados de macizos rocosos.

Tabla IV. 1: Resumen de los parámetros adoptados

m_o	B (m)	RCS (MPa)	GSI
5	4.5	5	10
12	11	10	50
20	16.5	50	85
32	22	100	

Para calcular cuánto el peso propio del material interfiere en la carga de hundimiento, esos 192 casos han sido calculados bajo dos hipótesis distintas, en una considerando el peso propio del material y otra sin considerarlo.

Se ha empleado la hipótesis de deformación plana (simulando una zapata corrida), con la ley de flujo asociada, la interfase perfectamente rugosa y peso específico de 26 kN/m^3 .

2. Resultados

Para desarrollar el coeficiente corrector debido al peso propio del material (“weight factor”, W_F) se ha comparado y analizado los resultados de la carga de hundimiento obtenidos sin considerar el peso propio del terreno (P_{hWL}) y el obtenido considerando el incremento de capacidad portante debido al peso propio del macizo rocoso (P_{hSW}).

Para poder realizar la formulación del coeficiente corrector, se ha analizado la influencia de los parámetros variables (m_o , B , RCS, GSI) en la correlación de los resultados estudiados (P_{hSW} y P_{hWL}).

Respecto a la influencia de m_o , en la Figura IV. 1 se marca claramente la tendencia de que cuanto mayor sea el valor de m_o , menor será la dispersión entre los resultados de presión de hundimiento con peso (P_{hSW}) y sin peso (P_{hWL}) y, en particular, se observa que para $m_o = 32$ el rango de dispersión es bastante inferior que para los demás valores de m_o . Los casos que presentan dispersiones superiores a 60% corresponden todos a un GSI = 10 (Figura IV. 2). Tal como se ha comentado previamente para $m_o = 32$ y GSI = 10 el modelo numérico no presenta un resultado válido en la hipótesis sin peso propio del material, por lo tanto, no se ha representado en la Figura IV. 1. En la Figura IV. 1 se observa que el valor de m_o afecta mucho más significativamente a la relación de los resultados en los casos de GSI = 10 que para los otros valores de GSI.

Figura IV. 1: Correlación entre resultados de presión de hundimiento con peso (P_{hSW}) y sin peso (P_{hWL}), en función de m_o

Figura IV. 2: Correlación entre resultados de presión de hundimiento con peso (P_{hsw}) y sin peso (P_{hwl}), en función del GSI

La Figura IV. 3 muestra el aumento del valor de la dispersión entre los resultados (P_{hsw} y P_{hwl}) con el aumento del ancho de la zapata.

Figura IV. 3: Correlación entre resultados de presión de hundimiento con peso (P_{hsw}) y sin peso (P_{hwl}), en función de B

Realizando una interpretación de las Figura IV. 1 y Figura IV. 3, se puede concluir que m_o y B afectan la dispersión de los resultados principalmente en combinación con otros parámetros, en particular con valores bajos de GSI. Los casos en que la variación entre P_{hsw} y P_{hwl} excede el 60% están asociados a $GSI = 10$, en esos casos el rango de dispersión depende mucho de los valores de m_o y B .

En las Figura IV. 2 y Figura IV. 4 se observa una disminución del rango de

dispersión con el incremento del valor de la RCS y del GSI. Se destaca que para GSI=10 la variación entre los resultados llega a unos 500%, mientras que para GSI=50, llega al entorno del 60%, y para elevados valores de GSI (GSI = 85) es inferior a 20% (Figura IV. 2).

Figura IV. 4: Correlación entre resultados de presión de hundimiento con peso (P_{hsw}) y sin peso (P_{hwl}), en función de RCS

En relación a la RCS se puede observar en la Figura IV. 4 y Figura IV. 5 que la dispersión no es lineal, hay una variación mucho mayor entre los casos con RCS bajos (RCS = 5 y 10 MPa), que entre aquellos con RCS elevadas de 50 y 100 MPa. En otras palabras, a medida que aumenta el valor del RCS, se observa menos dispersión, y esta disminución ocurre exponencialmente.

Figura IV. 5: Correlación entre resultados de presión de hundimiento con peso (P_{hsw}) y sin peso (P_{hwl}), en función de RCS y GSI.

Por otro lado, la Figura IV. 5 demuestra que el parámetro más influyente es el GSI, pues independiente de cualquier otro parámetro, si el GSI es elevado ($GSI=85$), la dispersión es pequeña (inferior a 10%). Mientras que se demuestra que cuanto menor es el valor del GSI, se incrementa la influencia de otros parámetros, por ejemplo, en los casos con $GSI = 10$ los 4 parámetros influyen a la relación P_{hSW}/P_{hWL} .

A su vez, la Figura IV. 6 demuestra que en los casos estudiados las cargas de hundimiento inferiores a 2.5 MPa son las más condicionadas por la consideración del peso propio del material, como mínimo la consideración del peso propio del terreno duplica la carga de hundimiento. En el rango entre 2.5 y 25 MPa la influencia del peso propio es muy variable, incrementando entre 1 y 2 veces la carga de hundimiento. Y para las cargas de hundimiento superiores a 25 MPa se observa poca influencia del peso propio del material, disminuyendo la diferencia cuanto mayor es la carga de hundimiento (inferior o del orden del 20%).

Figura IV. 6: Correlación entre resultados de presión de hundimiento con peso (P_{hSW}) y sin peso (P_{hWL}), en función de P_{hWL} , (a) P_{hWL} hasta 50 MPa, (b) P_{hWL} entre 50 y 1400 MPa

Se enfatiza que el valor de 25 MPa es el valor medio de la resistencia a la compresión del hormigón, así como también es el límite para definir la roca blanda y dura de acuerdo con ISRM (1981). Entonces, los casos en que el peso propio presenta más influencia en la capacidad de carga son los mismos que la carga de hundimiento puede condicionar la ejecución del proyecto.

3. Coeficiente propuesto (W_F)

El análisis de los resultados obtenidos numéricamente para la situación con peso (P_{hSW}) y sin peso (P_{hWL}) demostraron que la correlación de la carga de hundimiento calculada presenta una gran dispersión en función del estado del macizo (GSI), de la RCS y en menor grado del ancho de la zapata (B). Además, el tipo de roca (m_o) influye muy poco en la correlación de los resultados de P_{hSW} y P_{hWL} , con excepción de los casos de GSI bajo.

En muchos casos, principalmente con la combinación de GSI y RCS elevados, el incremento de carga debido a la consideración del peso propio del material es inferior a 5% (Figura IV. 5). Con lo cual, no es útil realizar un cálculo numérico detallado, para estimar el incremento de carga de hundimiento debido a un peso propio tan pequeño. Por ello y para permitir un mejor ajuste de W_F , se han representado gráficamente, en la Figura IV. 7, los casos en que el incremento de carga es inferior a 5%.

Figura IV. 7: Límite de 5% de incremento de carga de hundimiento debido al peso propio del material.