

# Cargas de hundimiento por punta para pilotes en roca: estudio comparativo

ALCIBÍADES SERRANO GONZÁLEZ (\*) CLAUDIO OLALLA MARAÑÓN (\*\*) y FRANCISCO JUÁREZ MILLÁN (\*\*\*)

**RESUMEN** En el presente documento se realiza un estudio comparativo de las formulaciones definidas, tanto por la literatura técnica como por las diferentes normativas nacionales e internacionales más relevantes, para la determinación de la carga de hundimiento por punta de pilotes en roca. La aplicación de las más significativas al caso concreto de algunas de las rocas españolas más comunes y representativas, bajo distintas hipótesis y condiciones, permite observar la dispersión de resultados que se produce.

## FALTA TITULO EN INGLES

**ABSTRACT** *The present document approaches a comparative study of the formulations defined, both by the technical literature and by the most relevant national and international regulations, which determine the ultimate tip resistance of rock socketed piles. The application of the most significant ones to the concrete case of some of the most common and representative spanish rocks, under different hypothesis and conditions, allows to observe the dispersion of results that takes place.*

**Palabras clave:** Pilotes, Punta, Roca, Resistencia, Empotramiento, Calidad.

**Keywords:** Piles, Tip, Rock, Resistance, Embedment, Quality.

## 1. INTRODUCCIÓN

Los pilotes empotrados en roca transfieren la carga estructural que soportan a la roca mediante alguno de estos tres mecanismos:

- A través del fuste.
- A través de la punta.
- Mediante una combinación de las resistencias por punta y fuste.

Este estudio se centrará en la segunda de estas posibilidades.

Las teorías existentes admiten que la carga de hundimiento por punta ( $\sigma_{hp}$ ) del pilote en un macizo rocoso, es proporcional a la resistencia de la compresión simple de la roca intacta elevado a un cierto exponente. A esa constante de proporcionalidad, que varía notablemente de unos a otros autores, se le denominará factor de carga y se representará por  $N_G$ . De tal forma que la resistencia por la punta propuesta por todo el abanico de teorías podría sintetizarse mediante la expresión:

$$\sigma_{hp} = N_G \cdot \sigma_c^k \quad (1)$$

(\*) Catedrático Emérito. ETSICCP-UPM. Madrid.

(\*\*) Profesor Titular. ETSICCP-UPM. Madrid.

(\*\*\*) Construcciones Sando. Madrid.

(1) En lo sucesivo, en todas las expresiones donde  $k \neq 1$ , se entenderá que  $\sigma_c$  y  $\sigma_{hp}$  está expresado en MPa.

El valor de  $k$  propuesto por las distintas teorías varía entre 0,5 y 1, siendo éste último el valor más utilizado. La resistencia por punta del pilote depende, principalmente, de los siguientes factores:

- El tipo de roca.
- La resistencia a compresión simple de la matriz rocosa y de las discontinuidades.
- La calidad, tipo y estado de fracturación del macizo rocoso, que se suele cuantificar mediante el RMR, GSI, u otros índices geomecánicos.
- El empotramiento del pilote en la roca.
- Sobrecarga sobre el techo de roca.
- Las dimensiones del pilote.
- La relación entre los módulos de deformación de la roca y el material del pilote.

Las distintas teorías combinan estos factores en mayor o menor medida.

En cualquier caso, es necesario tener presente que, a efectos de proyecto, el valor del tope estructural es el factor limitativo en muchos de los casos de la resistencia del medio rocoso a movilizar, y que salvo pilotes hincados (acero, hormigón pretensado) difícilmente se pueden superar 7-8 MPa.

## 2. TEORÍAS EXISTENTES

En la literatura técnica existen un gran número de teorías que predicen la carga de hundimiento por la punta de un pi-

lote empotrado en roca. Con el objeto de poder sistematizar el análisis se han agrupado de la manera siguiente:

Un primer grupo de teorías, las más simples, son las que sólo consideran la carga de hundimiento como un múltiplo del valor de la  $\sigma_c$  (resistencia a compresión simple de la roca sana) ( $k=1$ ), y proponen distintos valores de  $N_\sigma$ . Entre ellas se pueden destacar:

– Teng (1962)

$$\sigma_{hp} = (5 \text{ a } 8) \cdot \sigma_c$$

– Coates (1967)

$$\sigma_{hp} = 3 \cdot \sigma_c$$

– Pells (1977)

$$\sigma_{hp} = (4 \text{ a } 11) \cdot \sigma_c$$

– Rowe y Armitage (1987)

$$\sigma_{hp} = 2,7 \cdot \sigma_c$$

– ARGEMA (1992)

$$\sigma_{hp} = 4,5 \cdot \sigma_c \leq 10 \text{ MPa}$$

– Findlay et al. (1997)

$$\sigma_{hp} = (1 \text{ a } 4,5) \cdot \sigma_c$$

– O'Neill y Reese (1999)

$$\sigma_{hp} = 2 \sigma_c$$

(si el empotramiento es menor de un diámetro)

$$\sigma_{hp} = 2,5 \sigma_c$$

(si el empotramiento es mayor de 1,5 veces el diámetro y hay roca sana en 2 diámetros bajo la punta).

Un segundo grupo de teorías engloba a las que también dependen sólo de  $\sigma_c$ , si bien la relación no es lineal, puesto que respecto del exponente  $k$  se supone que es distinto de 1 y en la mayor parte de ellas igual a 0,5. De las mismas se destacan:

– Norma DIN 1054:2005, que si bien propone, para medios isótropos sin juntas rellenas, los siguientes valores de  $N_\sigma$  variables, dependientes linealmente ( $k=1$ ) de  $\sigma_c$ :

- Para  $\sigma_c = 0,5$  Mpa;  $N_\sigma = 3$
- Para  $\sigma_c = 5,0$  Mpa;  $N_\sigma = 1$
- Para  $\sigma_c = 20,0$  Mpa;  $N_\sigma = 0,5$

Se ha encontrado que un posible ajuste de esos valores conduciría a una fórmula del tipo:  $\sigma_{hp} = N_\sigma \cdot \sigma_c^{0,5}$ , como se demuestra posteriormente.

– Zhang y Einstein (1998), a partir del ajuste realizado con los resultados de 39 ensayos de carga ( $r^2 = 0,81$ ) sobre pilotes empotrados en roca blanda (con  $\sigma_c$  comprendidas entre 0,5 y 55 MPa, si bien sólo tres de ellas con valores superiores a 15 MPa) con empotramientos mínimos 3 diámetros, y comparándolo con los resultados de un análisis simplificado suponiendo el criterio de rotura de Hoek-Brown (1980), encontraron las siguientes ecuaciones de ajuste:

- Límite inferior:  $\sigma_{hp} = 3,0 \cdot \sigma_c^{0,5}$
- Media:  $\sigma_{hp} = 4,8 \cdot \sigma_c^{0,5}$
- Límite superior:  $\sigma_{hp} = 6,6 \cdot \sigma_c^{0,5}$

– Vipulanandan et al. (2007), abordaron el tema con una metodología similar a la de Zhang y Einstein, a partir de 21 ensayos de carga sobre roca blanda, ( $\sigma_c$  de entre 0,14 y 2,5 MPa). Mediante una ley de ajuste por mínimos cuadrados, encontraron la relación del tipo:

$$\sigma_{hp} = 4,73 \cdot \sigma_c^{0,56}$$

Si se fija que  $k=1$ , el ajuste lleva a:

$$\sigma_{hp} = 3,80 \cdot \sigma_c$$

con un índice de regresión de 0,57 y por tanto muy escaso.

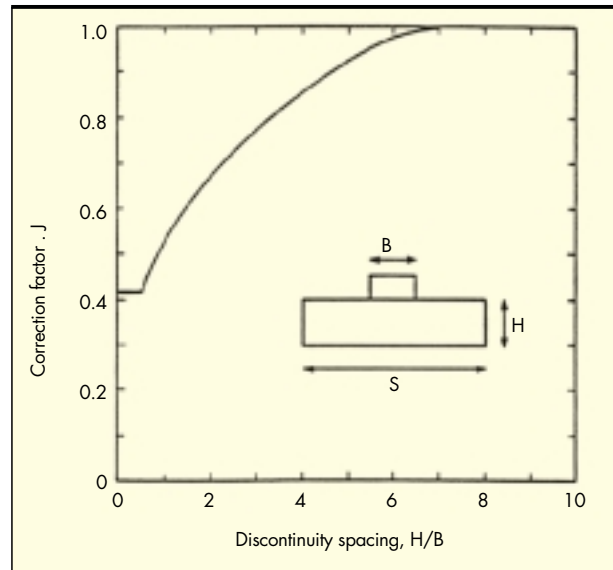


FIGURA 1. Coeficientes de corrección J de Goodman y Kulhawy (1980).

Un tercer grupo de teorías incluyen además, la calidad de la roca, así por ejemplo:

– Kulhawy y Goodman (1980), basándose en los trabajos de Bishnoi (1968), suponiendo que la cohesión es el 10% de la  $\sigma_c$ , que los valores del factor  $N_\sigma$  son función del ángulo de rozamiento interno, e incorporando otros factores de corrección dependientes del espaciamiento entre juntas o del índice RQD, propusieron:

$$\sigma_{hp} = J \cdot N_{cr} \cdot 0,1 \sigma_c ; \text{ donde:}$$

J, es un factor función de la relación entre el espaciamiento de las juntas y el tamaño del pilote, con valores comprendidos entre 0,42 a 1, siendo s el espaciamiento y B el ancho del elemento de cimentación (ver Figura 1).

$N_{cr}$  es un factor de la capacidad de carga dependiente del ángulo de rozamiento de la roca, del espaciamiento de las diaclasas y del diámetro del pilote, según la ecuación:

$$N_{cr} = \frac{2N_\sigma^2}{1+N_\sigma} (\cot \theta) \frac{S}{B} \left( 1 - \frac{1}{N_\sigma} \right) - N_\sigma (\cot \theta) + 2\sqrt{N_\sigma}$$

Para:

$$N_\sigma = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\theta}{2} \right)$$

Por lo que su valor variará, para ángulos de rozamiento variables entre  $0^\circ$  y  $70^\circ$ , entre 2 y 200. Dicho valor también se puede obtener de las relaciones gráficas propuestas por los autores (ver figura 2). De esta forma:

$$\sigma_{hp} = (0,1 \text{ a } 20) \cdot \sigma_c$$

– En 2009, Zhang, a partir del ajuste de resultados de 25 ensayos de carga, modifica su anterior propuesta de 1998, e incluye un nuevo término: resistencia a compresión simple del macizo  $\sigma_{cm}$ , que es el resultado de multiplicar  $\sigma_c$  por un factor dependiente del RQD de la roca.

$$\sigma_{hp} = 6,56 \cdot \sigma_{cm}^{0,46} ; \text{ donde: } \sigma_{cm} = (\sigma_E)^{0,7} \sigma_c$$

$\sigma_E$  expresa el cociente entre el módulo de deformabilidad del macizo y el de la roca intacta. Para cuantificarlo, propone utilizar la fórmula de Gardner (1989):

$$\sigma_E = 0,0231RQD - 1,32 \geq 0,15$$

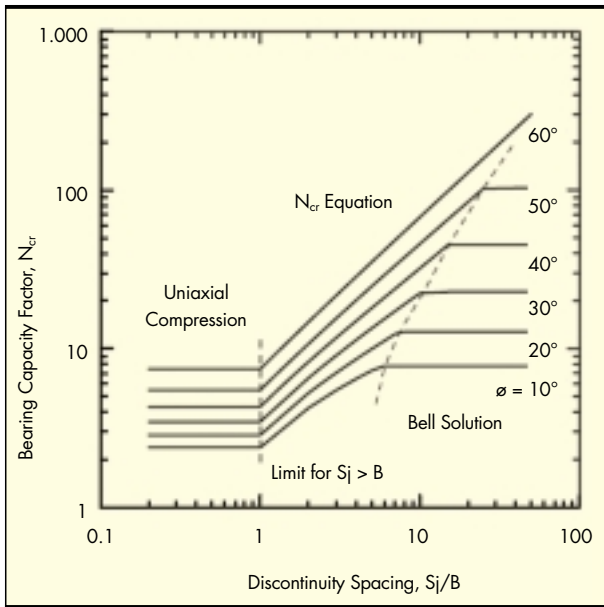


FIGURA 2. Factor de capacidad para discontinuidades verticales abiertas (Kulhaway; 2006).

Se constata que esta fórmula presenta, entre otras, las siguientes carencias:

- Para RQD < 60 el valor es constante.
- Si se utiliza en vez de la fórmula de Gardner (1989), otras, como por ejemplo la de Yang (2006), se obtienen incluso mejores ajustes.

Un cuarto grupo de teorías, incluyen, además de la calidad, el tipo de roca:

- Carter y Kulhaway (1988) proponen una serie de valores de  $N_c$ , basados en el criterio de rotura de Hoek-Brown, fuertemente dependientes del índice geomecá-

nico utilizado para identificar la calidad de la roca y en menor medida del tipo de roca. La fórmula propuesta es:

$$\sigma_{hp} = [s^{0,5} + (ms^{0,5} + s)^{0,5}] \sigma_c$$

donde  $m$  y  $s$  son parámetros de Hoek-Brown con los que se puede obtener un rango extremo de valores, (ver Tabla 1):

$$\sigma_{hp} = (0,002 \text{ a } 6,1) \cdot \sigma_c$$

Un quinto grupo de teorías proponen relaciones para la carga de hundimiento, en función de la resistencia a compresión simple, el tipo de roca y el grado de empotramiento del pilote:

- Jiménez Salas et al. (1976), proponen que la resistencia por punta del pilote sea proporcional a la resistencia a compresión simple de la roca, donde el factor de proporcionalidad  $N_c$  depende, a su vez, del tipo de roca y del grado de empotramiento; es decir:  $\sigma_{hp} = N_c \sigma_c$ , siendo:

$$N_c = \beta (0,5 + (D_p / (6 \cdot B))) \leq 1$$

con  $\beta$  de 0,3 a 0,8 en función del tipo de roca:

- 0,8: Areniscas compactas, caliza
- 0,6: Granito, pórfido, diabasa, granodiorita, etc.
- 0,3: Pizarra, filadío, micacita, etc.

Por tanto, para empotramientos comprendidos entre 0 y 3 diámetros, resultaría:

$$\sigma_{hp} = (0,15 \text{ a } 1) \cdot \sigma_c$$

El último grupo de teorías analizado, relaciona la carga de hundimiento con la  $\sigma_c$  (resistencia a compresión simple), la calidad y el tipo de la roca, el grado de empotramiento y la sobrecarga (profundidad) sobre el estrato rocoso:

- Serrano y Olalla (1996 y 2002), proponen un método en el que realizan un análisis plástico, aplicando el método de las líneas características, suponiendo el medio como isótropo, homogéneo y sin peso propio, bajo el criterio de rotura de Hoek-Brown, empleando el esquema teórico de la forma de rotura de Meyerhof (1951) y el factor de forma propuesto por De Beer (1970).

Calidad de la roca	Descripción de las Juntas y Espaciamiento	s	Valor de m el función del tipo de roca				
			A	b	C	d	E
Excelente	Intacto (cerrado); espaciamiento >3 m RMR=100	1	7	10	15	17	25
Muy buena	Juntas intactas; espaciamiento de 0,9 a 3 m RMR=85	0,082	2,4	3,43	5,14	5,82	8,567
Buena	Ligeramente meteorizadas; espaciamiento de 0,9 a 3 m RMR=65	2,9E-03	0,575	0,821	1,231	1,395	2,052
Aceptable	Moderadamente meteorizadas; espaciamiento de 0,3 a 0,9 m RMR=44	9,0E-05	0,128	0,183	0,275	0,311	0,458
Pobre	Alteración de juntas rellenas; espacimieto de 5 a 30 cm RMR=23	3,0E-06	0,029	0,041	0,061	0,069	0,102
Muy pobre	Alteración severa; espaciamientos <5 cm RMR=3	1,0E-07	0,007	0,01	0,015	0,017	0,025

TABLA 1. Valores de s y m (adimensionales) según AASHTO (1994-2007).

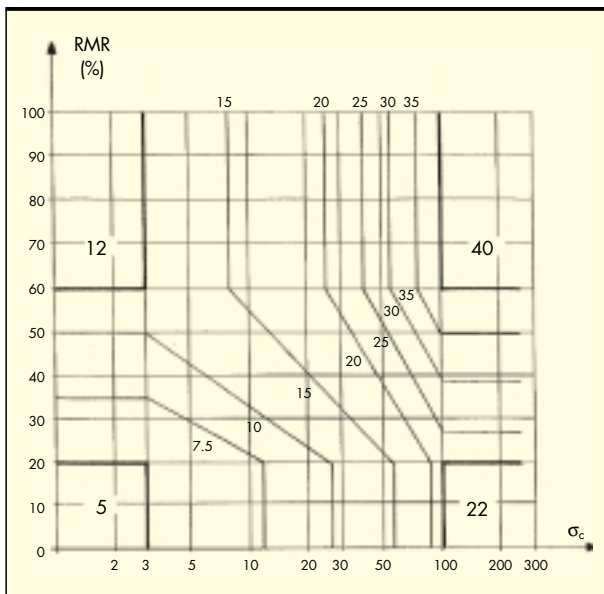


FIGURA 3. Coeficientes de seguridad a aplicar ( $P_f < 10^{-4}$ ) (tomado de Serrano y Olalla).

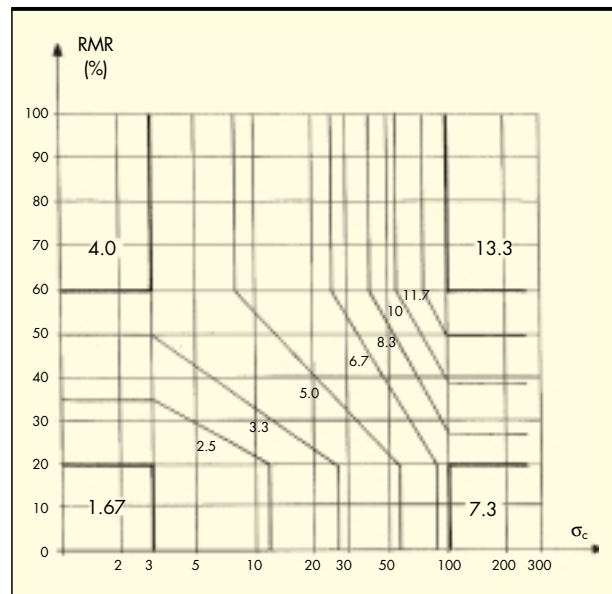


FIGURA 4. Coeficientes de conversión para pasar del método de Serrano y Olalla (1996 y 2002) al denominado "Serrano y Olalla Ajustado".

Este método, al suponer que el medio es isótropo y homogéneo, es aplicable a macizos muy sanos o fuertemente diaclasados, pero no es por tanto utilizable, desde un punto de vista estricto, a macizos con un número pequeño de discontinuidades.

El factor proporcionalidad  $N_\sigma$  es función del tipo de roca ( $m_0$ ) y de la calidad de la misma (RMR o GSI). Resulta:

$$\sigma_{hp} = N_\sigma \cdot \sigma_c^k;$$

Con  $N_\sigma$  entre 0,1 y 56, y  $k$  entre 0,75 y 1. En casos extremos se demuestra que  $k$  podría llegar a 0,5.

- A partir de las ideas aportadas por los mismos autores, respecto de la capacidad de la carga admisible de cimentaciones superficiales en rocas, se propone un procedimiento que se denominará en adelante: "Serrano y Olalla Ajustado". En el estudio de 1996 señalado, analizaron los coeficientes de seguridad a incorporar al aplicar el método. Los coeficientes de seguridad dependerían de las variaciones estadísticas de los parámetros implicados en el cálculo, en particular de los Coeficientes de Variación adoptados, y de la validez que se suponga al modelo de comportamiento. Suponiendo una probabilidad de fallo de  $10^{-4}$ , los coeficientes de seguridad que proponen, en función de  $\sigma_c$  y del RMR de la roca, se muestran en la Figura 3.

El coeficiente de seguridad parcial  $F_m$  que denominan del modelo, que trata de cuantificar el grado de ajuste del modelo de rotura del macizo rocoso con el caso real, y que se propone de aplicación para el caso de roturas por fragilidad (macizos rocosos sanos de roca dura), no ha sido incluido en esta propuesta.

Debido a que el empleo de esos factores convertiría la carga de hundimiento en admisible, y dado que lo que se trata de comparar son las primeras, se propone dividir el factor de seguridad anteriormente indicado por 3, que es el coeficiente de seguridad comúnmente propuesto para el resto de teorías y normas analizadas, de forma que el criterio de "Serrano y Olalla Ajustado" se obtendrá del método propuesto por los mismos autores

en 1996 y 2002, dividiéndolo por el factor de seguridad indicado en la Figura 3 y multiplicándolo por 3 (tal como se observa en la ecuación adjunta); de forma que el coeficiente de conversión pasaría a ser el ilustrado en la Figura 4.

$$\sigma_{hp} (\text{S \& O Ajustado}) = \frac{\sigma_{hp} (\text{S \& O})}{F (\text{RMR}, \sigma_c)} \times 3$$

### 3. NORMATIVA INTERNACIONAL Y NACIONAL

#### 3.1. NORMATIVA INTERNACIONAL

##### 3.1.1. Código de New York (1968-2008)

El Código de Nueva York propone unos valores para la adopción de la carga admisible, que son función exclusiva del tipo, de la fracturación, del grado de meteorización y de la calidad de la roca. Cada categoría, engloba una serie de rocas típicas de la ciudad de Nueva York, que presentan determinadas características.

Esos valores propuestos, para las distintas categorías de las rocas, son:

- Roca sana y de buena calidad ( $\sigma_c$  alta);  
 $\sigma_{adm} = 0,65 \text{ MPa}$
- Roca medianamente dura ( $\sigma_c$  media);  
 $\sigma_{adm} = 0,45 \text{ MPa}$
- Roca intermedia ( $\sigma_c$  media-baja);  
 $\sigma_{adm} = 0,22 \text{ MPa}$
- Roca blanda ( $\sigma_c$  baja);  
 $\sigma_{adm} = 0,09 \text{ MPa}$

Permite, además, incrementar un 10% la carga admisible por cada pie (30 cm aprox.) de empotramiento, hasta un valor máximo del doble del de partida. Por otro lado, a partir de 10 pies (3 m aprox.) de empotramiento no habría más mejora.

Con los valores de  $\sigma_c$  propuestos por la ISRM (1981) para cada categoría, y aplicando un coeficiente multiplicador de 3,

equivalente al coeficiente de seguridad a adoptar, se tendría, para resistencias últimas, los siguientes valores:

- $\sigma_c$  alta (100-250 MPa);  $\sigma_{hp} = 1,95 - 4,00 \text{ MPa} = 0,008 - 0,04 \sigma_c$
  - $\sigma_c$  media (50-100 MPa);  $\sigma_{hp} = 1,35 - 2,70 \text{ MPa} = 0,013 - 0,05 \sigma_c$
  - $\sigma_c$  media-baja (25- 50 MPa);  $\sigma_{hp} = 0,65 - 1,30 \text{ MPa} = 0,013 - 0,05 \sigma_c$
  - $\sigma_c$  baja (5- 25 MPa);  $\sigma_{hp} = 0,30 - 0,55 \text{ MPa} = 0,012 - 0,11 \sigma_c$
- $\sigma_{hp} = (0,008 \text{ a } 0,11) \cdot \sigma_c$

Y por tanto, valores muy inferiores a los propuestos por el resto de normativas.

**3.1.2. Canadian Foundation Engineering Manual (1978-2007)**

Propone para rocas sanas, que la resistencia por punta de un pilote es dependiente de:

- Resistencia a compresión simple de la roca intacta.
- Separación y apertura de litoclasas (>0,3 m).
- Tamaño del pilote.
- Grado de empotramiento.

La formulación propuesta es:

$$\sigma_{hp} = 3 K_{sp} \cdot d_f \cdot \sigma_c$$

donde:

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{s}{B}}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{a}{s}}}$$

en el que :

- s es el espaciamiento entre discontinuidades, con  $s > 0,3 \text{ m}$ .
- a es la apertura de discontinuidades;  $a < 5 \text{ mm}$  en junta limpia y  $25 \text{ mm}$  en junta rellena; con  $0 < a/s < 0,02$
- B es la anchura del cimientado en metros;  $0,05 < s/B < 2$

$$d_f = 1 + 0,4 \frac{L_r}{D} > 3$$

$L_r$  es la longitud de pilote empotrada en roca y D el diámetro del pilote.

Finalmente se obtiene que:

$$\sigma_{hp} = (0,35 \text{ a } 4,5) \cdot \sigma_c$$

GRADO DE EMPOTRAMIENTO	0	1	2	3	5	7
$K_p$	0,8	2,8	3,6	4,2	4,9	5,2

TABLA 2. Coeficientes de  $K_p$ .

Para rocas alteradas propone un método a partir de ensayos presiométricos. La fórmula propuesta en este caso para la determinación de la resistencia última por punta del pilote es:

$$\sigma_{hp} = K_p \cdot (p_1 - p_0) + \sigma_0 ; \text{ donde:}$$

- $p_1$  Presión límite determinada en el ensayo en la zona de dos diámetros por encima y debajo del nivel de la punta del pilote.
- $p_0$  Presión al reposo al nivel de la punta del pilote.
- $\sigma_0$  Presión debida al peso de tierras por encima de la punta.
- $K_p$  Es un coeficiente adimensional empírico, que depende del grado de empotramiento del pilote, proponiéndose los valores en Tabla 2.

A partir de relaciones entre la presión límite y la resistencia a compresión simple se puede deducir que la carga de hundimiento puede adoptar un rango de valores de:

$$\sigma_{hp} = (0,7 \text{ a } 4,7) \cdot \sigma_c$$

**3.1.3. Normativa DIN 1054:2005 (1980-2005)**

La Norma DIN 1054:2005, propone, para medios isótropos sin juntas con relleno, bajo hipótesis lineal ( $k=1$ ), los siguientes valores de  $N_\sigma$  variables:

- Para  $\sigma_c = 0,5 \text{ Mpa}$ ;  $N_\sigma = 3$
- Para  $\sigma_c = 5,0 \text{ Mpa}$ ;  $N_\sigma = 1$
- Para  $\sigma_c = 20,0 \text{ Mpa}$ ;  $N_\sigma = 0,5$

Se ha encontrado (Figura 5) un posible ajuste de esos valores, mediante criterios no lineales, que conduciría a la fórmula:

$$\sigma_{hp} = 2,15 \cdot \sigma_c^{0,515}$$

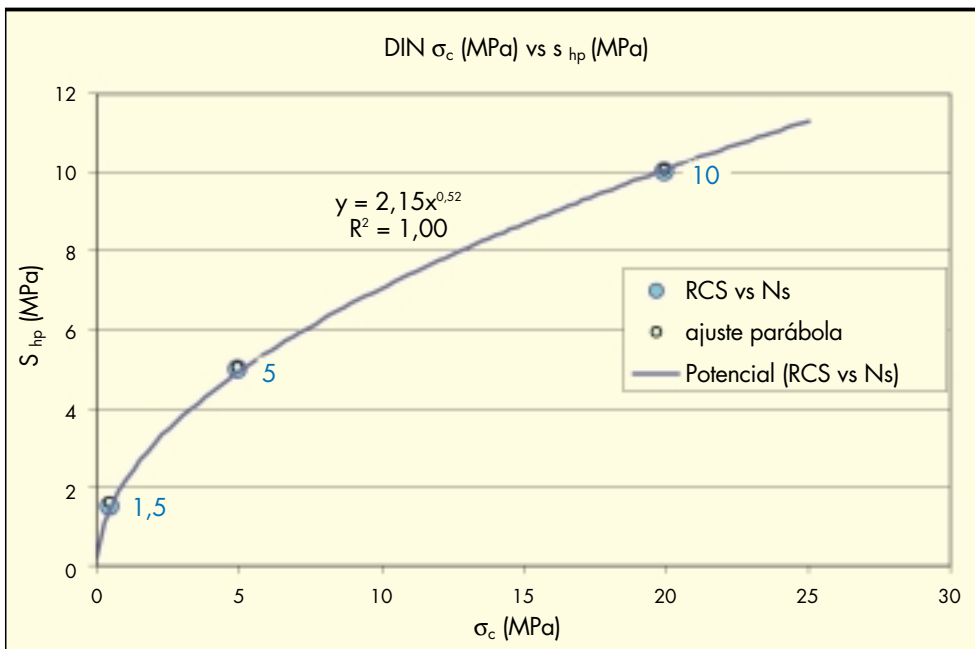


FIGURA 5. Relación  $\sigma_c$  -Carga hundimiento.



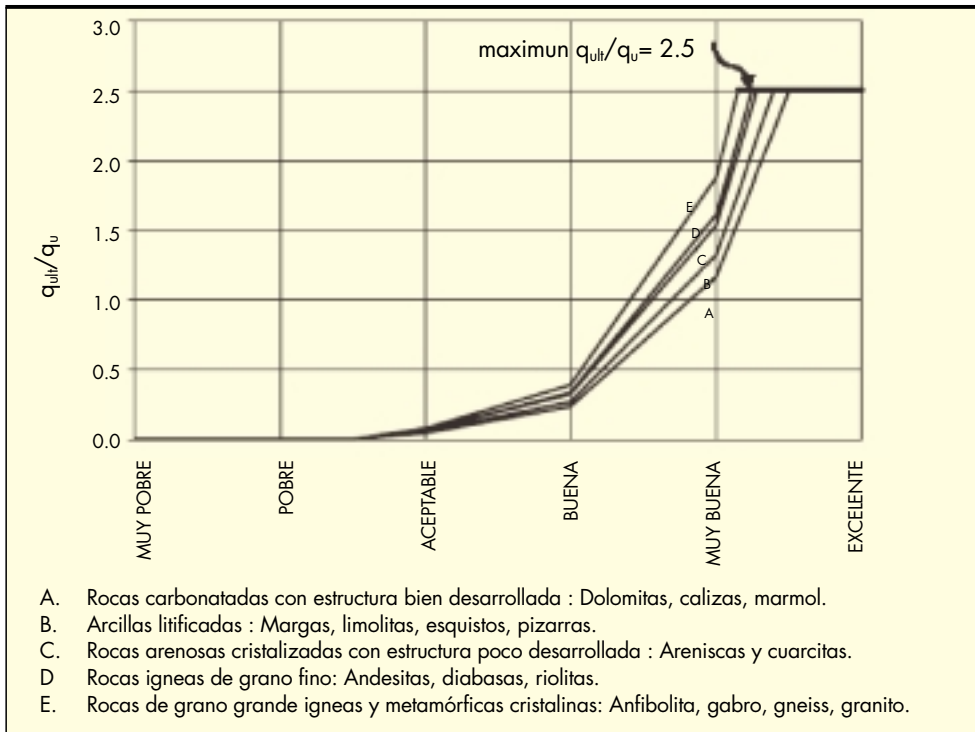


FIGURA 6. Relación entre  $\sigma_c$  y  $\sigma_{hp}$  en función de tipo y calidad de roca (AASHTO).

Es decir, en función exclusivamente de la resistencia a compresión simple de la roca (con  $k \neq 1$ ). Además, se comprueba que resulta muy parecido a las fórmulas deducidas de ajuste de datos experimentales de Zhang y Einstein (1998) y Vipulanandan (2007), si bien  $N_c$  es más bajo.

Si se fija el exponente en 0,5, el mejor ajuste sería de la forma:

$$\sigma_{hp} = 2,24 \cdot \sigma_c^{0,5}$$

### 3.1.4a. American Association for State Highways and Transportation Officials (AASHTO) (1994-2007)

La AASHTO propone una formulación donde la resistencia última depende de:

- Resistencia a compresión simple de la roca intacta.
  - Tipo de roca.
  - Calidad de la roca.
  - Grado de empotramiento.
- Si la roca por debajo de la punta, hasta una profundidad de dos diámetros ( $2\phi$ ), es sana o ligeramente fracturada, con fracturas limpias y sin rellenar, y el empotramiento del pilote es superior a 1,5 diámetros:

$$\sigma_{hp} = 2,5 \cdot \sigma_c \text{ (O'Neill y Reese, 1999)}$$

En caso de empotramientos inferiores a un diámetro O'Neill y Reese (1999) proponen (si bien no lo especifican de forma explícita):

$$\sigma_{hp} = 2,0 \cdot \sigma_c.$$

- Si la roca que está por debajo de la punta, hasta una profundidad de dos diámetros ( $2\phi$ ), está fracturada, con juntas con orientación cualquiera, la resistencia se puede evaluar como:

$$\sigma_{hp} = [\sqrt{s} + \sqrt{(m\sqrt{s} + s)}] \sigma_c \text{ (Carter y Kulhawy, 1988)}$$

Donde:

$m, s$  : son parámetros dependientes del tipo de roca y de su estado y fracturación y están tabulados en la referida norma (ver Tabla 1). Se estiman a partir de la clasificación RMR de Bieniawski (1989) con el criterio original de Hoek y Brown (1980).

De tal forma que:

$$\sigma_{hp} = (0,002 - 6,1) \sigma_c$$

Si bien, el criterio obliga a truncar las curvas para  $\sigma_{hp} = 2,5 \sigma_c$ , por lo que el criterio de O'Neill y Reese (1999) constituiría el límite superior de los valores a alcanzar.

### 3.1.4b. AASHTO Modificada (2009)

La ecuación de Carter y Kulhaway (1988) adoptada por la AASHTO que permite determinar la carga admisible de la roca para una carga actuando en su superficie, constituye el extremo inferior de la solución obtenida de emplear directamente los parámetros de la formulación de Hoek y Brown, para una superficie de rotura supuesta como cuñas activas y pasivas bajo la carga (que se supone infinita en sentido longitudinal), y despreciando el peso de tierras por encima de la cuña. El método es aplicable a cualquier tipo de roca, con fracturación no necesariamente orientada según una dirección preferencial, con juntas abiertas, cerradas o rellenadas. La AASHTO no propone factores de minoración para la fórmula, dejándolo al albedrío del proyectista. Esta fórmula resulta conservadora, tal y como indican, posteriormente, Kulhaway y Carter (1992).

La fórmula propuesta resulta de aplicar el criterio de rotura generalizado de Hoek y Brown (2002) a la superficie de rotura propuesta y esquematizada en la Figura 7.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left( m \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a$$

Se observa que en la Zona 2;  $\sigma_3 = \sigma_v = 0$  y  $\sigma_1 = \sigma_H = \sigma_c s^a$

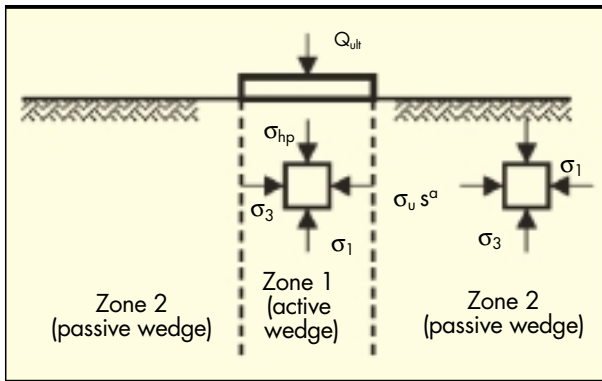


FIGURA 7. Equilibrio de las cuñas activas y pasivas (tomado de Turner et al, 2006).

Como  $\sigma'_H$  tiene que ser igual en ambas cuñas, sustituyendo, en el criterio de Hoek y Brown (2002), se tendrá:

$$\sigma_{hp} = \sigma_c [s^a + (m s^a + s)^a]$$

Ahora bien, si con el objeto de calcular la resistencia por punta de un pilote, además se quisiera tener en cuenta una serie de factores adicionales, inspirándose en la publicación de Turner (2006), se tendría:

- La tensión horizontal provocada por la sobrecarga de tierras (A) por encima del plano de cimentación:

$$A = \sigma_{v,b} + \sigma_c \left[ m \frac{\sigma_{v,b}}{\sigma_c} + s \right]^a$$

Sustituyéndolo en la ecuación anterior, teniendo en cuenta que las tensiones horizontales en ambas zonas deben ser iguales, se obtiene:

$$\sigma_{hp} = A + \sigma_c \left[ m \frac{A}{\sigma_c} + s \right]^a$$

- Para estimar el empotramiento, de una forma simple y conservadora se considera que sólo influye como un aumento de la tensión vertical debido al peso de la columna de roca equivalente.

- El paso de hipótesis plana en 2D (pantalla plana) a 3D (pilote circular), se puede efectuar mediante el factor de forma de De Beer (1970), ( $N_\beta = 1 + \text{tg } \rho_{eq}$ ), donde  $\rho_{eq}$  sería un ángulo de rozamiento equivalente estimado a partir de la formulación de Hoek y Brown.

De esta forma, la carga de hundimiento se incrementa de forma considerable, como se aprecia en la Figura 8, donde resulta sencillo comprobar que pasa la solución original (líneas llenas), para distintos tipos de roca, a la modificada (líneas a trazos); pudiendo llegar  $N_\sigma$  a valores cercanos a 25. Para su identificación en posteriores estudios comparativos que se realizarán, se denominará a esta propuesta: "AASHTO Modificada".

### 3.1.5. Federal Highway Administration (FHWA) (1999)

La FHWA propone que la resistencia última dependa de:

- Resistencia a compresión simple de la roca intacta.
- Tipo de roca.
- Calidad de la roca.
- Grado de empotramiento.

Así, por ejemplo, si la roca por debajo de la punta es masiva con RQD = 100% y el empotramiento del pilote es superior a 1,5 veces el diámetro del pilote, recomienda el criterio de O'Neill y Reese (1989), que limita las tensiones a un cierto valor máximo para evitar roturas por punzonamiento bajo la punta:

$$\sigma_{hp} = 2,5 \cdot \sigma_c$$

Si el recubrimiento de la roca está constituido por materiales de características geotécnicas pobres, propone adoptar un valor más conservador de:

$$\sigma_{hp} = 2,0 \cdot \sigma_c$$

Si la roca presenta un RQD entre 70 y 100, con todas las juntas cerradas y aproximadamente horizontales, y con  $\sigma_c > 0,5$  MPa, recomienda una propuesta basada en Zhang y Einstein (1998):

$$\sigma_{hp} = 4,83 \cdot \sigma_c^{0,51}$$

Si la roca está fracturada, con orientación cualquiera, y las condiciones de las juntas pueden ser evaluadas en afloramientos cercanos, con  $\sigma_c$  medida en testigos intactos extraídos

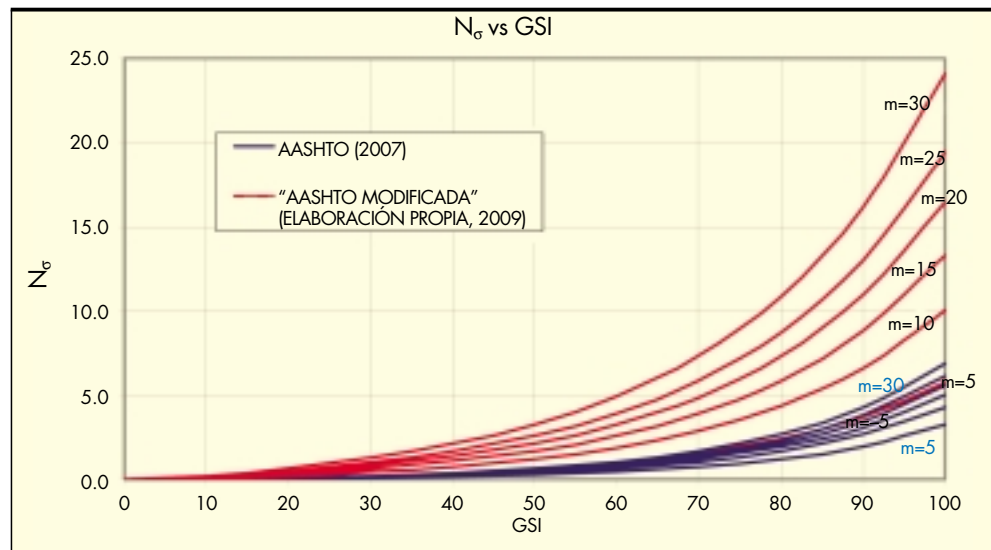


FIGURA 8. Elaboración propia a partir de la AASHTO (2007).

a menos de dos diámetros de la punta del pilote, se recomienda la propuesta de Carter y Kulhawy (1988), que es una propuesta similar a la incorporada por la AASHTO (2007).

$$\sigma_{hp} = [\sqrt{s} + \sqrt{(m\sqrt{s} + s)}] \sigma_c$$

### 3.1.6. Eurocódigo (ENV 1997-3:1999)

En el apéndice C.3. del mismo, se propone un método a partir de ensayos presiométricos, tomado de la normativa francesa (Fascicule 62-V;1993). La limitación principal del método radica en que sólo se dan parámetros para rocas relativamente blandas (calizas, margas). Para rocas sanas no propone un valores de proporcionalidad entre la presión límite y la carga de hundimiento, mientras que para las meteorizadas sugiere adoptar el correspondiente a la categoría de suelo más próximo.

En la propuesta del Eurocódigo, la resistencia última por punta es función por tanto, de:

- La resistencia a compresión simple
- Tipo de roca

La fórmula propuesta es similar a la del manual canadiense para rocas alteradas:

$$\sigma_{hp} = K_p \cdot p_{le}^*$$

$p_{le}^*$  = Presión límite neta equivalente determinada mediante la raíz cuadrada del producto de la presión límite neta a nivel de la punta y la presión límite neta a medio diámetro por debajo de ella.

$K_p$  = Es un coeficiente adimensional empírico, que depende de la resistencia del terreno y de la tipología del pilote. Actualmente los creadores de la teoría (Bustamante y Gianceselli, 2008) han propuesto valores únicos para cada terreno variando en función de

la tipología del pilote exclusivamente. En el caso de pilotes perforados en roca (cretas, rocas margo-calcareas y rocas alteradas), el valor fijado es de 1,6.

Bajo estas hipótesis, la carga de hundimiento resulta:

$$\sigma_{hp} = (1,0 \text{ a } 1,65) \cdot \sigma_c$$

En este caso, la resistencia es independiente del grado de empotramiento del pilote.

### 3.1.7. Código de Hong-Kong (2006)

Esta normativa establece un criterio semiempírico para la determinación de la carga admisible por punta en roca. Las rocas más habituales de Hong-Kong son:

- Rocas ígneas: granitos, cuarcitas, tufas<sup>(2)</sup>.
- Rocas metamórficas: mármol.
- Rocas sedimentarias: areniscas, argilitas.

En dicho criterio, el único factor del que depende la resistencia admisible, es del índice geomecánico de la roca propuesto por Beniaowski (RMR), y de una forma indirecta de  $\sigma_c$ , puesto que se establece que en ningún caso la carga admisible podría superar el valor de  $\sigma_c$ .

La formulación está basada en los estudios de Hill, Littlechild et al (2000), a partir de pruebas de carga sobre pilotes ejecutados en Hong-Kong, con los que correlacionan el RMR con el asiento experimentado por el pilote. Fijando como límite un desplazamiento del orden del 1% del diámetro del pilote, proponen que el valor de la tensión admisible sea la correspondiente a aquella que produzca un asiento inferior al 0,5% del diámetro del pilote, para valores de RMR superiores a 40, independientemente del tipo de roca, de  $\sigma_c$  y del empotramiento (ver Figura 9).

(2) Las tufas son los aglomerados volcánicos de tonos blanquecinos, llamados tosca en Canarias.

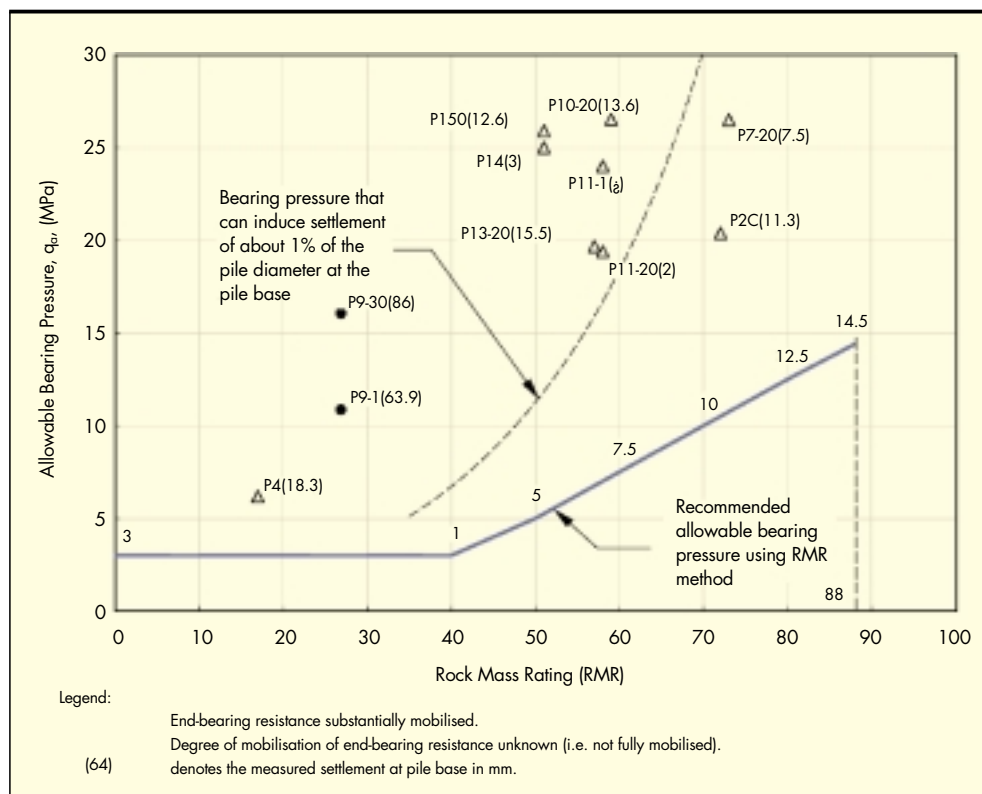


FIGURA 9. Relación RMR con carga admisible, para rocas de Hong Kong.



Traduciendo estas recomendaciones a valores de resistencia última, tras haberlo multiplicado por un coeficiente de seguridad de 3, se obtiene:

- Si RMR<40  $\sigma_{hp} = 9 \text{ MPa}$  (con  $\sigma_{hp} \leq 3 \sigma_c$ )
- Si 40<RMR<50  $\sigma_{hp} = 0,6 (\text{RMR}-40) + 9 \text{ MPa}$  (con  $\sigma_{hp} \leq 3 \sigma_c$ )
- Si RMR>50  $\sigma_{hp} = 0,75(\text{RMR}-50) + 15 \text{ MPa}$  (con  $\sigma_{hp} \leq 3 \sigma_c$ )

**3.2. NORMATIVAS ESPAÑOLAS**

En España existen tres códigos de recomendaciones fundamentales:

- **GCOC**: Guía de Cimentaciones para Obras de Carreteras (M° Fomento, 2003)
- **ROM 05-05**: Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas (M° Fomento 2005) que sustituye a la **ROM 04-94**, homónima de 1994.
- **CTE**: Código Técnico de la Edificación (2006).

**3.2.1. ROM 04-94 (1994)**

En la antigua ROM, la formulación propuesta para determinar la resistencia última por punta, es distinta a la propuesta de 2005, como se muestra a continuación:

$$\sigma_{hp} = 3 \cdot p_{vadm} \cdot d_f$$

Con:

$$d_f = 1 + 0.4 \frac{Lr}{D} > 3$$

Siendo L, la longitud de pilote empotrada en la roca y D el diámetro del pilote.

Es decir, es una expresión similar a la recomendada por el Manual Canadiense, donde  $p_{vadm}$  es la presión admisible para cimentaciones superficiales, que se calcula mediante la expresión:

$$p_{vadm} = p \cdot \sigma_c$$

Donde p adopta los siguientes valores:

- Rocas sanas<sup>(3)</sup>: 0,4 - 0,6
- Rocas blandas poco alteradas y poco diaclasadas: 0,2 - 0,4
- Rocas muy diaclasadas: 0,1 - 0,2

Además recomienda que cuanto mayor sea el grado de diaclasamiento y el valor de la resistencia compresión simple de

(3): Esta normativa, textualmente, recoge "rocas alteradas", pero razonablemente se considera que debe ser una errata y debiera referirse a "rocas sanas".

la roca, menor sea  $\rho$ , aunque no se especifica cómo cuantificar esa disminución, dejándolo al criterio del proyectista.

Con todo ello resulta:

$$\sigma_{hp} = (0,3 \text{ a } 5,4) \cdot \sigma_c$$

**3.2.2. GCOC (2003)**

Para que el sustrato en el que se empotra el pilote sea considerado como roca, debe cumplir simultáneamente:

- Resistencia a compresión simple > 1 MPa.
- RQD > 10.
- Grado de meteorización (según escala ISRM) ≤ III.

En ese caso la resistencia unitaria por punta se obtendría de:

$$\sigma_{hp} = 2 \cdot p_{vadm}$$

Donde  $p_{vadm}$  es la presión admisible para cimentaciones superficiales, que se calcula mediante la expresión:

$$p_{vadm} = p_0 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \sqrt{\frac{q_u}{p_0}}$$

Donde:

$p_0$  = Presión de referencia. Deberá tomarse un valor de 1 MPa.

$q_u$  = Resistencia a compresión simple de la roca sana.

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  = Parámetros adimensionales que dependen del tipo de roca, de su grado de alteración y del espaciamiento de las litoclasas.

$$\alpha_1 = \sqrt{\frac{10 \cdot q_t}{q_u}}$$

Donde  $q_t$  es la resistencia a tracción, si bien se propone una Tabla 3 con valores de  $\sigma_1$  en función de roca, para los casos que no se disponga de ese tipo de ensayos.

- $\sigma_2$ ; varía entre 0,5 y 1 en función del grado de meteorización.
- $\sigma_3$ ; depende de la separación entre litoclasas, que se estima en:

$$\alpha_3 = \min(\alpha_{3a}, \alpha_{3b}) \quad \alpha_{3a} = \sqrt{\frac{s}{1m}} \quad \alpha_{3b} = \sqrt{\frac{RQD(\%)}{100}}$$

y por tanto variará entre 0,316 y 1.

Por último, existe un coeficiente multiplicador en función del grado de empotramiento del pilote, cuya fórmula es parecida a la propuesta por Landanyi (1977), y por lo tanto es

Grupo N°	Nombre genérico	Ejemplos	$\alpha_1$
1	Rocas carbonatadas con estructura bien desarrollada	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Calizas, dolomías y mármoles puros.</li> <li>• Calcarenitas de baja porosidad</li> </ul>	1,0
2	Rocas ígneas y rocas metamórficas(*)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Granitos, cuarcitas</li> <li>• Andesitas, riolitas</li> <li>• Pizarras, esquistos y gneises (esquistosidad subhorizontal)</li> </ul>	0,8
3	Rocas sedimentarias (**) y algunas metamórficas	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Calizas margosas, argilitas, limolitas, areniscas y conglomerados</li> <li>• Pizarras, esquistos (esquistosidad verticalizada)</li> <li>• Yesos</li> </ul>	0,6
4	Rocas pocos soldadas	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Areniscas, limolitas y conglomerados poco cementados</li> <li>• Margas</li> </ul>	0,4

**TABLA 3.** Valores propuestos para  $\alpha_1$  en la GCOC. (\*) A excepción de las indicadas en los grupos 1 y 3. (\*\*) A excepción de las indicadas en los grupos 1 y 4.

análoga a la utilizada en el manual canadiense, pero limitada, en este caso, a un valor máximo de 2. La expresión que resulta es:

$$d_f = 1 + 0,4 \frac{L_r}{D} \leq 2$$

Siendo  $L_r$  la longitud de pilote empotrada en la roca y  $D$  el diámetro del pilote

Por tanto, se obtendría como rangos extremos de  $N_\sigma$ :

$$\sigma_{hp} = (0,126 \text{ a } 4) \cdot \sigma_c^{0,5} < 20 \text{ MPa}$$

Se hace notar que la estimación de la carga de hundimiento del pilote se realiza a través de la fórmula propuesta para la estimación de la carga admisible de una cimentación superficial. Independientemente del factor de empotramiento del pilote, se propone un factor multiplicador de 2 para pasar de uno a otro, cuando el factor habitual, y también propuesto en la misma publicación para las cimentaciones superficiales es de 3. La razón de dicha minoración (supone estar aplicando un factor de seguridad adicional de 1,33 para la resistencia pro punta del pilote) es argumentada al considerar la dificultad que existe para poder determinar, a esas profundidades, el estado del macizo, grado de alteración, apertura y estado de las juntas, etc, lo que exigiría trabajar con valores más prudentes.

### 3.2.3. ROM 05-05 (2005)

Desde el punto de vista conceptual es prácticamente análogo al caso anterior. Para que el sustrato en el que se empotra el pilote sea considerado como roca, debe cumplir simultáneamente:

- Resistencia a compresión simple  $> 1 \text{ MPa}$ .
- $RQD > 10$ .
- $S$  (espaciamiento de litoclasas)  $\geq 0,1 \text{ m}$ .

La fórmula propuesta para la carga última de punta es:

$$q_p = \frac{2}{3} p_{vh} \left( 1 + 0,4 \frac{L_R}{D} \right)$$

Donde los parámetros son análogos a los del caso anterior, es decir  $L_{R, \text{máx}} = 2,5 D$

La determinación de  $p_{vh}$  en este caso se hará mediante la fórmula:

$$p_{vh} = 3 \cdot \sigma_2 \cdot \sigma_3 \cdot \sigma_c^{0,5} < 15 \text{ MPa}$$

Con:

$\sigma_2$  varía entre 0,5 y 1 en función del grado de meteorización.

$\sigma_3$ ; depende de la separación entre litoclasas, y será el mínimo de:

$$f_D = 2 \cdot \left( \frac{s}{B^*} \right)^{1/2} \leq 1; \quad f_D = 0,2 \cdot \left( \frac{B_0 \times RQD(\%)}{B^*} \right)^{1/2} < 1$$

y por tanto varía, para diámetros comerciales de pilote, entre 0,45 y 1, y donde:

$s$ , es el espaciamento entre litoclasas.

$B^*$ , el ancho equivalente (en este caso del diámetro del pilote).

$B_0$ , es el ancho de referencia y se tomará  $B_0 = 1 \text{ m}$ .

En este caso se cita que no se adopta el parámetro  $\alpha_1$  indicado en la GCOC, porque se afirma que es un valor que no está sancionado por ensayos. Sin embargo, se vuelve a introducir implícitamente un coeficiente de minoración de 1,33 para la resistencia por punta, tal y como se comentó para el caso de la GCOC.

Con todo ello se obtendría:

$$\sigma_{hp} = (0,45 \text{ a } 4) \cdot \sigma_c^{0,5} < 20 \text{ Mpa}$$

### 3.2.4. CTE (2006)

En esta norma, para que el sustrato en el que se empotra el pilote sea considerado como roca, debe cumplir simultáneamente:

- Resistencia a compresión simple  $> 2,5 \text{ MPa}$ .
- $RQD > 25$ .
- $S$  (espaciamento de litoclasas)  $\geq 0,3 \text{ m}$ .
- Grado de meteorización (según escala ISRM)  $\leq \text{III}$ .

Por tanto, la consideración de roca es más restrictiva que en las normas anteriormente expuestas. Las fórmulas propuestas son análogas a las recogidas en el Manual Canadiense:

$$\sigma_{hp} = 3 K_{sp} \cdot d_f \cdot \sigma_c$$

donde:

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{s}{B}}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{a}{s}}} \quad \text{en el que:}$$

$s$  es el espaciamento entre discontinuidades, con  $s > 0,3 \text{ m}$ .

$a$  es la apertura de discontinuidades;  $a < 5 \text{ mm}$  en junta limpia y  $25 \text{ mm}$  en junta rellena; con  $0 < a/s < 0,02$ .

$B$  es la anchura del cimiento en metros;  $0,05 < s/B < 2$ .

$$d_f = 1 + 0,4 \frac{L_r}{D} > 3$$

Siendo de nuevo  $L_r$  la longitud de pilote empotrada en la roca y  $D$  el diámetro del pilote.

Finalmente se tiene que:

$$\sigma_{hp} = (0,35 \text{ a } 4,5) \cdot \sigma_c$$

## 4. CRITERIOS PARA LA COMPARATIVA ENTRE LOS DISTINTOS MÉTODOS

### 4.1. INTRODUCCIÓN

Como se ha visto en apartados anteriores, las teorías existentes para la determinación de la resistencia última por punta de pilotes empotrados en roca son muchas y muy variadas, dependiendo además, cada una de ellas, de numerosos y distintos factores. Este fenómeno conduce a que resulte muy complicado establecer una comparación general de todos los métodos, teniendo que recurrir, por tanto, a comparaciones de carácter más parcial. Además, la gran cantidad de factores de las que dependen algunas de las teorías obliga a fijar algunos de ellos para poder comprobar cómo afectan en cada caso.

Para poder analizar este tema de una manera más clara, se ha confeccionado la Tabla 4, donde se muestra, para cada teoría, el factor de proporcionalidad  $N_\sigma$  y el exponente que actúa sobre  $\sigma_c$ , así como los factores que intervienen en cada una de las teorías, bien de manera directa (azul oscuro) o de forma indirecta (azul claro).

De la observación de la Tabla 4, se constata que el coeficiente  $N_\sigma$  de proporcionalidad es muy variable entre las distintas teorías y normas, mientras que el exponente  $k$  es más constante, siendo el propuesto en la mayoría de los casos 0,5, o cercano, y 1. Tan sólo las teorías de Serrano y Olalla (2002) y la denominada AASHTO Modificada (2009) proponen exponentes variables entre 0,75 y 1 (en casos extremos podrían tender hacia 0,5), que pasa a ser de 0,6 a 1 en Serrano y Olalla Ajustada.

TEORÍA	AÑO	$\sigma_{hp} = N_c \cdot \sigma_c^k$		FACTORES						LIMITACIONES
		$N_c$	K	$\sigma_c$	RQD/ RMR/ GSI	TIPO DE ROCA	EMPOTRA- MIENTO	SOBRE- CARGA	DIÁMETRO	
TENG	1962	5 a 8	1							
COATES	1967	3	1							
JIMENEZ SALAS et al.	1976	0,15 a 1	1							
PELLS	1977	4 a 11	1							
KULHAWAY Y GOODMAN	1980	0,17 a 11	1							
ROWE Y ARMITAGE	1987	2,7	1							
CARTER Y KULHAWAY	1988	0,015 a 6,1	1							
ARGEMA	1992	4,5	1							<10 Mpa
FINDLAY et al.	1997	1 a 4,5	1							
ZHANG Y EINSTEIN	1998	4,8	0,51							
O'NEILL Y REESE	1999	2 a 2,5	1							
SERRANO Y OLALLA	2002	0,1 a 56	0,75 a 1							
VIPULANANDAN	2007	4,73	0,56							
ZHANG	2009	6,56	0,46							
SERRANO Y OLALLA AJUSTADA	2010	0,03 a 5	0,6 a 1							
<b>NORMATIVA</b>										
CÓDIGO NEW YORK	1968	0,01 a 0,06	1							
MANUAL CANADIENSE	1978	0,45 a 4,5	1							SANA
		0,7 a 4,7	1							FRACTURADA
DIN ALEMANA	1980	2,15	0,515							
FHWA	1999	0,015 a 6,1	1							
EUROCÓDIGO	1999	1,0 a 1,65	1							BLANDA
NORMA HONG-KONG	2006	-	-							
AASHTO	2007	0,015 a 6,1	1							
AASHTO MODIFICADA	2009	0,005 a 24	0,75 a 1							
ROM 04-94	1994	0,3 a 5,4	1							
GCOC	2003	0,126 a 4	0,5							<20 Mpa
ROM 05-05	2005	0,45 a 4	0,5							<20 Mpa
CTE	2006	0,35 a 4,5	1							

TABLA 4. Resumen de factores dependientes en las distintas teorías.

#### 4.2. ANÁLISIS DE LOS DIFERENTES CRITERIOS

En la Tabla 4 se identifican los factores de los que depende cada teoría. Obviando el grupo de aquellas que sólo dependen de la resistencia a compresión simple de la roca, se puede observar como hay muy pocas que compartan los mismos factores, lo que evidencia la dificultad que antes se mencionaba para la comparación. Lo que sí resulta claro es que todas, a excepción del Código de Hong-Kong (2006), que es función de valores constantes, dependen, al menos de alguna forma, de la resistencia a la compresión simple de la roca, que por tanto se convierte en el dato fundamental a determinar.

El segundo factor más utilizado en las formulaciones es el relacionado con la calidad de la roca, independientemente del parámetro utilizado para medir esa calidad: RQD, RMR, GSI, etc.

El tercer parámetro más introducido en las fórmulas es el grado de empotramiento en la roca, mientras que el cuarto sería el tipo de roca sobre la que apoya el pilote. Por último, son pocas las fórmulas que hacen depender el resultado del tamaño del pilote o de la sobrecarga existente sobre el nivel de roca, es decir, de la profundidad de trabajo del pilote.

Ninguna de las teorías manejadas introduce el factor de proporcionalidad entre los módulos de elasticidad del mate-

rial del pilote y el de la roca. Ese factor, sin embargo, sí es utilizado en teorías que estudian la capacidad conjunta de punta y fuste, mediante teorías elastoplásticas, en función del desplazamiento que va experimentando un pilote al ser progresivamente cargado.

Por tanto, las teorías que parecerían, a priori, más ajustadas a la realidad, son aquellas que contemplan mayor número de variables posibles en su formulación, es decir aquellas que contienen más factores, si bien suelen resultar también las más difíciles de aplicar. De todas formas también resulta evidente que no existe ninguna teoría que haya sido capaz de introducir todos los factores. La teoría que más parámetros maneja es la de Serrano y Olalla Ajustada, hasta un total de cinco. La GCOG (2003), la ROM 05-05 (2005), la FHWA (1999) y el Código Técnico de la Edificación (2006), aunque de una manera indirecta, introducen hasta cuatro factores en su formulación. La denominada en este texto como AASHTO Modificada (2009), también utiliza cinco factores.

### 4.3. CRITERIOS DE COMPARACIÓN

La imposibilidad, antes comentada, de establecer comparaciones de carácter general, obliga a realizar la comparación de una forma parcial y específica. Para ello se han elegido, para cada tipo de roca (ígneas, sedimentarias y metamórficas), aquellas más representativas del mapa geológico español, para cada una de las cuales se ha estimado un coeficiente identificador del tipo de roca ( $m_0$ ) y un valor de la resistencia a compresión simple de la roca sana ( $\sigma_c$ ), de acuerdo a los valores tipo recomendados por las distintas fuentes de información.

Para cada roca se ha estudiado, además, la posibilidad de tres grados distintos de meteorización: de III a I, a cada uno de las cuales le corresponderá un determinado valor de RQD, RMR ó GSI; y cuatro razones de empotramiento distintas: 0, 1, 2 y 3 diámetros.

Es decir para cada teoría y cada roca, se han estudiado hasta doce cálculos distintos, lo cual hace un total de 850 casos analizados.

En la Tabla 5 se muestran las rocas manejadas en el análisis, así como los parámetros fundamentales que se han usado para la aplicación de las distintas teorías, y que se han considerado análogos a efectos de esta comparación.

En el estudio comparativo se han analizado los resultados proporcionados por las normas españolas, y por la AASHTO (2007). Además, también se han comparado los resultados proporcionados por la formulación propuesta por Jiménez Salas et Al. (1976), por ser todavía aplicada en numerosas ocasiones en trabajos geotécnicos, el Código de Hong-Kong (2006) y la nueva teoría de Zhang (2009), ambas de carácter empírico, por ser estas dos últimas, las más modernas de las aquí estudiadas.

Se incluyen, por último, también, los valores deducidos de la aplicación de las denominadas AASHTO “Modificada” (2009) y Serrano y Olalla “Ajustado”, por ser la primera vez que se utilizan, con las adaptaciones y consideraciones mencionadas anteriormente.

No obstante, hay que indicar, que si bien en el estudio de origen en el que se basa este artículo se analizaron las ocho rocas mencionadas (Juárez, 2009), en esta ocasión, se ha limitado la presentación de los resultados a sólo cuatro tipos de rocas, debido a limitaciones de espacio y para mayor facilidad didáctica. Las rocas elegidas se consideran unas de las más características, habituales y representativas del mapa geológico español: las margas, las calizas, las areniscas y los granitos.

### 5. INFLUENCIA DEL GRADO DE EMPOTRAMIENTO Y METEORIZACIÓN, PARA DISTINTOS TIPO DE ROCA (PARA $\sigma_c$ PREFIJADA)

De entre todos los criterios anteriormente mencionados se han seleccionado aquellos diez que bien son de mayor uso en nuestro país o bien son más referenciados en la literatura técnica. Además, se han incorporado, por primera vez, dos adaptaciones de los criterios expuestos en apartados anteriores (AASHTO y Serrano y Olalla).

En este apartado, para cada una de los cuatro tipos de rocas seleccionados, y para cada una de las doce posibilidades analizadas (variando el grado de meteorización y empotramiento), se le aplican estos diez distintos criterios para la determinación de la resistencia última por punta. Se representan los resultados de forma gráfica y en una tabla de valores, donde se resaltan (subrayados) aquellos que sobrepasarían los valores límites establecidos por cada teoría.

Se han adoptado valores medios, relativamente bajos, de la resistencia a compresión simple de las rocas ( $\sigma_c$ ).

Tipo de roca		$m_0$	$\sigma_c$ (MPa)	GRADO DE ALTERACIÓN		
				III	II	I
SEDIMENTARIA	LUTITAS	5	3	RQD=25% RMR=40	RQD=60% RMR=60	RQD=90% RMR=75
	MARGAS	10	10	RQD=25% RMR=40	RQD=60% RMR=60	RQD=90% RMR=75
	CALIZA	12	50	RQD=25% RMR=40	RQD=60% RMR=60	RQD=90% RMR=75
	ARENISCA	17	100	RQD=25% RMR=40	RQD=60% RMR=60	RQD=90% RMR=75
METAMÓRFICA	ESQUISTOS	12	15	RQD=25% RMR=40	RQD=60% RMR=60	RQD=90% RMR=75
	GNEIS	28	100	RQD=25% RMR=40	RQD=60% RMR=60	RQD=90% RMR=75
IGNEAS	BASALTO	25	100	RQD=25% RMR=40	RQD=60% RMR=60	RQD=90% RMR=75
	GRANITO	32	200	RQD=25% RMR=40	RQD=60% RMR=60	RQD=90% RMR=75

TABLA 5. Parámetros fundamentales de las rocas estudiadas.

RESISTENCIA ÚLTIMA POR PUNTA (MPa)												
GRADO METEORIZACIÓN	III				II				I			
EMPOTRAMIENTO	0Φ	1Φ	2Φ	3Φ	0Φ	1Φ	2Φ	3Φ	0Φ	1Φ	2Φ	3Φ
ROM 05-05	3,18	4,45	5,72	6,36	4,45	6,23	8,01	8,9	6,36	8,9	11,44	12,71
ROM 05-94	2,4	3,36	4,32	5,28	6,3	8,82	11,34	13,86	12	16,8	21,6	26,4
GCOC	1,9	2,66	3,42	3,42	4,12	5,76	7,41	7,41	7,2	10,08	12,96	12,96
CTE	2,50	3,51	4,51	5,51	6,74	9,44	12,13	14,83	11,78	16,50	21,21	25,93
JIMENEZ SALAS et al.	1,5	2	2,5	3	1,5	2	2,5	3	1,5	2	2,5	3
ASSTHO	2,26	2,26	2,26	2,26	6,23	6,23	6,23	6,23	12,88	12,88	12,88	12,88
AASSTHO MODIFICADA	9,32	9,61	9,88	10,13	17,86	18,2	18,53	18,85	30,84	31,08	31,35	31,62
HONG-KONG	9	9	9	9	21	21	21	21	30	30	30	30
SERRANO OLALLA AJUSTADO	4,22	5,18	6,07	6,79	6,29	7,51	8,68	9,78	10,46	12,33	14,21	16,02
ZHANG	10,27	10,27	10,27	10,27	10,27	10,27	10,27	10,27	17,31	17,31	17,31	17,31

TABLA 6. Resistencia última ( $\sigma_{hp}$ ) por punta en margas.

5.1. MARGAS ( $m_0=10$ ;  $\sigma_c=10$  MPa)

En la Tabla 6 y Figura 10 adjuntas, se presentan los resultados obtenidos, para distintos grados de meteorización y empotramiento:

De su análisis se deducen los siguientes comentarios:

1. Las normas españolas (excepto la ROM 04-94 y el CTE (2006) basadas en el Manual Canadiense) son, generalmente, las más sensibles al grado de empotramiento y

las menos afectadas por el grado de meteorización de la roca.

2. El mínimo de todos los valores calculados se corresponde con la teoría de Jiménez Salas et al.(1976), excepto en el caso alto grado de meteorización y empotramiento importante, que pasa a ser el definido por la AASHTO (2007).
3. Si se compara el coeficiente de proporcionalidad, entre la resistencia última por punta y la resistencia a com-

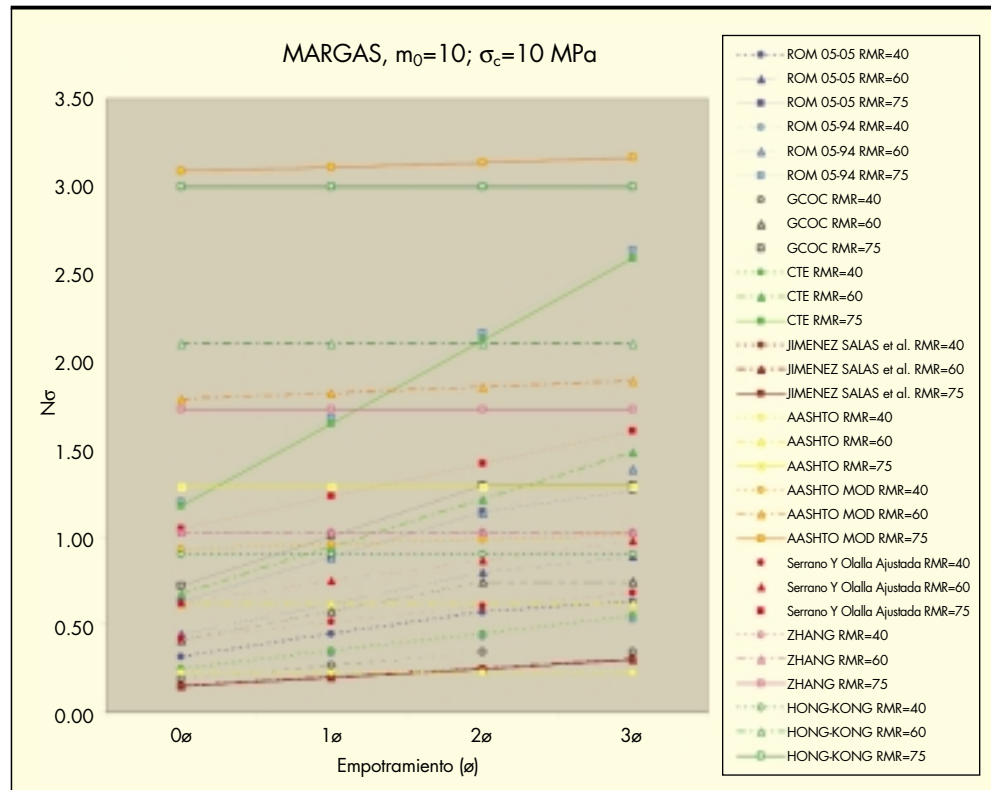


FIGURA 10. Cociente entre  $\sigma_{hp}$  y  $\sigma_c$  ( $N_{\sigma}$ ) en función del empotramiento y el RMR en margas.



presión simple de la roca, se observa como en todos los casos los valores son inferiores a 2,7; a excepción de la AASHTO Modificada (2009) y la de Hong-Kong (2006), que para casos de roca sana llegan a valores ligeramente superiores a 3.

4. Respecto a la influencia del grado de empotramiento en las teorías analizadas, se puede observar como todas, exceptuando la de Serrano y Olalla Ajustada y la AASHTO Modificada (2009), presentan valores constantes de dicha relación independientemente del grado de meteorización. Dicho de otra forma, el aumento del factor  $N_{\sigma}$  con el aumento del grado de empotramiento es casi nulo, para distintos grados de meteorización.
5. El mayor incremento de la carga de hundimiento por punta entre el caso de mínimo empotramiento y máximo grado de meteorización y el caso de empotramiento máximo y roca de menor grado de alteración se alcanza utilizando los criterios de la ROM 04-94 y el CTE (2006).
6. Las teorías que proporcionan los resultados más optimistas son: la normativa de Hong-Kong (2006) y la de la "AASHTO Modificada" (2009), en todas las casuísticas. El CTE (2006) proporciona los valores más elevados en caso de empotramiento superiores a dos diámetros.
7. Las teorías más conservadoras en este caso son la de Jiménez Salas et al.(1976), la ROM 05-05, la AASHTO (2007) y la GCOC (2003), si bien presentan valores similares entre sí.
8. La diferencia de resultados entre las distintas teorías resulta variable, fundamentalmente, con el grado de empotramiento. Resulta de media, aproximadamente, de un orden de magnitud, es decir del orden de unas 10 a 15 veces. En caso de despreciar los valores de la formulación que proporciona valores mínimos (Jiménez Salas et al. (1976)), la relación entre las distintas teorías respecto del valor  $N_{\sigma}$  varía entre 3 y 5 veces.

### 5.2. CALIZAS ( $m_0=12$ ; $\sigma_c=50$ MPa)

En la Tabla 7 y en la Figura 11 adjuntas, se presentan los resultados obtenidos.

De su análisis, se deducen los siguientes comentarios:

1. Las normas españolas (excepto la ROM 04-94 y el CTE (2006) basadas en el Manual Canadiense) son, generalmente, las más sensibles al grado de empotramiento y las menos afectadas por el grado de meteorización de la roca.
2. Si se compara el coeficiente de proporcionalidad, entre la resistencia última por punta y la resistencia a compresión simple de la roca, se observa que en todos los casos los valores son inferiores a 2,6; a excepción de la AASHTO Modificada (2009), que para casos de roca sana llega a valores cercanos a 3.
3. Respecto a la influencia del grado de empotramiento en las teorías analizadas, se puede observar como todas, exceptuando la de Serrano y Olalla Ajustada (2010) y la AASHTO Modificada (2009), presentan valores constantes de dicha relación independientemente del grado de meteorización: Dicho de otra forma, el valor de  $N_{\sigma}$  es constante e independiente del aumento del grado de empotramiento, para distintos grados de meteorización.
4. El mayor incremento de la carga de hundimiento por punta entre el caso de mínimo empotramiento y máximo grado de meteorización y el caso de empotramiento máximo y roca de menor grado de alteración se alcanza en la ROM 04-94 y el CTE (2006).
5. Las teorías que proporcionan los resultados más optimistas son: la de la "AASHTO Modificada" (2009), en todas las casuísticas, seguidos del CTE (2006) y de la ROM 04-94. Para el caso de rocas sanas y empotramientos importantes la GCOC (2003), alcanza también valores cercanos a los anteriores.
6. Las teorías más conservadoras en este caso son la de la ROM 05-05 y la normativa de Hong Kong (2006).

RESISTENCIA ÚLTIMA POR PUNTA (MPa)												
GRADO METEORIZACIÓN	III				II				I			
EMPOTRAMIENTO	0Φ	1Φ	2Φ	3Φ	0Φ	1Φ	2Φ	3Φ	0Φ	1Φ	2Φ	3Φ
ROM 05-05	7,11	9,95	12,79	14,21	9,95	13,93	17,91	19,9	14,21	19,9	<u>25,58</u>	<u>28,43</u>
ROM 05-94	9	12,6	16,2	19,8	<u>22,5</u>	<u>31,5</u>	<u>40,5</u>	<u>49,5</u>	<u>54</u>	<u>75,6</u>	<u>97,2</u>	<u>118,8</u>
GCOC	10,61	14,85	19,09	19,09	<u>23</u>	<u>32,21</u>	<u>41,41</u>	<u>41,41</u>	<u>40,25</u>	<u>56,35</u>	<u>72,45</u>	<u>72,45</u>
CTE	12,52	17,53	22,54	27,55	33,70	47,18	60,66	74,14	58,92	82,49	106,06	129,63
JIMENEZ SALAS et al.	20	26,7	33,3	40	20	26,7	33,3	40	20	26,7	33,3	40
ASSTHO	12,22	12,22	12,22	12,22	33,52	33,52	33,52	33,52	69,11	69,11	69,11	69,11
AASHTO MODIFICADA	32,82	33,44	34,04	34,62	72,45	72,66	72,95	73,29	142,18	141,12	140,3	139,7
HONG-KONG	9	9	9	9	21	21	21	21	33,75	33,75	33,75	33,75
SERRANO OLALLA AJUSTADO	11,23	12,84	14,49	16,08	13,65	15,45	17,27	19,08	23,97	27,18	30,48	33,83
ZHANG	21,53	21,53	21,53	21,53	21,53	21,53	21,53	21,53	36,3	36,3	36,3	36,3

TABLA 7. Resistencia última por punta ( $\sigma_{hp}$ ) en calizas.

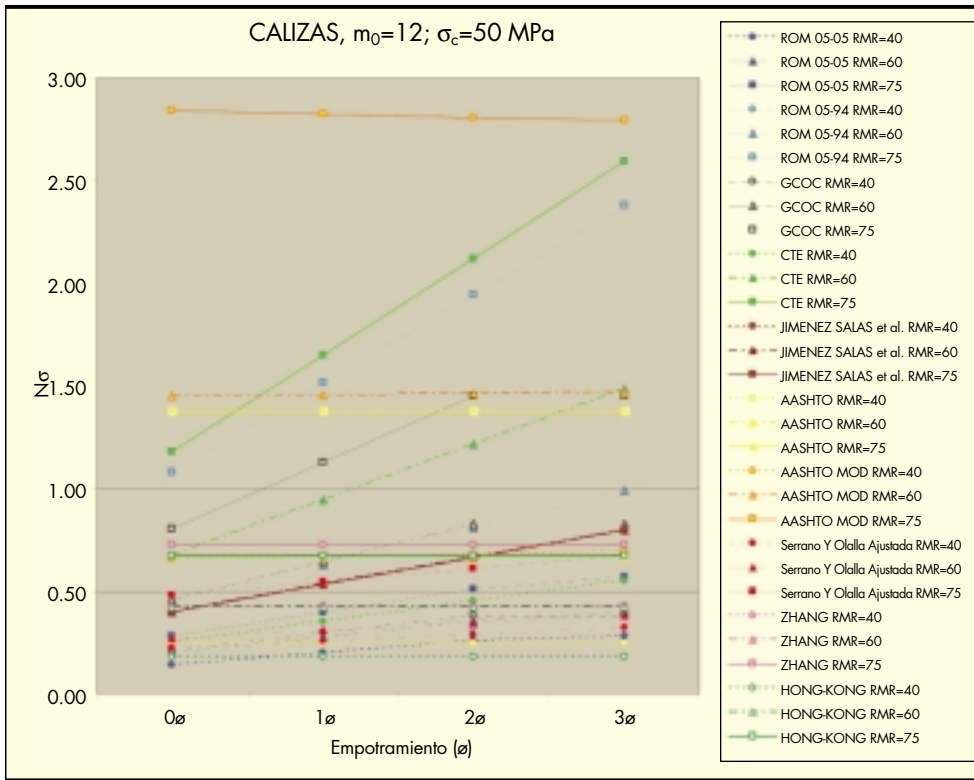


FIGURA 11. Cociente entre  $\sigma_{hp}$  y  $\sigma_c$  ( $N_p$ ) en función del empotramiento y el RMR en calizas.

Las teorías de Jiménez Salas et al. (1976), Zhang (2009) y Serrano y Olalla Ajustada (2010), también proporcionan resultados bajos para el caso de rocas sanas.

- La diferencia de resultados entre las distintas teorías resulta variable, y cifrable en un orden de magnitud aproximadamente, con valores comprendidos entre 5 y 10 veces.

### 5.3. ARENISCAS ( $m_0=17$ ; $\sigma_c=100$ MPa)

En la Tabla 8 y en la Figura 12 adjuntas, se presentan los resultados obtenidos.

De su análisis, se deducen los siguientes comentarios:

- Las normas españolas (excepto la ROM 04-94 y el CTE (2006) basadas en el Manual Canadiense) son, generalmente, las más sensibles al grado de empotramiento y las menos afectadas por el grado de meteorización de la roca.

RESISTENCIA ÚLTIMA POR PUNTA (MPa)												
GRADO METEORIZACIÓN	III				II				I			
EMPOTRAMIENTO	0Φ	1Φ	2Φ	3Φ	0Φ	1Φ	2Φ	3Φ	0Φ	1Φ	2Φ	3Φ
ROM 05-05	10,05	14,07	18,09	<u>20,10</u>	14,07	19,70	<u>25,33</u>	<u>28,14</u>	<u>20,10</u>	<u>28,14</u>	<u>36,18</u>	<u>40,20</u>
ROM 05-94	12	16,8	21,6	26,4	49,5	69,3	89,1	108,9	120	168	216	264
GCOC	11,38	15,94	<u>20,49</u>	<u>20,49</u>	19,52	<u>27,33</u>	<u>35,14</u>	<u>35,14</u>	<u>34,15</u>	<u>47,81</u>	<u>61,48</u>	<u>61,48</u>
CTE	25,05	35,06	45,08	55,10	67,40	94,35	121,31	148,27	117,85	164,99	212,13	259,27
JIMENEZ SALAS et al.	40	53,35	66,65	80	40	53,35	66,65	80	40	53,35	66,65	80
ASSTHO	28,45	28,45	28,45	28,45	77,46	77,46	77,46	77,46	158,87	158,87	158,87	158,87
AASTHO MODIFICADA	72,46	73,49	74,49	75,47	167,05	166,72	166,63	166,71	336,66	332,96	329,96	327,51
HONG-KONG	9	9	9	9	21	21	21	21	33,75	33,75	33,75	33,75
SERRANO OLALLA AJUSTADO	19,89	22,05	24,28	26,49	30,36	33,48	36,63	39,81	53,54	59,32	65,24	71,15
ZHANG	29,62	29,62	29,62	29,62	29,62	29,62	29,62	29,62	49,93	49,93	49,93	49,93

TABLA 8. Resistencia última por punta ( $\sigma_{hp}$ ) en areniscas.

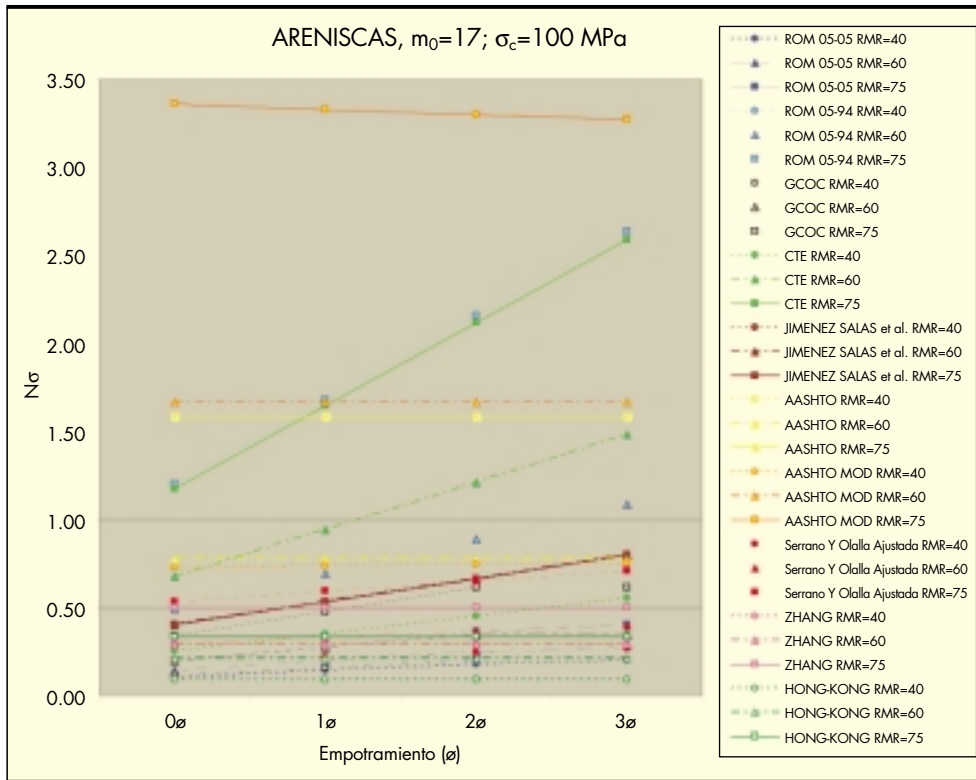


FIGURA 12. Cociente entre  $\sigma_{hp}$  y  $\sigma_c$  ( $N_q$ ) en función del empotramiento y el RMR en areniscas.

- Si se compara el coeficiente de proporcionalidad, entre la resistencia última por punta y la resistencia a compresión simple de la roca, se observa que en todos los casos los valores son inferiores a 2,65; a excepción de la AASHTO Modificada (2009), que para casos de roca sana llega a valores cercanos a 3,3.
- Respecto a la influencia del grado de empotramiento en las teorías analizadas, se puede observar como todas, exceptuando la de Serrano y Olalla Ajustada (2010) y la AASHTO Modificada (2009), presentan valores constantes de dicha relación independientemente del grado de meteorización, o dicho de otra forma, el desarrollo de  $N_q$  con el aumento del grado de empotramiento es idéntico para distintos grados de meteorización. Es más, se comprueba que los valores son constantes incluso para distintos tipos de rocas.
- El mayor incremento de la carga de hundimiento por punta entre la situación de mínimo empotramiento y máximo grado de meteorización y la de empotramiento máximo y roca de menor grado de alteración, se alcanza en la ROM 04-94 y en segundo lugar, aunque en menor medida a través del CTE (2006).
- Las teorías que proporcionan los resultados más optimistas son la correspondiente a la "AASHTO Modificada" (2009), en todas las casuísticas, seguidos del CTE (2006) y de la ROM 04-94. Para el caso de rocas sanas y empotramientos importantes el criterio de la AASHTO (2007), alcanza también valores elevados.
- Las teorías más conservadoras en este caso se corresponde con la propuesta de la norma de Hong Kong (2006) y por la presente en la ROM 05-05 (2005), además de los derivados de la teoría de Zhang (2009) para el caso de rocas sanas.

- La diferencia de valores entre las distintas teorías resulta cifrable en un orden de magnitud aproximadamente, con valores comprendidos entre 8 y 10 veces.

#### 5.4. GRANITO ( $m_0=32$ ; $\sigma_c=200$ MPa)

En la Tabla 9 y en la Figura 13 adjuntas, se presentan los resultados obtenidos.

Del análisis de las mismas se deducen las siguientes consideraciones:

- Las normas españolas (excepto la ROM 04-94 y el CTE (2006) basadas en el Manual Canadiense) vuelven a ser las más sensibles al grado de empotramiento y las menos afectadas por el grado de meteorización de la roca.
- Si se compara el coeficiente de proporcionalidad, entre la resistencia última por punta y la resistencia a compresión simple de la roca, se observa que en todos los casos los valores son inferiores a 2,65; a excepción de la AASHTO Modificada (2009), que para casos de roca sana llega a valores cercanos a 4,7.
- Respecto a la influencia del grado de empotramiento en las teorías analizadas, se puede observar como todas, exceptuando la de Serrano y Olalla Ajustada (2010) y la AASHTO Modificada (2009), presentan valores constantes de dicha relación independientemente del grado de meteorización. Se constata que en el caso de esas dos teorías, el factor de proporcionalidad debido al grado de empotramiento, va decreciendo según aumenta el factor identificador del tipo de roca de Hoek y Brown ( $m_0$ ).
- El mayor incremento de la carga de hundimiento por punta entre la situación de mínimo empotramiento y

RESISTENCIA ÚLTIMA POR PUNTA (MPa)												
GRADO METEORIZACIÓN	III				II				I			
EMPOTRAMIENTO	0Φ	1Φ	2Φ	3Φ	0Φ	1Φ	2Φ	3Φ	0Φ	1Φ	2Φ	3Φ
ROM 05-05	14,21	19,9	25,58	28,83	19,9	27,86	35,82	39,8	28,43	39,8	51,17	56,85
ROM 05-94	24	33,6	43,2	52,8	99	138,6	178,2	217,8	240	336	432	528
GCOC	16,98	23,76	30,54	30,54	36,8	51,52	66,26	66,26	64,4	90,16	115,92	115,92
CTE	50,09	70,13	90,16	110,20	134,79	188,71	242,62	296,54	235,70	329,97	424,25	518,53
JIMENEZ SALAS et al.	60	80	100	120	60	80	100	120	60	80	100	120
ASSTHO	76,88	76,88	76,88	76,88	206,58	206,58	206,58	206,58	420,2	420,2	420,2	420,2
AASHTO MODIFICADA	209,54	211,88	214,19	216,45	486,13	484,04	482,76	482,07	983,35	970,57	960,1	951,4
HONG-KONG	9	9	9	9	21	21	21	21	33,75	33,75	33,75	33,75
SERRANO OLALLA AJUSTADO	68,21	73,23	78,47	83,43	104,34	111,39	118,84	126,11	182,68	196,20	209,59	223,09
ZHANG	40,75	40,75	40,75	40,75	40,75	40,75	40,75	40,75	68,68	68,68	68,68	68,68

TABLA 9. Resistencia última por punta ( $\sigma_{hp}$ ) en granitos.

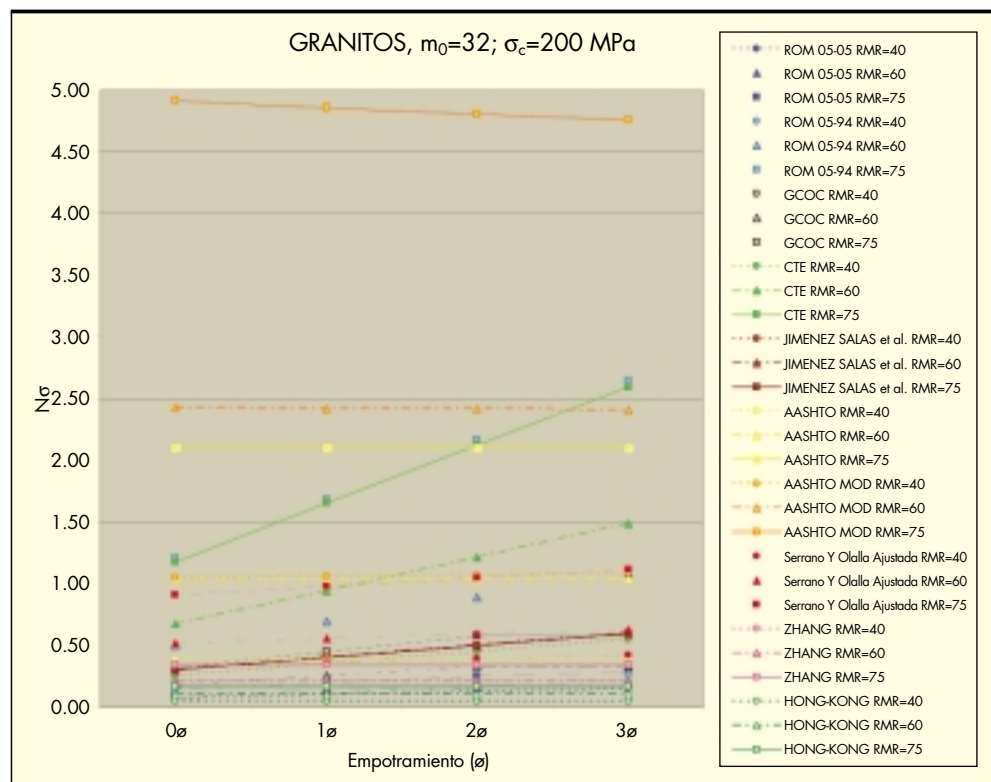


FIGURA 11. Cociente entre  $\sigma_{hp}$  y  $\sigma_c$  ( $N_c$ ) en función del empotramiento y el RMR en granitos.

máximo grado de meteorización y la de empotramiento máximo y roca de menor grado de alteración, se alcanza en la ROM 04-94 y en segundo lugar, aunque en menor medida a través del CTE (2006).

5. Las teorías que proporcionan los resultados más optimistas son la correspondiente a la “AASHTO Modificada” (2009), en todas las casuísticas, seguidos del CTE (2006), de la ROM 04-94, y de la AASHTO (2007).

6. Las teorías más conservadoras en este caso se corresponde con la propuesta en la norma de Hong Kong (2006) y por la presente en la ROM 05-05 (2005), además de los derivados de la teoría de Zhang (2009) para el caso de rocas menos meteorizadas.

7. La diferencia de valores entre las distintas teorías resulta muy importante, variando el factor  $N_c$  a utilizar entre 25 y 35 veces.

**6. INFLUENCIA DEL TIPO DE ROCA, Y SU RESISTENCIA (GRADO DE EMPOTRAMIENTO Y METEORIZACIÓN FIJADOS)**

En este apartado se considera un único valor para el grado de empotramiento, fijado en un diámetro y un solo grado de meteorización fijado a II.

**6.1. MARGAS**

Para el análisis de la variación se presenta la Tabla 10, donde se observa la evolución de la carga de hundimiento, para las diez distintas teorías preseleccionadas, según aumenta la resistencia a compresión simple de la roca ( $\sigma_c$ ). En la Figura 14 se muestra la representación gráfica de esa relación. Además, para poder apreciar mejor las teorías que presentan valores más bajos, en la Figura 15 se adjunta un segundo gráfico, con una ampliación de dicha zona.

Para poder contrastar de una forma más clara la relación entre  $\sigma_c$  de la roca y la carga de hundimiento, se ha elaborado la Tabla 11 y la Figura 16, que presentan la relación de  $\sigma_c$  y el

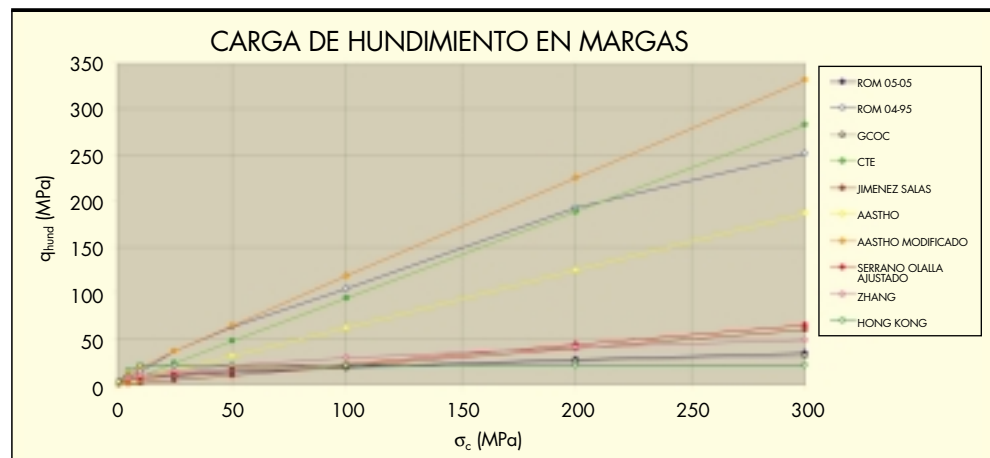
cociente entre la carga de hundimiento y la resistencia a compresión simple ( $N_c$ ).

De su análisis se pueden deducir las siguientes consideraciones:

1. En las Figuras 14 y 15, se observa que hay un primer grupo de teorías, tanto lineales como no lineales que presentan los valores más bajos pero similares entre sí, sobre todo para  $\sigma_c$  superiores a 50 MPa. Esas fórmulas, que salvo para valores de  $\sigma_c$  inferiores a 25 MPa, quedan por debajo de la línea que define el criterio de la AASHTO (2007), son: las de Zhang (2009), la teoría de Serrano y Olalla Ajustada y las normas españolas, excepto la ROM 04-94 y el CTE (2006). Estas dos últimas teorías se amoldan a un segundo grupo con valores cuyos límites están definidos inferiormente por la AASHTO (2007) y superiormente por la AASHTO Modificada (2009).
2. Aunque aparentemente parece que la relación es lineal según las teorías de Serrano y Olalla Ajustada (2010) y la AASHTO "Modificada" (2009), la realidad no es esa. Si se

CARGA DE HUNDIMIENTO EN MARGAS								
GRADO METEORIZACIÓN	II							
GRADO DE EMPOTRAMIENTO	1 DIÁMETRO							
$\sigma_c$ (MPa)	1	5	10	25	50	100	200	300
ROM 05-05	1,97	4,4	6,23	9,85	13,93	19,7	27,86	34,12
ROM 05-94	1,68	8,4	14,7	36,75	63	105	193	252
GCOC	1,82	4,07	5,76	9,11	12,88	18,22	25,76	31,56
CTE	0,94	4,72	9,44	23,59	47,18	94,35	188,70	283,05
JIMENEZ SALAS et al.	0,2	1	2	5	10	20	40	60
ASSTHO	0,63	3,11	6,23	15,57	31,15	62,29	124,59	186,88
AASSTHO MODIFICADA	4,09	11,23	18,2	36,37	64,34	118,43	225,18	331,5
SERRANO OLALLA AJUSTADO	1,61	4,75	7,50	12,33	17,21	22,36	43,66	64,93
ZHANG	3,56	7,47	10,27	15,66	21,53	29,62	40,75	49,10
HONG-KONG	3	15	21,5	21,5	21,5	21,5	21,5	21,5

**TABLA 10.** Carga de hundimiento en función de  $\sigma_c$  y teoría, en margas de GMII y empotramiento de 1 diámetro.



**FIGURA 14.** Relación de la carga de hundimiento con la  $\sigma_c$  en margas.



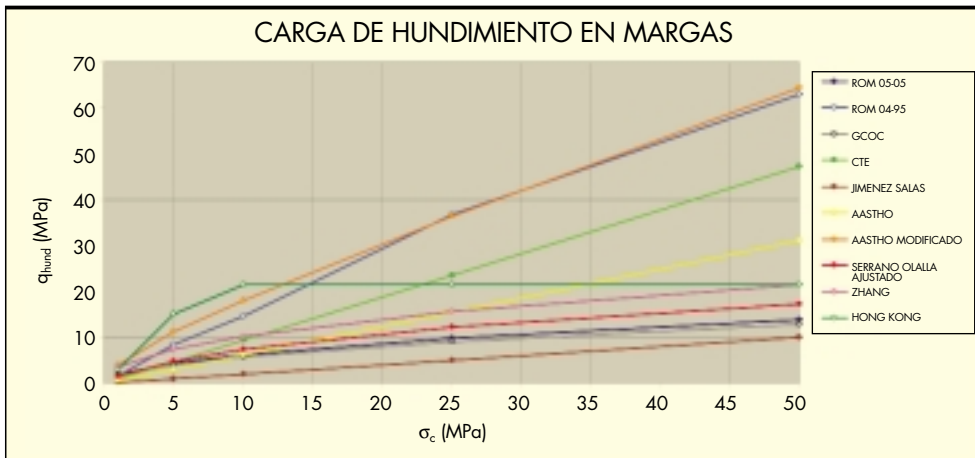


FIGURA 15. Relación de  $\sigma_{hp}$  con la  $\sigma_c$  en margas, para un rango de  $\sigma_c$  de 0 a 50 MPa.

N <sub>σ</sub> (FACTOR DE PROPORCIONALIDAD ENTRE $\sigma_{HP}$ Y $\sigma_c$ )								
GRADO METEORIZACIÓN	II							
GRADO DE EMPOTRAMIENTO	1 DIÁMETRO							
$\sigma_c$ (MPa)	1	5	10	25	50	100	200	300
ROM 05-05	1,97	0,88	0,62	0,39	0,28	0,20	0,14	0,11
ROM 05-94	1,68	1,68	1,47	1,47	1,26	1,05	0,97	0,84
GCOC	1,82	0,81	0,58	0,36	0,26	0,18	0,13	0,11
CTE	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94
JIMENEZ SALAS et al.	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
ASSTHO	0,63	0,62	0,62	0,62	0,62	0,62	0,62	0,62
AASTHO MODIFICADA	4,09	2,25	1,82	1,45	1,29	1,18	1,13	1,11
SERRANO OLALLA AJUSTADO	1,61	0,95	0,75	0,49	0,34	0,22	0,22	0,22
ZHANG	3,56	1,49	1,03	0,63	0,43	0,30	0,20	0,16
HONG-KONG	3,00	3,00	2,15	0,86	0,43	0,22	0,11	0,07

TABLA 11. Relación entre el factor  $N_\sigma$  y  $\sigma_c$ , en margas de GMI y empotramiento de 1 diámetro.

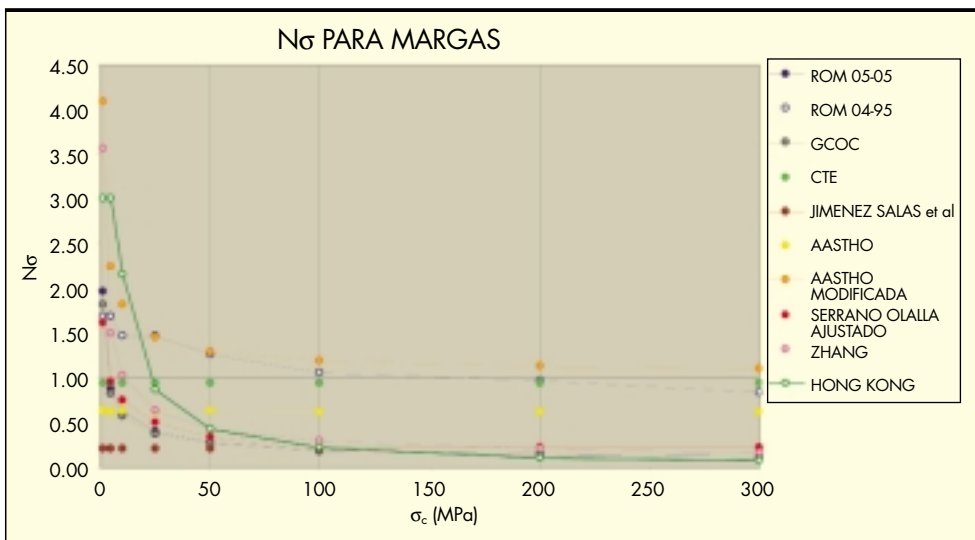


FIGURA 16. Factor de proporcionalidad  $N_\sigma$  en función de  $\sigma_c$  para margas.

observa con atención la Figura 15, ampliada para los valores más bajos, se observa un cierto grado de curvatura en la relación. La no linealidad resulta aún más evidente al representar la relación entre la  $\sigma_c$  y el factor de proporcionalidad ( $N_\sigma$ ). Véase a este respecto la Figura 16.

- Obviando las teorías lineales (Jiménez Salas, AASHTO y CTE), en el resto se observa que el factor de proporcionalidad ( $N_\sigma$ ) va disminuyendo según aumenta la  $\sigma_c$ , pareciendo que se adaptasen a cierto valor asintótico, generalmente distinto para cada teoría. Se observa que a partir de 100 MPa el valor de  $N_\sigma$  se hace casi constante para la mayoría de las teorías. Las teorías de Serrano y Olalla Ajustada y la AASHTO Modificada (2009), presentan la particularidad de que su exponente k no es ni

0,5 ni 1, y ni siquiera es constante. No obstante, se logra un buen ajuste, con funciones exponenciales con k de 0,62 y 0,78, respectivamente. Obsérvese que, para ningún valor de la  $\sigma_c$  se supera el límite de  $4,5 \sigma_c$ . Recuérdese que según la teoría clásica de la plasticidad, en caso de arcillas saturadas a corto plazo, la carga de hundimiento para la punta se estima en nueve veces la cohesión no drenada, lo que equivaldría a  $4,5 \sigma_c$ .

### 6.2. CALIZAS

Se procede de forma análoga a la del caso anterior, obteniéndose las Tablas 12 y 13, que muestran de forma ordenada los resultados obtenidos en función de la resistencia a compresión simple ( $\sigma_c$ ) y el factor de proporcionalidad  $N_\sigma$ .

CARGA DE HUNDIMIENTO EN CALIZAS								
GRADO METEORIZACIÓN	II							
GRADO DE EMPOTRAMIENTO	1 DIÁMETRO							
$\sigma_c$ (MPa)	1	5	10	25	50	100	200	300
ROM 05-05	1,97	4,4	6,23	9,85	13,93	19,7	<u>27,86</u>	<u>34,12</u>
ROM 05-94	1,68	8,4	14,7	36,75	63	105	193	252
GCOC	4,55	10,18	14,4	<u>22,77</u>	<u>32,21</u>	<u>45,55</u>	<u>64,41</u>	<u>78,89</u>
CTE	0,94	4,72	9,44	23,59	47,18	94,35	188,70	283,05
JIMENEZ SALAS et al.	0,53	2,67	5,33	13,33	26,67	53,33	106,67	160
ASSTHO	0,67	3,35	6,7	16,76	33,52	67,04	134,08	201,12
AASHTO MODIFICADA	4,65	12,88	20,88	41,39	72,66	132,71	250,74	368,15
SERRANO OLALLA AJUSTADO	1,83	5,44	8,62	14,16	19,74	25,60	49,86	74,12
ZHANG	3,56	7,47	10,27	15,66	21,53	29,62	40,75	49,10
HONG-KONG	3	15	21,5	21,5	21,5	21,5	21,5	21,5

**TABLA 12.** Carga de hundimiento en función de  $\sigma_c$  y teoría, en calizas de GMII y empotramiento de un diámetro.

$N_\sigma$ (FACTOR DE PROPORCIONALIDAD ENTRE $\sigma_{HP}$ Y $\sigma_c$ )								
GRADO METEORIZACIÓN	II							
GRADO DE EMPOTRAMIENTO	1 DIÁMETRO							
$\sigma_c$ (MPa)	1	5	10	25	50	100	200	300
ROM 05-05	1,97	0,88	0,62	0,39	0,28	0,20	0,14	0,11
ROM 05-94	1,68	1,68	1,47	1,47	1,26	1,05	0,97	0,84
GCOC	4,55	2,04	1,44	0,91	0,64	0,46	0,32	0,26
CTE	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94
JIMENEZ SALAS et al.	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53
ASSTHO	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67
AASHTO MODIFICADA	4,65	2,58	2,09	1,66	1,45	1,33	1,25	1,23
SERRANO OLALLA AJUSTADO	1,83	1,09	0,86	0,57	0,39	0,26	0,25	0,25
ZHANG	3,56	1,49	1,03	0,63	0,43	0,30	0,20	0,16
HONG-KONG	3,00	3,00	2,15	0,86	0,43	0,22	0,11	0,07

**TABLA 13.** Relación entre el factor  $N_\sigma$  y  $\sigma_c$ , en calizas de GMII y empotramiento de 1 diámetro.

Se pueden deducir las siguientes conclusiones:

1. Al comparar los resultados con los correspondientes al caso de las margas, se observa que las teorías de la ROM 04-94 y ROM 05-05, el CTE (2006), la norma de Hong Kong (2006) y Zhang (2009) no han variado, es decir, son insensibles al tipo de roca, como ya se había indicado en la Tabla 4 (resumen de teorías). El resto de teorías presentan valores superiores, es decir, asumen la arenisca como una roca de mejores propiedades y que por tanto proporciona mayores cargas de hundimiento. Esto resulta evidente al contemplar la relación gráfica expresada en las Figuras 17 y 18.
2. Las teorías que aportan los resultados más elevados siguen siendo las del caso anterior, si bien en este caso la teoría de Jiménez Salas et al. (1976) pasa a proporcionar valores muy cercanos a los de la AASHTO (2007), cuando en el caso de las margas era la que proporcionaba los valores más bajos de todos. Las fórmulas no lineales no dependientes del tipo de roca resultan las pésimas.
3. Al igual que en el caso anterior, la no linealidad de las relaciones que se intuye al ampliar la zona de valores más bajos, se evidencia al relacionar la  $\sigma_c$  con el factor de proporcionalidad ( $N_\sigma$ ) (ver Figura 19). De nuevo, en todos los casos de relación no lineal o constante, se

produce un paulatino descenso del factor según se incrementa la  $\sigma_c$ . La relación se comporta casi constante a partir de valores de  $\sigma_c$  superiores a 100 MPa, con órdenes de magnitud de entre 0,1 y 1, excepto en el caso de la AASHTO modificada, que alcanza valores superiores a 1,3.

4. En este caso, el ajuste de los valores de las teorías de Serrano y Olalla Ajustada y de la AASHTO "Modificada" (2009), a ecuaciones de tipo exponencial, culmina con valores del exponente k comprendidos entre 0,62 y 0,78, respectivamente, es decir, iguales a los determinados para las margas. La diferencia radica en que el factor de proporcionalidad se ha multiplicado, en ambos casos, por aproximadamente 1,15, que viene a coincidir, en cierto modo, con el ratio del valor  $m_0$  de cada roca (recuérdese, 12 para la caliza y 10 para la marga).
5. Se puede observar como para  $\sigma_c$  del orden de 1 MPa, en cuyo caso las rocas se debieran considerar como suelos, según muchas teorías, el factor de proporcionalidad  $N_\sigma$ , sólo supera en el caso de GCOC (2003) y la AASHTO Modificada (2009) el valor de 4,5, que según la teoría clásica, como se decía anteriormente, es la carga de hundimiento por punta para arcillas saturadas sin drenaje.

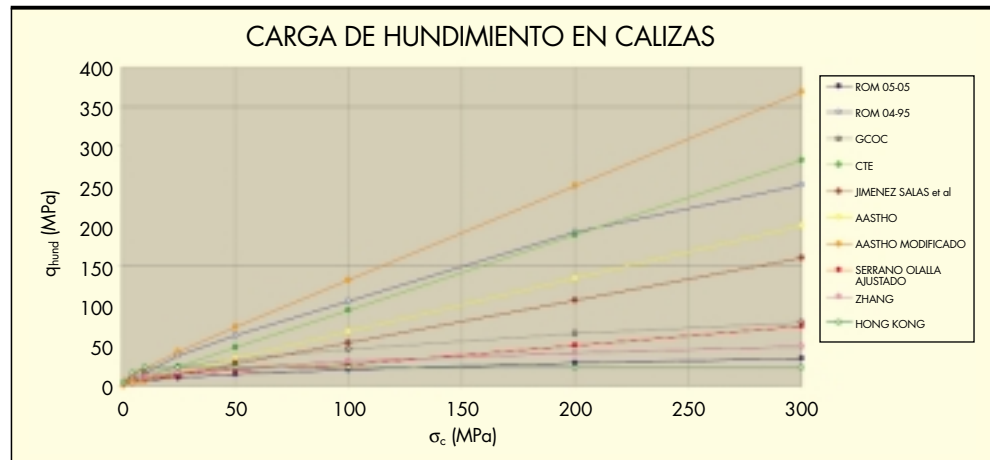


FIGURA 17. Relación de la carga de hundimiento con la  $\sigma_c$ , en calizas.

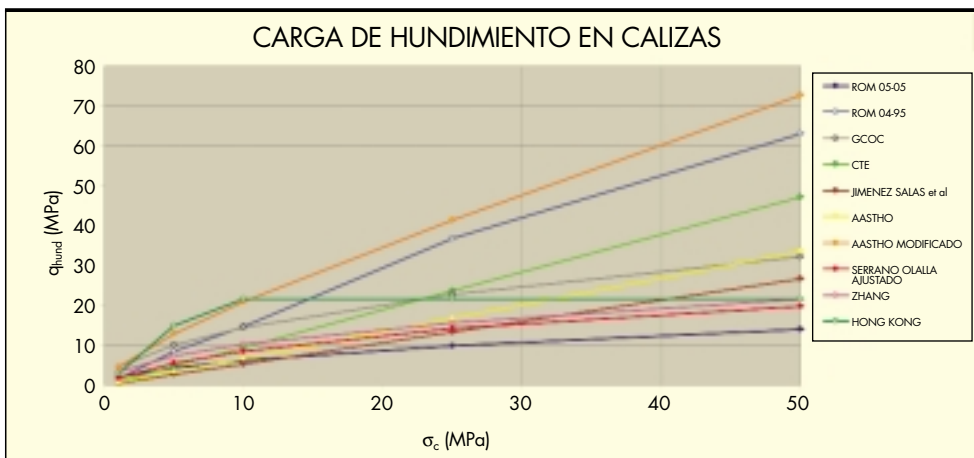


FIGURA 18. Relación de la carga de hundimiento con la  $\sigma_c$  (0 a 50 MPa), en calizas.

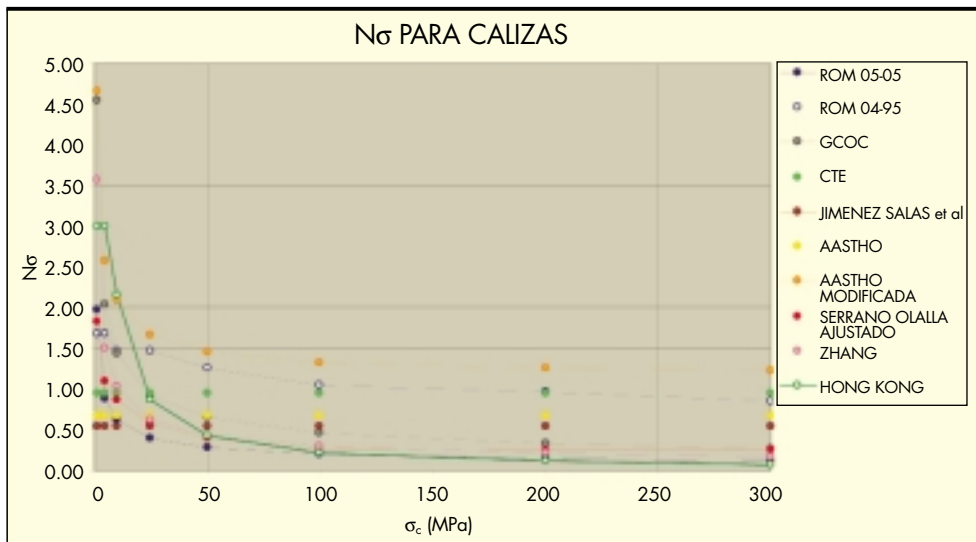


FIGURA 19. Factor de proporcionalidad  $N_{\sigma}$  en función de  $\sigma_c$  para calizas.

### 6.3. ARENISCAS

Se procede de forma análoga a la del caso anterior, obteniéndose las Tablas 14 y 15, que muestran de forma ordenada los resultados obtenidos.

Del análisis de la tabla y de las graficas propuestas se pueden deducir las siguientes conclusiones:

1. Al comparar los resultados con los correspondientes al caso de las margas y las calizas, se observa que las teorías variables con el tipo de roca incrementan, en general, sus valores; es decir, adoptan la arenisca como una roca de mejores propiedades. La excepción la constituye la GCOC (2003) que considera las calizas como rocas de mejor comportamiento que las areniscas y margas. Esto resulta evidente al contemplar la relación gráfica expresada en las Figuras 20 y 21.
2. Se constata como la teoría de Serrano y Olalla Ajustada (2010) aumenta considerablemente su valor respecto al

del resto de teorías que proporcionan los valores más reducidos, especialmente para  $\sigma_c$  superiores a 100 MPa.

3. Las teorías que aportan los resultados más elevados siguen siendo las del caso anterior, si bien de manera más acusada en el caso de la AASTHO Modificada (2009). Las fórmulas no lineales no dependientes del tipo de roca resultan las más pesimistas.
4. Al igual que en el caso anterior, la no linealidad de las relaciones que se intuye al ampliar la zona de valores más bajos, se evidencia al relacionar la  $\sigma_c$  con el factor de proporcionalidad  $N_{\sigma}$  (ver Figura 22). De nuevo, en todos los casos de relación no lineal, se produce un paulatino descenso del factor según se incrementa la  $\sigma_c$ . La relación se comporta casi constante a partir de valores de  $\sigma_c$  superiores a 50-100 MPa, con órdenes de magnitud de entre 0,1 y 1, excepto en el caso de la AASTHO modificada, que alcanza valores superiores a 1,5.

CARGA DE HUNDIMIENTO EN ARENISCAS								
GRADO METEORIZACIÓN	II							
GRADO DE EMPOTRAMIENTO	I DIÁMETRO							
$\sigma_c$ (MPa)	1	5	10	25	50	100	200	300
ROM 05-05	1,97	4,4	6,23	9,85	13,93	19,7	<u>27,86</u>	<u>34,12</u>
ROM 05-94	1,68	7,71	14	31,5	52,5	84	138,6	189
GCOC	2,73	6,11	8,64	13,67	19,32	<u>27,33</u>	<u>38,64</u>	<u>47,34</u>
CTE	0,94	4,72	9,44	23,59	47,18	94,35	188,70	283,05
JIMENEZ SALAS et al.	0,53	2,67	5,33	13,33	26,66	53,33	106,66	160
ASSTHO	0,77	3,87	7,75	19,36	38,73	77,46	154,92	232,38
AASTHO MODIFICADA	6	16,86	27,25	53,54	92,71	166,72	310,8	453,58
SERRANO OLALLA AJUSTADA	2,34	7,11	11,32	18,63	25,93	33,45	65,05	96,56
ZHANG	3,56	7,47	10,27	15,66	21,53	29,62	40,75	49,10
HONG-KONG	3	15	21,5	21,5	21,5	21,5	21,5	21,5

TABLA 14. Carga de hundimiento en función de  $\sigma_c$  y teoría, en areniscas de GMII y empotramiento de un diámetro.

N <sub>σ</sub> (FACTOR DE PROPORCIONALIDAD ENTRE σ <sub>HP</sub> Y σ <sub>c</sub> )								
GRADO METEORIZACIÓN	II							
GRADO DE EMPOTRAMIENTO	1 DIÁMETRO							
σ <sub>c</sub> (MPa)	1	5	10	25	50	100	200	300
ROM 05-05	1,97	0,88	0,62	0,39	0,28	0,20	0,14	0,11
ROM 05-94	1,68	1,54	1,40	1,26	1,05	0,84	0,69	0,63
GCOC	2,73	1,22	0,86	0,55	0,39	0,27	0,19	0,16
CTE	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94
JIMENEZ SALAS et al.	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53
ASSTHO	0,77	0,77	0,78	0,77	0,77	0,77	0,77	0,77
AASTHO MODIFICADA	6,00	3,37	2,73	2,14	1,85	1,67	1,55	1,51
SERRANO OLALLA AJUSTADA	2,34	1,42	1,13	0,75	0,52	0,33	0,33	0,32
ZHANG	3,56	1,49	1,03	0,63	0,43	0,30	0,20	0,16
HONG-KONG	3,00	3,00	2,15	0,86	0,43	0,22	0,11	0,07

TABLA 15. Relación entre el factor N<sub>σ</sub> y σ<sub>c</sub>, en arenas de GMII y empotramiento de 1 diámetro.

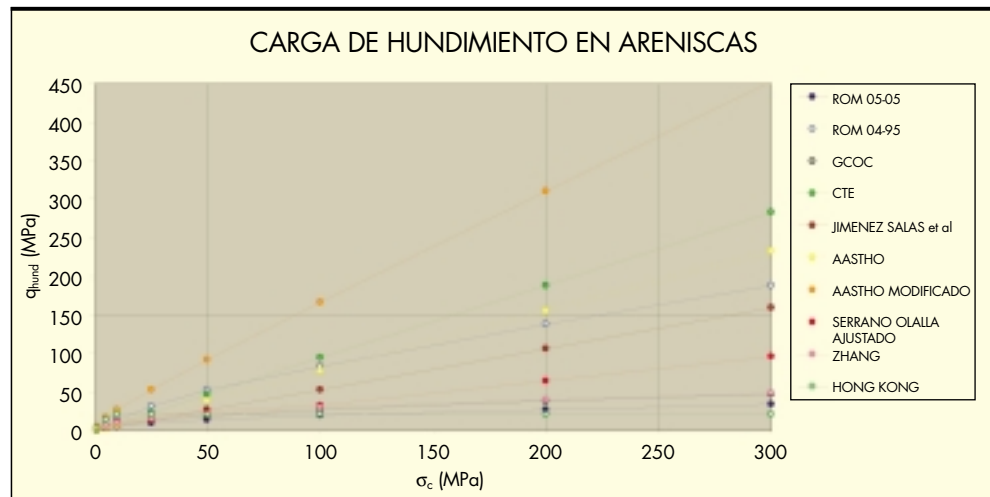


FIGURA 20. Relación de la carga de hundimiento con la σ<sub>c</sub>, en arenas.

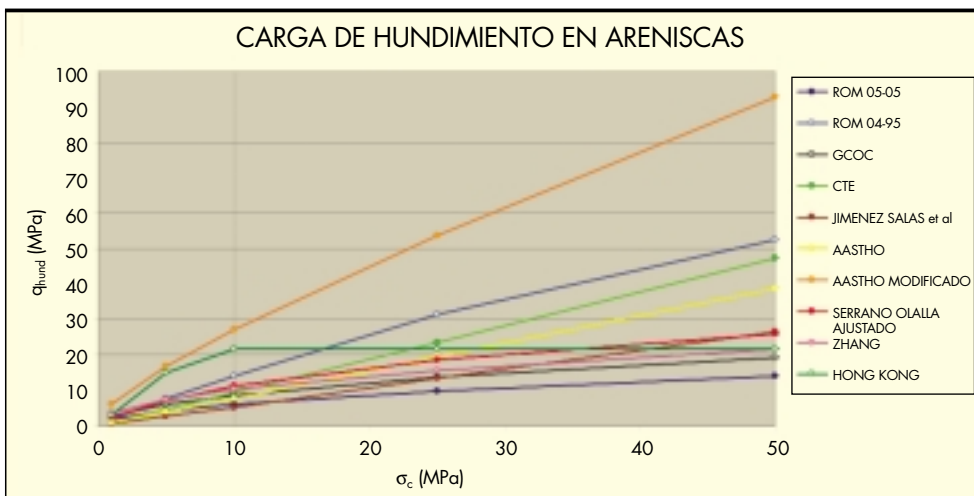


FIGURA 21. Relación de la carga de hundimiento con la σ<sub>c</sub> (0 a 50 MPa), en arenas.



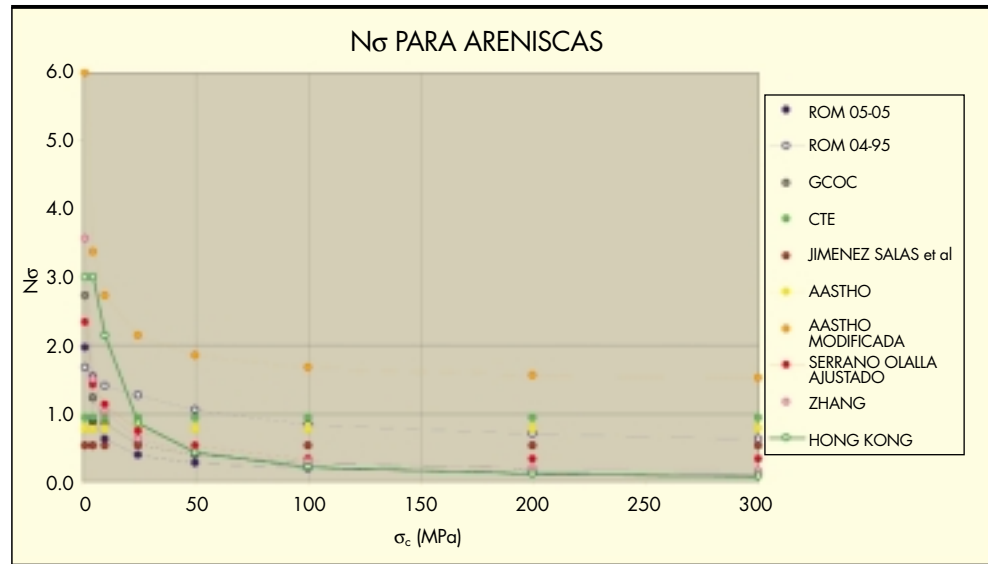


FIGURA 22. Factor de proporcionalidad  $N_{\sigma}$  en función de  $\sigma_c$  para areniscas.

- En este caso, el ajuste de los valores de las teorías de Serrano y Olalla Ajustada y de la AASHTO “Modificada”(2009), a ecuaciones de tipo exponencial, exige valores del exponente k de 0,62 y 0,76, respectivamente, es decir, prácticamente iguales que los determinados para las margas y calizas. La diferencia radica en que el factor de proporcionalidad se ha multiplicado, en ambos casos, por aproximadamente 1,5 (respecto a las margas) y 1,3 (respecto a las calizas), que viene a coincidir, en cierto modo, con el ratio del valor  $m_0$  de cada roca (recuérdese, 17 para la arenisca, 12 para la caliza y 10 para la marga).
- En este caso, el valor de  $N_{\sigma}$  de 4,5 antes comentado, es solamente superado por la denominada AASHTO “Modificada” (2009), para valores de  $\sigma_c$  muy reducidos, inferiores a 5 MPa.

#### 6.4. GRANITOS

Las tendencias que se observaban en los ejemplos anteriores se vuelven a manifestar de una forma más acentuada para los granitos, que se considera una roca de mayor calidad que las anteriores, por lo que los resultados que se alcanzan en este caso, son los más elevados de todos los analizados, como se puede comprobar en las Tablas 16 y 17 y en las relaciones gráficas expresadas en las Figuras 23 y 24.

El estudio de los valores y relaciones propuestos, permite deducir las siguientes conclusiones:

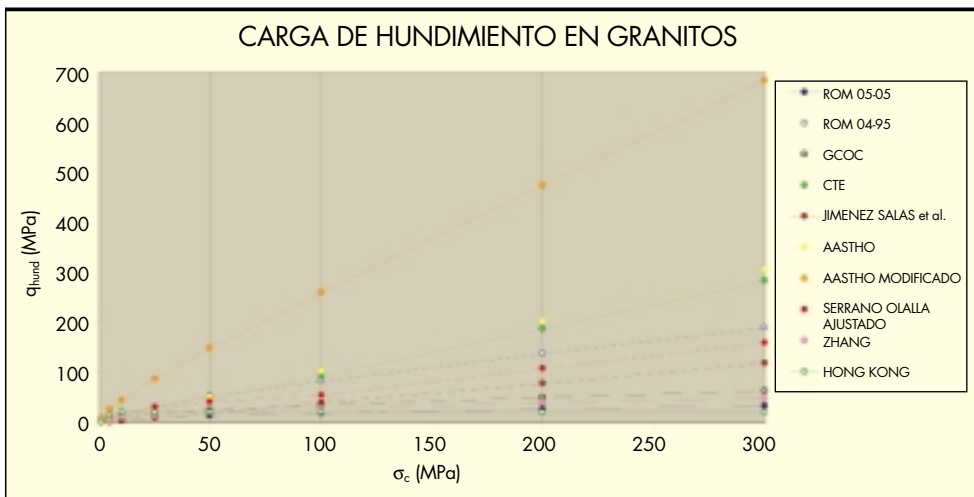
- Las teorías que aportan resultados más altos coinciden con las determinadas para las areniscas, con valores significativamente más elevados, y además la diferencia entre la AASHTO “Modificada” (2009) y el resto se incrementa de manera más acusada. Los valores de la AASHTO (2007) y el CTE (2006), coinciden práctica-

CARGA DE HUNDIMIENTO EN ARENISCAS								
GRADO METEORIZACIÓN	II							
GRADO DE EMPOTRAMIENTO	I DIÁMETRO							
$\sigma_c$ (MPa)	1	5	10	25	50	100	200	300
ROM 05-05	1,97	4,4	6,23	9,85	13,93	19,7	<u>27,86</u>	<u>34,12</u>
ROM 05-94	1,68	7,71	14	31,5	52,5	84	138,6	189
GCOC	3,64	8,15	11,52	18,22	<u>25,76</u>	<u>36,44</u>	<u>51,52</u>	<u>63,11</u>
CTE	0,94	4,72	9,44	23,59	47,18	94,35	188,70	283,05
JIMENEZ SALAS et al.	0,4	2	4	10	20	40	80	120
ASSTHO	1,02	5,09	10,19	25,47	50,95	101,89	203,78	305,67
AASTHO MODIFICADA	9,72	27,97	45,22	87,86	149,16	261,17	473,73	681,88
SERRANO OLALLA AJUSTADA	3,71	11,76	18,92	31,40	43,66	56,24	108,67	160,77
ZHANG	3,56	7,47	10,27	15,66	21,53	29,62	40,75	49,10
HONG-KONG	3	15	21,5	21,5	21,5	21,5	21,5	21,5

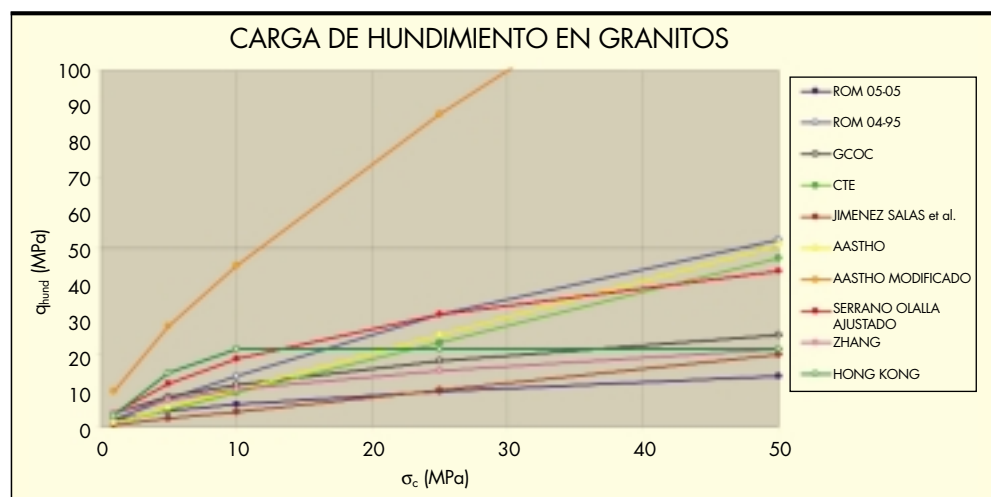
TABLA 16. Carga de hundimiento en función de  $\sigma_c$  y teoría, en granitos de GMII y empotramiento de un diámetro.

N <sub>c</sub> (FACTOR DE PROPORCIONALIDAD ENTRE σ <sub>HP</sub> Y σ <sub>c</sub> )								
GRADO METEORIZACIÓN	II							
GRADO DE EMPOTRAMIENTO	1 DIÁMETRO							
σ <sub>c</sub> (MPa)	1	5	10	25	50	100	200	300
ROM 05-05	1,97	0,88	0,62	0,39	0,28	0,20	0,14	0,11
ROM 05-94	1,68	1,54	1,40	1,26	1,05	0,84	0,69	0,63
GCOC	3,64	1,63	1,15	0,73	0,52	0,36	0,26	0,21
CTE	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94
JIMENEZ SALAS et al.	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
ASSTHO	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02
AASTHO MODIFICADA	9,72	5,59	4,52	3,51	2,98	2,61	2,37	2,27
SERRANO OLALLA AJUSTADA	3,71	2,35	1,89	1,26	0,87	0,56	0,54	0,54
ZHANG	3,56	1,49	1,03	0,63	0,43	0,30	0,20	0,16
HONG-KONG	3,00	3,00	2,15	0,86	0,43	0,22	0,11	0,07

**TABLA 17.** Relación entre el factor N<sub>c</sub> y σ<sub>c</sub>, en granitos de GMII y empotramiento de 1 diámetro.



**FIGURA 23.** Relación de la carga de hundimiento con la σ<sub>c</sub>, en granitos.



**FIGURA 24.** Relación de la carga de hundimiento con la σ<sub>c</sub> (0 a 100 MPa), en granitos.

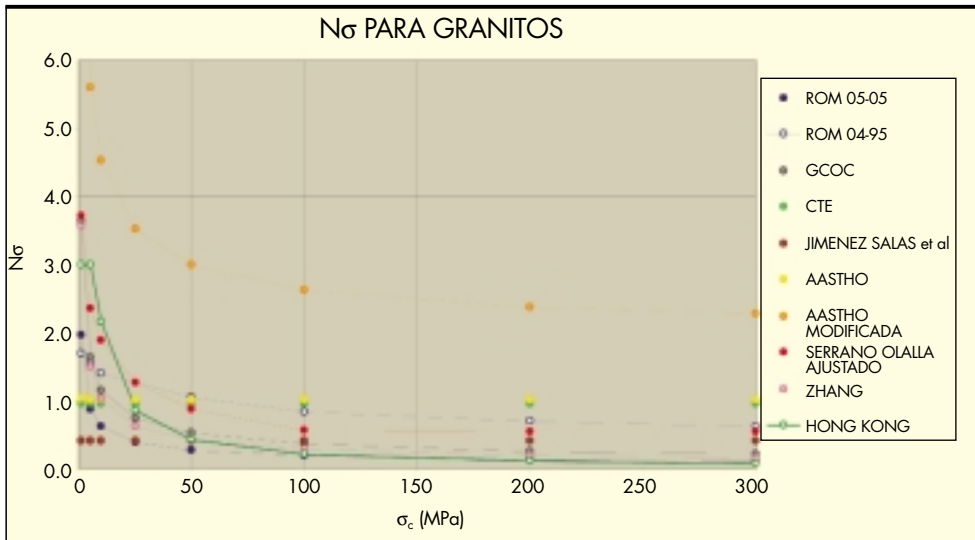


FIGURA 25. Factor de proporcionalidad  $N_{\sigma}$ .

mente para todos los valores de  $\sigma_c$ , si bien en un caso una teoría es dependiente del tipo de roca y la otra no.

- Las fórmulas no lineales, resultan en general, las más pesimistas en esta ocasión a excepción de la AASHTO Modificada (2009) y de la de Serrano y Olalla Ajustada.
- Las fórmulas lineales presentan comportamientos muy diferentes, siendo la más pesimista la de Jimenez Salas (1976) y la más optimista la del CTE (2006).
- La no linealidad de las relaciones de las teorías de Serrano y Olalla Ajustada y de la AASHTO “Modificada” (2009), vuelve a evidenciarse (ver Figuras 24 y 25). En este caso, el ajuste de las teorías a ecuaciones potenciales, conduce a valores del exponente  $k$  de 0,62 y 0,75, respectivamente, es decir, se sigue evidenciando la no dependencia del exponente al tipo de roca. El factor de proporcionalidad vuelve a multiplicarse por un número sensiblemente parecido al cociente entre los valores de los identificadores de Hoek y Brown, ( $m_0$ ), de cada roca. En este caso, dicho factor sería del orden de 2,5 veces los relativos a las margas (recuérdese  $m_0$  de 33 frente a 10).
- Se mantiene el descenso el factor de proporcionalidad  $N_{\sigma}$  según aumenta el valor de  $\sigma_c$ , comportándose de forma constante (a efectos prácticos) a partir de valores de  $\sigma_c$  superiores a 100 MPa., con valores de entre 0,1 y 1, a excepción del caso de la AASHTO Modificada (2009).
- Se puede observar como para  $\sigma_c$  del orden de 1 MPa, el factor de proporcionalidad  $N_{\sigma}$ , supera en el caso de las teorías no lineales el valor de 3, si bien, a excepción hecha del la AASHTO Modificada (2009) resulta inferior a 4,5, que según la teoría clásica, es el valor de  $N_{\sigma}$  recomendado para el caso de arcillas saturadas y carga sin drenaje.

### 7. INFLUENCIA DE LA CALIDAD DE LA ROCA (PARA DISTINTOS TIPOS DE ROCAS, CON $\sigma_c$ Y EMPOTRAMIENTO PREFIJADOS)

Suponiendo una resistencia a compresión simple ( $\sigma_c$ ) y un empotramiento fijo, se pretende poder comprobar la influencia que tiene la calidad de la roca en el cálculo de la carga de hundimiento por punta. Para ello, se vuelve a comparar los resultados de las distintas teorías seleccionadas, para cuatro

Grado de meteorización	III	II	I
RQD (%)	0-35	35-65	65-100
RMR	0-35	35-65	65-100

TABLA 18. Analogías supuestas entre el RQD y el RMR.

tipos distintos de roca, pero para el mismo grado de empotramiento (en este caso un diámetro) y un único valor de  $\sigma_c$  de la roca intacta (se adopta un valor de 30 MPa).

Para poder comparar teorías que dependen del RQD con otras que dependen del RMR se supondrá, por sencillez, si bien no es del todo exacto, una analogía directa entre ambos parámetros. La relación entre RQD y grado de meteorización adoptado, se expone en la Tabla 18.

#### 7.1. MARGAS

Al igual que en apartados anteriores, para mejorar la comprensión de la exposición, se proporcionan, además de los resultados obtenidos para las distintas teorías ordenados en una tabla, su factor de proporcionalidad  $N_{\sigma}$  respecto a la  $\sigma_c$  estimada. (Ver Tablas 19 y 20).

Se ha elaborado además, la Figura 26, que permite observar, de una forma rápida y evidente, la relación existente en cada caso, entre la carga de hundimiento y la calidad de la roca ( $N_{\sigma}$ ). También se presenta una ampliación de dicha gráfica en la zona de valores mínimos (Figura 27).

Del análisis de estas tablas y figuras se pueden deducir las siguientes consideraciones:

- Se puede observar que para valores de RQD/RMR superiores de 40-50, la diferencia entre las distintas teorías comienza a resultar muy notable.
- En la Figuras 26 y 27, resulta sencillo comprobar que las normas de la AASHTO (2007) (también la “Modificada” (2009)) y la de Serrano y Olalla Ajustada, basadas en criterios de rotura de Hoek y Brown (2002), presentan relaciones de tipo exponencial, mientras que el resto de teorías presentan crecimiento por escalones o tramos, rectos en todos los casos. No obstante, la gráfica que representa la teoría del CTE (2006), parece ir

CARGA DE HUNDIMIENTO EN MARGAS DE $\sigma_c = 30 \text{ MPa}$											
GRADO DE EMPOTRAMIENTO	1 DIÁMETRO										
GRADO METEORIZACIÓN	III	III	III	III	II	II	II	I	I	I	I
RQD/RMR	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
ROM 05-05	0,00	4,87	6,89	7,71	10,79	10,79	10,79	15,41	15,41	15,41	15,41
GCOC	0,00	2,91	4,12	5,04	8,15	9,11	9,98	15,40	16,46	17,46	18,40
CTE	5,61	9,32	10,52	11,63	24,15	26,06	28,32	39,18	42,20	49,51	62,08
ASSTHO	0,12	0,67	1,87	3,81	6,78	11,40	18,69	30,36	49,19	<u>79,14</u>	<u>129,50</u>
AASSTHO MODIFICADA	1,98	4,86	8,75	13,53	19,70	28,40	41,77	63,64	100,42	162,12	263,56
SERRANO OLALLA AJUSTADA	4,54	6,00	7,72	7,89	9,16	10,68	13,87	19,94	29,36	44,09	67,17
ZHANG	17,02	17,02	17,02	17,02	17,02	17,02	17,02	21,21	25,53	28,70	31,26
HONG-KONG	9,00	9,00	9,00	9,00	9,00	15,00	21,50	30,00	37,50	45,00	52,50

TABLA 19. Variación de la carga de hundimiento por punta en margas en función de su calidad.

$N_c$ (FACTOR DE PROPORCIONALIDAD ENTRE $\sigma_{HP}$ Y $\sigma_c$ )											
GRADO DE EMPOTRAMIENTO	1 DIÁMETRO										
GRADO METEORIZACIÓN	III	III	III	III	II	II	II	I	I	I	I
RQD/RMR	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
ROM 05-05	0,00	0,16	0,23	0,26	0,36	0,36	0,36	0,51	0,51	0,51	0,51
GCOC	0,00	0,10	0,14	0,17	0,27	0,30	0,33	0,51	0,55	0,58	0,61
CTE	0,19	0,31	0,35	0,39	0,81	0,87	0,94	1,31	1,41	1,65	2,07
ASSTHO	0,00	0,02	0,06	0,13	0,23	0,38	0,62	1,01	1,64	<u>2,66</u>	<u>4,32</u>
AASSTHO MODIFICADA	0,07	0,16	0,29	0,45	0,66	0,95	1,39	2,12	3,35	5,40	8,79
SERRANO OLALLA AJUSTADA	0,15	0,20	0,26	0,26	0,31	0,36	0,46	0,66	0,98	1,47	2,24
ZHANG	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,71	0,85	0,96	1,04
HONG-KONG	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,50	0,72	1,00	1,25	1,50	1,75

TABLA 20. Variación del factor de carga  $N_c$  en margas en función de su calidad.

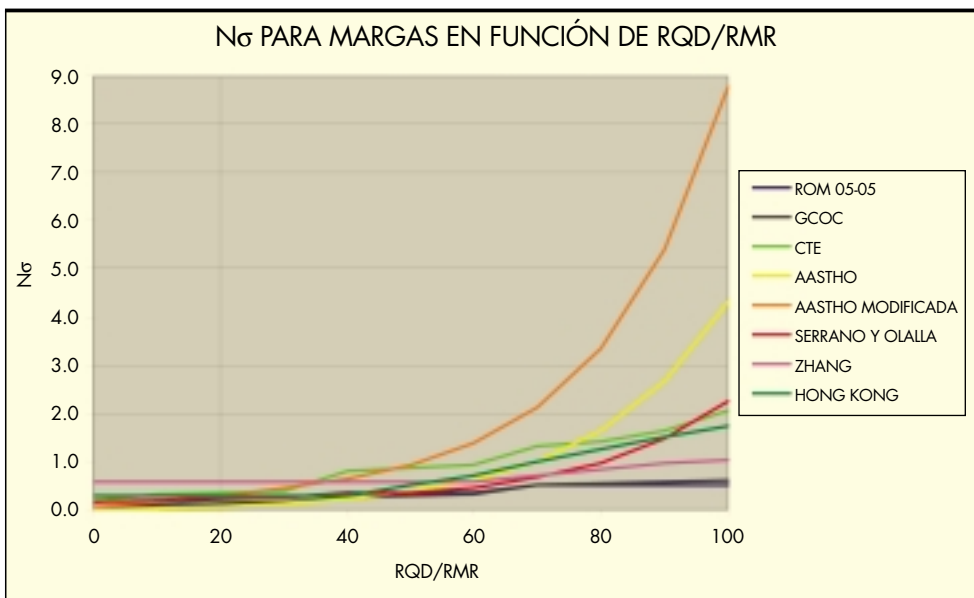


FIGURA 26. Variación de  $N_c$ , en función de la calidad de la roca, para margas con  $\sigma_c$  de 30 MPa.

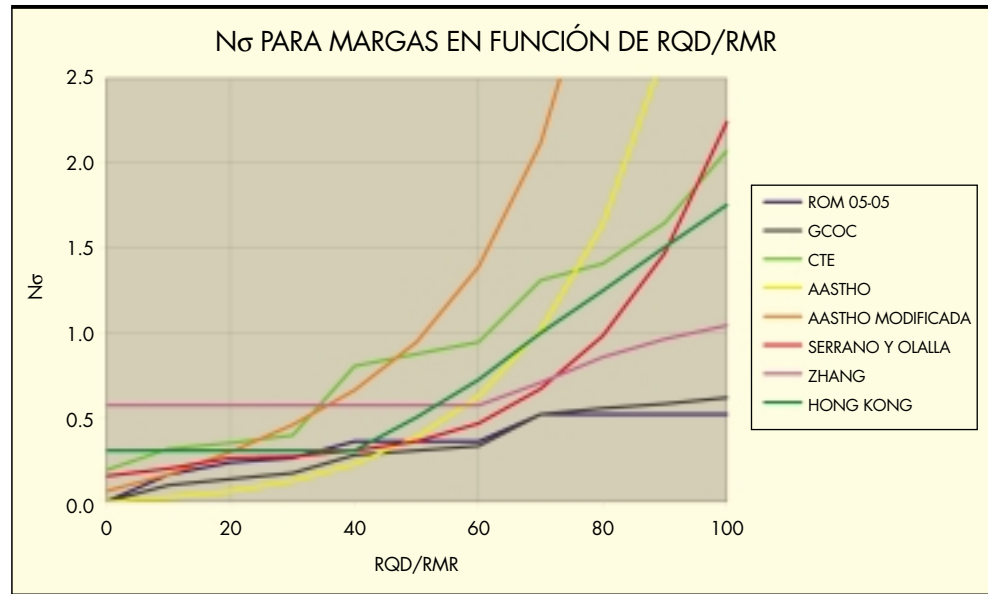


FIGURA 27. Ampliación de la Figura 26.

adaptando la forma de una curva intermedia entre las dos teorías AASHTO propuestas, es decir, presentaría una tendencia a adoptar una relación no lineal.

2. Esto último se puede apreciar con mayor grado de detalle en la Figura 27, que representa ampliación de la 26, con la que resulta fácil constatar que las otras teorías presentan crecimientos por tramos.

### 7.2. CALIZAS

Los resultados obtenidos para calizas a partir de las distintas teorías manejadas, son presentados ordenados en las Tablas 21 y 22, aportando además su razón de proporcionalidad ( $N_{\sigma}$ ) respecto a la  $\sigma_c$  adoptada.

Se ha elaborado una gráfica (Figura 28) que permite observar la relación existente en cada caso, entre la carga de hundimiento y la calidad de la roca ( $N_{\sigma}$ ), en función de la calidad de la roca. También se presenta una ampliación de la misma (Figura 29) para la zona de valores mínimos.

Del análisis de esta información se puede observar que:

1. Para valores de RQD/RMR superiores de 40-50, la diferencia entre las distintas teorías comienza a resultar muy notable.
2. En la Figuras 28 y 29, resulta sencillo comprobar que las normas de la AASHTO (2007) (también la “Modificada” (2009)) y la de Serrano y Olalla Ajustada, basadas en criterios de rotura de Hoek y Brown (2002), presentan relaciones de tipo exponencial, mientras que el resto de teorías presentan crecimiento por escalones o tramos, rectos en todos los casos. No obstante, la gráfica que representa la teoría presente en el CTE (2006), parece ir adaptando la forma de una curva intermedia entre las dos teorías AASHTO propuestas, es decir, presentaría una tendencia a adoptar una relación no lineal. Esto último se puede apreciar con mayor grado de detalle en la Figura 29, donde resulta fácil constatar que las otras teorías presentan crecimientos por tramos.

CARGA DE HUNDIMIENTO EN MARGAS DE $\sigma_c = 30 \text{ MPa}$											
GRADO DE EMPOTRAMIENTO	1 DIÁMETRO										
GRADO METEORIZACIÓN	III	III	III	III	II	II	II	I	I	I	I
RQD/RMR	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
ROM 05-05	0,00	4,87	6,89	7,71	10,79	10,79	10,79	15,41	15,41	15,41	15,41
GCOC	0,00	7,28	10,30	12,60	20,38	22,78	24,95	38,50	41,15	43,65	46,00
CTE	5,61	9,32	10,52	11,63	24,15	26,06	28,32	39,18	42,20	49,51	62,08
ASSTHO	0,13	0,73	2,03	4,13	7,33	12,29	20,11	32,61	52,72	85,28	138,17
AASTHO MODIFICADA	2,51	5,98	10,55	16,12	23,21	33,03	47,81	71,59	111,35	178,32	289,42
SERRANO OLALLA AJUSTADA	5,23	6,89	8,92	9,14	10,59	12,13	15,93	22,80	33,34	49,73	75,29
ZHANG	17,02	17,02	17,02	17,02	17,02	17,02	17,02	21,21	25,53	28,70	31,26
HONG-KONG	9,00	9,00	9,00	9,00	9,00	15,00	21,50	30,00	37,50	45,00	52,50

TABLA 21. Variación de la carga de hundimiento por punta en calizas en función de su calidad.



N <sub>σ</sub> (FACTOR DE PROPORCIONALIDAD ENTRE σ <sub>HP</sub> Y σ <sub>C</sub> )											
GRADO DE EMPOTRAMIENTO	1 DIÁMETRO										
GRADO METEORIZACIÓN	III	III	III	III	II	II	II	I	I	I	I
RQD/RMR	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
ROM 05-05	0,00	0,16	0,23	0,26	0,36	0,36	0,36	0,51	0,51	0,51	0,51
GCOC	0,00	0,24	0,34	0,42	0,68	0,76	0,83	1,28	1,37	1,46	1,53
CTE	0,19	0,31	0,35	0,39	0,81	0,87	0,94	1,31	1,41	1,65	2,07
ASSTHO	0,00	0,02	0,07	0,14	0,24	0,41	0,67	1,09	1,76	<u>2,84</u>	<u>4,61</u>
AASTHO MODIFICADA	0,08	0,20	0,35	0,54	0,77	1,10	1,59	2,39	3,71	5,94	9,65
SERRANO OLALLA AJUSTADA	0,17	0,23	0,30	0,30	0,35	0,40	0,53	0,76	1,11	1,66	2,51
ZHANG	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,71	0,85	0,96	1,04
HONG-KONG	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,50	0,72	1,00	1,25	1,50	1,75

TABLA 22. Variación del factor de carga N<sub>σ</sub> en calizas en función de su calidad.

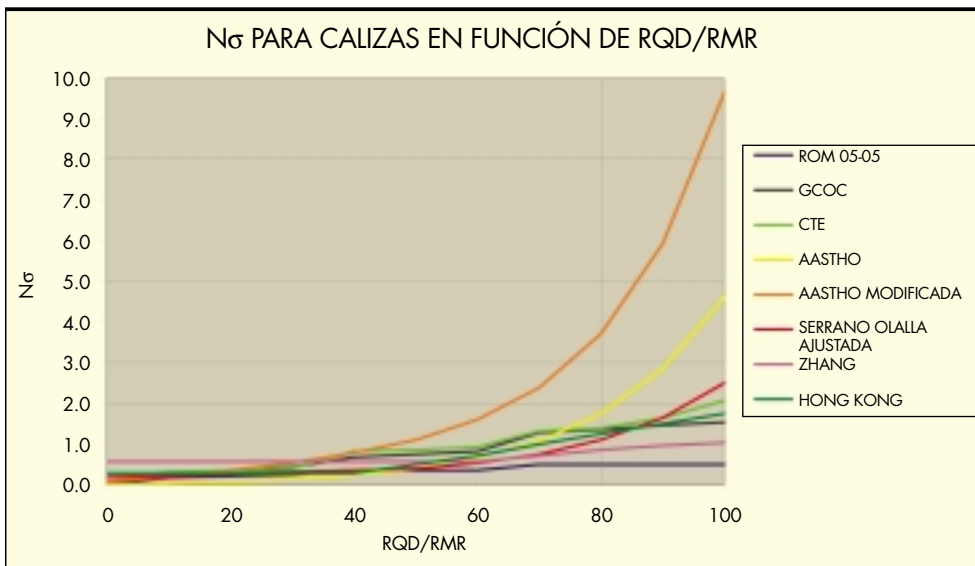


FIGURA 28. Variación de N<sub>σ</sub> en función de la calidad de la roca, para calizas con σ<sub>c</sub> de 30 MPa.

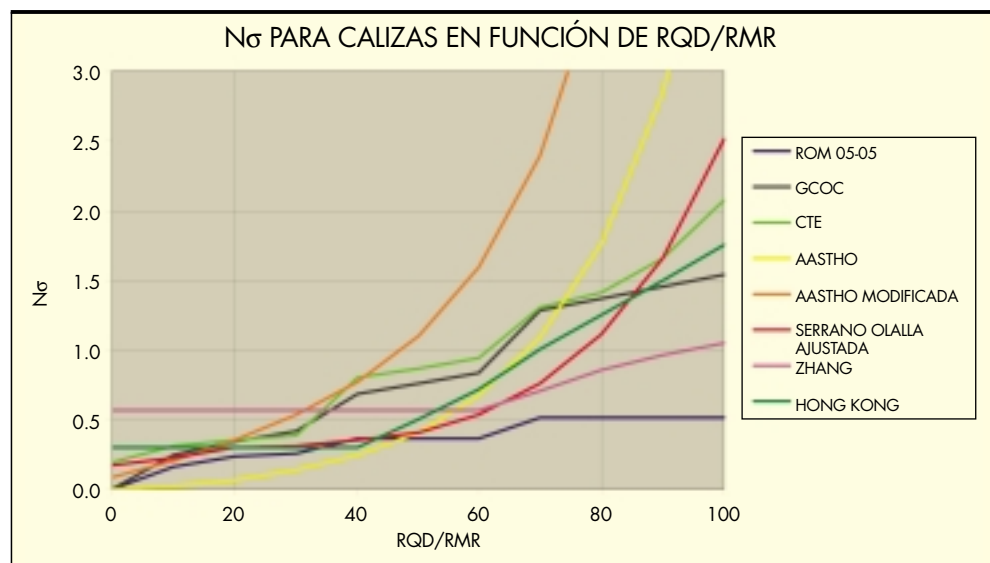


FIGURA 29. Ampliación de la Figura 28.

3. Resulta curioso observar (Figura 29) que mientras la AASHTO (2007), arranca con valor casi nulo para RMR nulos, y con tangente casi horizontal, la AASHTO Modificada (2009) y la de Serrano y Olalla Ajustada, parece que alcanzarían por extrapolación la asíntota horizontal constituida por el eje de abscisas, en valores “negativos” de RMR.

### 7.3. ARENISCAS

Los resultados obtenidos sobre arenisca a partir de las distintas teorías manejadas, son presentados ordenados en las Tablas 23 y 24, aportando además su razón de proporcionalidad ( $N_c$ ) respecto a la  $\sigma_c$  adoptada.

Se ha confeccionado una gráfica (Figura 30) que permite observar la relación existente en cada caso, entre la carga de hundimiento y la calidad de la roca. También se presenta una ampliación de la misma (Figura 31) para la zona de valores mínimos.

Del análisis de esta información se puede observar:

1. Con excepción de la AASHTO Modificada (2009), que desde valores de RMR superiores a 30, se desmarca del resto de teorías, las otras normativas, hasta valo-

res de RQD/RMR del orden de 70, adoptan valores muy similares.

2. En la Figura 30 se puede comprobar que las normas basados en criterios de rotura de Hoek y Brown, siguen presentando relaciones de tipo exponencial, mientras que el resto de teorías presentan crecimiento por escalones o tramos, rectos en todos los casos. En la Figura 31 se puede apreciar, que en el resto de teorías su crecimiento se desarrolla por tramos o escalones.
3. En general, se observan comportamientos similares a los detectados en las calizas y descritos en el apartado anterior.

### 7.4. GRANITOS

Los resultados obtenidos sobre granitos de la aplicación de las distintas teorías consideradas, se presentan ordenados en las Tablas 25 y 26, incluyendo también la razón de proporcionalidad ( $N_c$ ) respecto a la  $\sigma_c$  adoptada.

Se ha preparado también la Figura 32 para facilitar la observación de la relación existente en cada caso entre la carga de hundimiento y la calidad de la roca ( $N_c$ ). Finalmente se

CARGA DE HUNDIMIENTO EN MARGAS DE $\sigma_c = 30 \text{ MPa}$											
GRADO DE EMPOTRAMIENTO	1 DIÁMETRO										
GRADO METEORIZACIÓN	III	III	III	III	II	II	II	I	I	I	I
RQD/RMR	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
ROM 05-05	0,00	4,87	6,89	7,71	10,79	10,79	10,79	15,41	15,41	15,41	15,41
GCOC	0,00	4,37	6,17	7,56	12,22	13,67	14,97	<u>23,10</u>	<u>24,69</u>	<u>26,19</u>	<u>27,61</u>
CTE	5,61	9,32	10,52	11,63	24,15	26,06	28,32	39,18	42,20	49,51	62,08
ASSTHO	0,15	0,88	2,40	4,83	8,54	14,25	23,24	37,54	60,49	<u>97,47</u>	<u>157,28</u>
AASHTO MODIFICADA	3,25	7,79	13,68	20,83	29,94	42,45	61,01	90,49	139,45	221,84	358,97
SERRANO OLALLA AJUSTADO	5,63	7,59	9,99	10,42	12,21	14,30	18,59	26,43	38,19	56,05	83,30
ZHANG	17,02	17,02	17,02	17,02	17,02	17,02	17,02	21,21	25,53	28,70	31,26
HONG-KONG	9,00	9,00	9,00	9,00	9,00	15,00	21,50	30,00	37,50	45,00	52,50

TABLA 23. Variación de la carga de hundimiento por punta en areniscas en función de su calidad.

$N_c$ (FACTOR DE PROPORCIONALIDAD ENTRE $\sigma_{HP}$ Y $\sigma_c$ )											
GRADO DE EMPOTRAMIENTO	1 DIÁMETRO										
GRADO METEORIZACIÓN	III	III	III	III	II	II	II	I	I	I	I
RQD/RMR	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
ROM 05-05	0,00	0,16	0,23	0,26	0,36	0,36	0,36	0,51	0,51	0,51	0,51
GCOC	0,00	0,15	0,21	0,25	0,41	0,46	0,50	0,77	0,82	0,87	0,92
CTE	0,19	0,31	0,35	0,39	0,81	0,87	0,94	1,31	1,41	1,65	2,07
ASSTHO	0,01	0,03	0,08	0,16	0,28	0,48	0,77	1,25	2,02	<u>3,25</u>	<u>5,24</u>
AASHTO MODIFICADA	0,11	0,26	0,46	0,69	1,00	1,41	2,03	3,02	4,65	7,39	11,97
SERRANO OLALLA AJUSTADO	0,19	0,25	0,33	0,35	0,41	0,48	0,62	0,88	1,27	1,87	2,78
ZHANG	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,71	0,85	0,96	1,04
HONG-KONG	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,50	0,72	1,00	1,25	1,50	1,75

TABLA 24. Variación del factor de carga  $N_c$  en areniscas en función de su calidad.

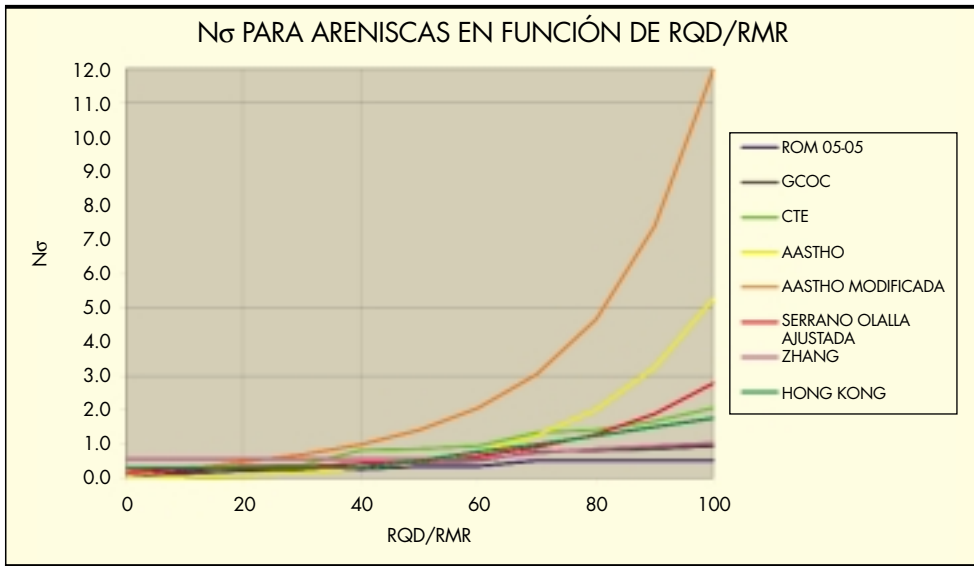


FIGURA 30. Variación de  $N_{\sigma}$ , en función de la calidad de la roca, para areniscas con  $\sigma_c$  de 30 MPa.

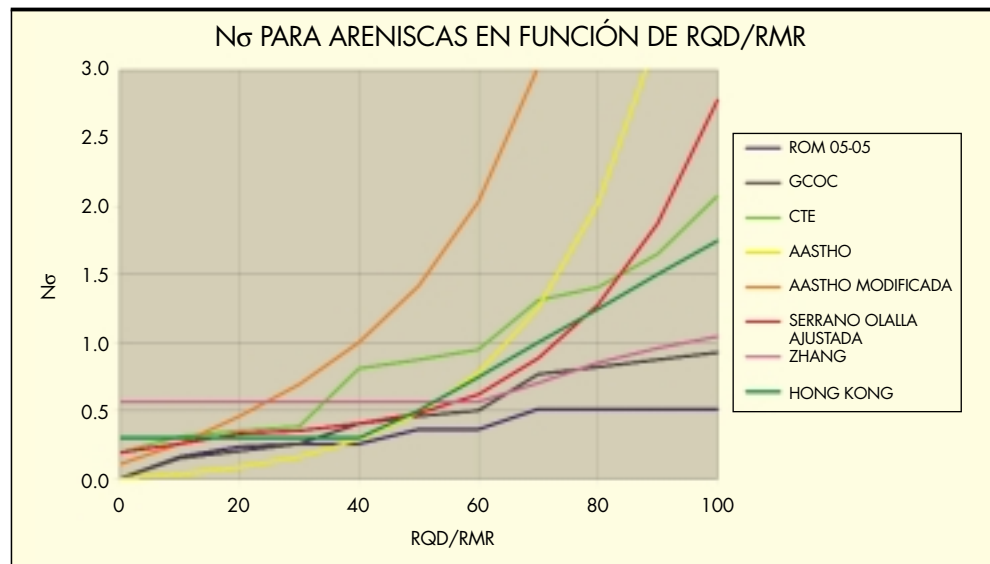


FIGURA 31. Ampliación de la Figura 30.

CARGA DE HUNDIMIENTO EN MARGAS DE $\sigma_c = 30 \text{ MPa}$											
GRADO DE EMPOTRAMIENTO	1 DIÁMETRO										
GRADO METEORIZACIÓN	III	III	III	III	II	II	II	I	I	I	I
RQD/RMR	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
ROM 05-05	0,00	4,87	6,89	7,71	10,79	10,79	10,79	15,41	15,41	15,41	15,41
GCOC	0,00	5,82	8,23	10,08	16,29	18,22	19,96	21,56	32,92	34,92	36,81
CTE	5,61	9,32	10,52	11,63	24,15	26,06	28,32	39,18	42,20	49,51	62,08
ASSTHO	0,23	1,24	3,32	6,59	11,53	19,12	30,99	49,79	79,77	127,79	204,93
AASTHO MODIFICADA	6,39	14,49	24,52	36,56	51,81	72,41	101,94	146,91	219,29	339,98	542,71
SERRANO OLALLA AJUSTADA	11,57	15,49	20,25	21,00	24,42	28,28	36,29	50,77	72,16	104,36	153,29
ZHANG	17,02	17,02	17,02	17,02	17,02	17,02	17,02	21,21	25,53	28,70	31,26
HONG-KONG	9,00	9,00	9,00	9,00	9,00	15,00	21,50	30,00	37,50	45,00	52,50

TABLA 25. Variación de la carga de hundimiento por punta en granitos en función de su calidad.

$N_{gr}$ (FACTOR DE PROPORCIONALIDAD ENTRE $\sigma_{HP}$ Y $\sigma_c$ )											
GRADO DE EMPOTRAMIENTO	1 DIÁMETRO										
GRADO METEORIZACIÓN	III	III	III	III	II	II	II	I	I	I	I
RQD/RMR	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
ROM 05-05	0,00	0,16	0,23	0,26	0,36	0,36	0,36	0,51	0,51	0,51	0,51
GCOC	0,00	0,19	0,27	0,34	0,54	0,61	0,67	0,72	1,10	1,16	1,23
CTE	0,19	0,31	0,35	0,39	0,81	0,87	0,94	1,31	1,41	1,65	2,07
ASSTHO	0,01	0,04	0,11	0,22	0,38	0,64	1,03	1,66	<u>2,66</u>	<u>4,26</u>	<u>6,83</u>
AASTHO MODIFICADA	0,21	0,48	0,82	1,22	1,73	2,41	3,40	4,90	7,31	11,33	18,09
SERRANO OLALLA AJUSTADA	0,39	0,52	0,68	0,70	0,81	0,94	1,21	1,69	2,41	3,48	5,11
ZHANG	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,71	0,85	0,96	1,04
HONG-KONG	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,50	0,72	1,00	1,25	1,50	1,75

TABLA 26. Variación del factor de carga  $N_{gr}$  en granitos en función de su calidad.

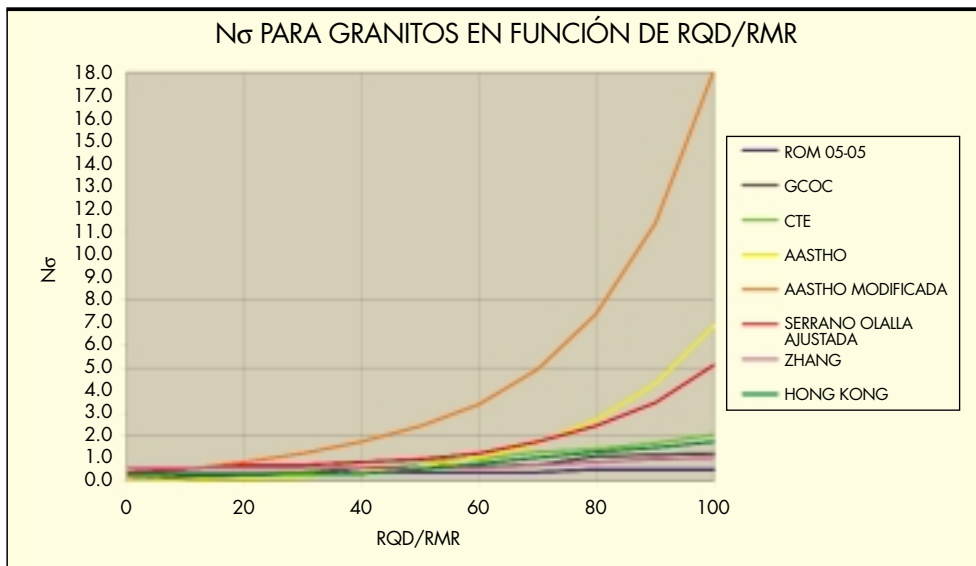


FIGURA 32. Variación de  $N_{gr}$  en función de la calidad de la roca, para granitos con  $\sigma_c$  de 30 MPa.

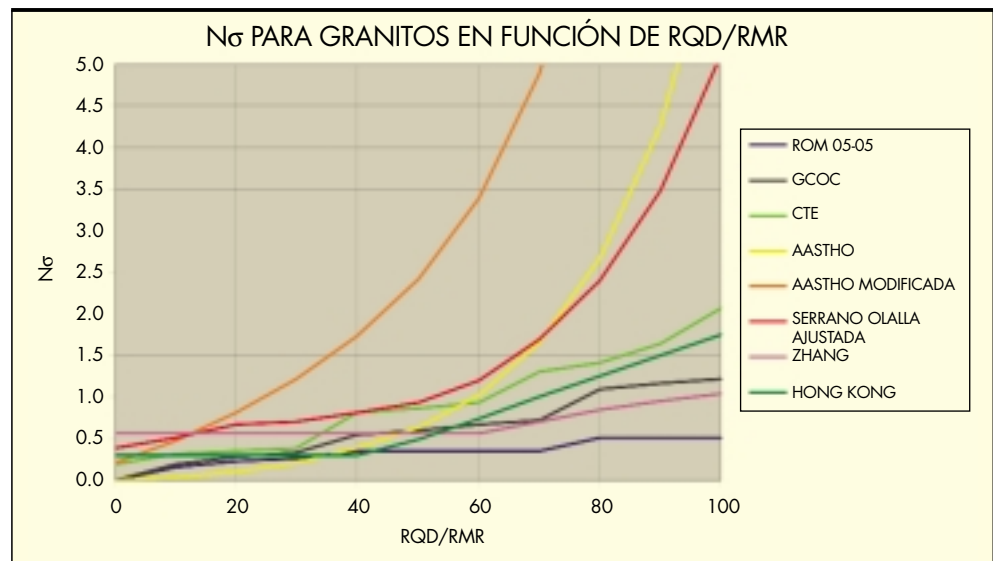


FIGURA 33. Ampliación de la Figura 32.

presenta una ampliación de dicha gráfica (Figura 33) para la zona de valores mínimos.

Del análisis de la información presentada se puede interpretar que:

1. Para valores de RQD/RMR superiores a 60, la diferencia entre las distintas teorías comienza a resultar muy notable. Dicha afirmación se manifiesta de manera más acusada con la AASHTO Modificada (2009), pues para RMR superiores a 20 se aleja del resto de las teorías.
2. Al igual que para el resto de rocas analizadas, se comprueba que las teorías basadas en criterios de rotura de Hoek y Brown, presentan relaciones de tipo exponencial, mientras que el resto de teorías presentan crecimiento por escalones o tramos, rectos en todos los casos (ver Figuras 32 y 33).
3. Se observa que, para las teorías sensibles al tipo de roca, el factor  $N_c$  aumenta según "mejora la roca". Ese grado de mejora resulta más acentuado en las teorías no lineales que en las lineales. De esta forma, los valores obtenidos mediante las teorías de Serrano y Olalla Ajustada y la AASHTO Modificada (2009), están casi duplicados respecto a los determinados para las areniscas. Ese valor se acerca, o al menos sigue la tendencia, del cociente entre los parámetros identificadores de Hoek-Brown entre las distintas rocas, ( $m_0$ ).

## 8. CONCLUSIONES

Entre los múltiples criterios, varias decenas, que existen para estimar la resistencia por la punta de un pilote en un medio rocoso, la práctica totalidad de ellos de tipo empírico, se han seleccionado diez procedimientos, bien por su relevancia institucional o bien por las bases teóricas que utilizan. Estos diez criterios se han aplicado a un amplio abanico de tipos y estados de macizos rocosos, que podrían considerarse como los más representativos de la geografía española. Como resultado de esta aplicación, se pueden extraer las siguientes conclusiones:

1. Las diferencias que se obtienen en los resultados obtenidos como consecuencia de aplicar unas u otras teorías, algunas de ellas presentes en las normativas vigentes, son muy elevadas.
2. Esas diferencias pueden alcanzar hasta un orden de magnitud, (10 veces), en rocas blandas y ser más elevadas, (incluso hasta 35 veces), para las rocas más duras y menos diaclasadas y meteorizadas.
3. Cuanto mayor es la resistencia a compresión simple de la roca sana ( $\sigma_c$ ), mayor es su parámetro identificador de Hoek y Brown ( $m_0$ ) y mejor es el estado de calidad en que se encuentra (meteorización, alteración, fisuración, etc.), mayores son las dispersiones que se producen.
4. Las formulaciones exclusivamente dependientes de la resistencia a la compresión simple, tipo:  $\sigma_{hp} = f(\sigma_c^k)$ , son excesivamente simplificadas.
5. Las fórmulas tipo:  $\sigma_{hp} = f(\sigma_c^k, \text{RMR} \text{ ó GSI} \text{ ó RQD})$ , dependientes de la resistencia a la compresión simple y del grado de calidad en que se encuentra el macizo rocoso, parecen explicar mejor la realidad pero siguen siendo muy simplificadas. No parece razonable que se pueda obviar el efecto del grado de empotramiento y del tipo de roca.
6. Las diferentes teorías existentes que utilizan modelos de rotura en base al criterio de Hoek-Brown proporcionan, en general, los resultados más elevados. Se acentúan en sobremanera cuando las rocas son más duras y se encuentran más sanas.

7. Respecto a los resultados obtenidos se observa, que en general, las normativas españolas presentan:
  - a. Una dependencia notable del grado de empotramiento, mayor que el observado con las otras teorías utilizadas para el contraste.
  - b. Por el contrario, su dependencia frente a la calidad de la roca o grado de meteorización (excepto en el Código Técnico de la Edificación), es mucho menor.
  - c. La dependencia del tipo de roca también suele ser menor, especialmente para los menores rangos de la resistencia a compresión simple ( $\sigma_c$ ).
8. Se comprueba que en rocas sanas (grado I) y resistencias bajas y medias ( $\sigma_c > 30$  MPa) con razones de empotramiento muy reducidas, se obtienen cargas últimas mayores de 15-20 MPa con casi todas las teorías. Por tanto, en este tipo de rocas, bastaría con alcanzar empotramientos del orden de 1 a 2 diámetros, para lograr un tope estructural incluso del orden de 7MPa.
9. Para rocas algo más meteorizadas (grado II) y grados de empotramiento menores de un diámetro, son necesarias resistencias a compresión simple ( $\sigma_c$ ) mayores de 50-100 MPa, para alcanzar el tope estructural, con coeficiente de seguridad frente al hundimiento del orden de 3.
10. Frente a las grandes dispersiones que se producen con los resultados y al limitado grado de conocimiento que se dispone en la actualidad en este dominio del saber, una posibilidad consiste en limitar un valor máximo, tal y como se propone en diferentes documentos y normativas.
11. Esta gran dispersión puede ser debida también a que el comportamiento en la rotura de una roca resistente y de buena calidad, pudiera no corresponder a modelos plásticos, sino a comportamientos bastante más complejos de tipo frágil, o con fenómenos de punzonamiento, o mecanismos de tipo colapso mecánico, o de producción de tracciones, o generación de fisuras, etc.
12. En esta línea, parece adecuado adoptar coeficientes de seguridad elevados y dependientes de la resistencia a la compresión simple de la roca sana ( $\sigma_c$ ), y de la calidad, tal y como se ha aplicado en este trabajo utilizando la teoría de Serrano y Olalla (1996 y 2002). Deberían ser tanto más elevados cuanto mayor sea la resistencia a compresión simple de la roca y mejor sea el estado de calidad.
13. Teniendo en cuenta los coeficientes de seguridad que se proponen en Serrano y Olalla (1996 y 2002), los resultados que se obtienen al aplicar esta teoría respecto de la carga admisible por parte de un pilote empotrado en roca, son del orden de los propuestos por algunas de las guías españolas, especialmente en el caso de rocas más blandas.
14. Dada la gran discrepancia de resultados que se produce en función de la formulación que se utilice, parece indispensable comparar los resultados teóricos, con resultados de casos prácticos a escala real, mediante pruebas de carga sobre pilotes empotrados en roca, con los mismos condicionantes, a fin de tarar cada una de las teorías y ver su ámbito de aplicación más óptimo.
15. Un campo interesante a investigar sería, particularmente:
  - a. el de las rocas blandas poco alteradas (grados II y III).
  - b. el de rocas duras altamente fracturadas y alteradas (grados de meteorización III y IV).



## 9. BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO 2007. *LRFD Bridge Design Specifications (SI Units)*. 4th edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington DC.
- ARGEMA 1992. *Design Guides for Offshore Structures: Offshore Pile Design*. Ed.: P. L. Tirant, Editions Technip, Paris, France.
- BENIAWSKI, Z.T. 1989. *Engineering Rock Mass Classification*. John Wiley, New York, 251 p.
- BISHNOI, B.L. 1968. *Bearing capacity of a closely jointed rock*, PhD thesis, Georgia Inst. Of Technol., Atlanta, Ga.
- BULDING CODE OF NEW YORK STATE, 2005, *International Code Council, Inc.*
- BUSTAMANTE, M., GIANESELLI, L., 2008, *Reglas de Cálculo de la resistencia de Pilote por el Método de los Estados Límites Últimos. Método Presiométrico*. Jornada: El Ensayo Presiométrico en el proyecto Geotécnico. CEDEX-UPC.
- CARTER, J.P. and F.H. KULHAWY, 1988, Analysis and Design of Drilled Shaft Foundation Socketed into Rock, Report EL-5918, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California, 188 pp.
- COATES, D.F. 1967. *Rock Mechanics Principles*, Monograph 874, Dept. of Energy, Mines and Resources, Mines Branch, Queen's printer. Ottawa, Canada.
- CGS 1985-2007. *Canadian Foundation Engineering Manual*, 2nd edition, Canadian Geotechnical Society, Toronto, Ont.
- CÓDIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN. SE-C. 2006. M° Vivienda.
- DE BEER, E.E., 1970, *Experimental Determination of the Shape Factors and the Bearing Capacity Factors of Sand*. Géotechnique, 20: 387-411.
- DIN 1054:2005-1. *Ground - Verification of Safety of Earthworks and Foundations*. 2005.
- EUROCÓDIGO 7: Proyecto geotécnico. Parte 1: Reglas generales. UNE-ENV 1997-3. AENOR. 1999.
- FASCICULE 62-V. 1993. *Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie Civil, doc. MELT*.
- FINDLAY, J.D., BROOKS, N.J., MURE, J.N., HERON W. 1997. Design of Axially Loaded Piles – United Kingdom Practice. Design of Axially Loaded Piles- European Practice, Eds: De Cock & Legrand, Balkema, Rotterdam.
- FOUNDATION DESIGN AND CONSTRUCTION. 2006. Geotechnical engineering Office. Civil Engineering and Development Department. The Government of Hong- Kong.
- GARDNER, W.S. 1987. Design of Drilled Piers in Atlantic Piedmont. Geotechnical Special Publication N° 9: Foundations and Excavations in Decomposed Rock of the Piedmont Province, pp 62-86.
- GUIA DE CIMENTACIONES EN OBRAS DE CARRETERA. 2002. M° Fomento.
- HILL, S.J., LITTLECHILD, B.D., PLUMBRIDGE, G.D., LEE, S.C. 2000. End Bearing and Socket Design for Foundations in Hong Kong. Proceedings of the 19<sup>th</sup> annual Seminar, Geotechnical Division, Hong Kong Institution of Engineers, pp 167-178.
- HOEK, E., E.T. BROWN. 1988. The Hoek-Brown Failure Criterion-A 1988 Update. Proceedings, 15th Canadian Rock Mechanics Symposium, Toronto, Canada.
- HOEK, E., E.T. BROWN. 1997. Practical estimates of Rock Mass Strength. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences.
- HOEK, E., CARRANZA, D., CORKUM, B. 2002. *Hoek-Brown failure criterium*.
- ISRM, 1981. Suggested methods for rock characterization, testing and monitoring. ISRM Suggested methods. Ed. E.T. Brown. Pergamon Press.
- JIMÉNEZ SALAS ET AL. 1976. *Geotecnia y Cimientos II*. Ed. Rueda.
- JUÁREZ, 2009. Trabajo de Doctorado, Asignatura: Ampliación de Mecánica de Rocas. ETSICCP UPM. Madrid.
- KULHAWAY, F.H., J.P. Carter. 1992. Socketed Foundations in Rock Masses”, in Engineering in Rock Masses, F.G. Bell, Ed, Butterworth-Heinemann, Oxford, England, PP.509-529.
- KULHAWAY, F. H. & GOODMAN, R. E. 1980. *Design of Foundations on Discontinuous Rock*. Proc of Int Conf on Struct Found on Rock, Sydney, Australia, 1: 209-220.
- LANDANYI, B., “Friction and end bearing tests on bedrock for High Capacity Rock Socket Design: Discussion,” Canadian Geotechnical Journal, Vol.14, 1977, p.153-155.
- LOADTEST Inc. 2001. *Report on drilled shaft load testing (Osterberg method): Test shaft #1 – Fifth St. Cable Stayed Bridge, Fitchburg, MA (LT-8668-1)*.
- MEYERHOF, G.G. 1951. *The Ultimate Bearing Capacity of Foundations*. *Geotechnique*, Vol II, n°4, London, pp. 301-321.
- O'NEILL, M.W. & REESE, L.C. 1999. *Drilled Shafts: Construction procedures and design methods*. FHWA Publication No. FHWA-IF-99-025. Dept of Transp., Federal Highway Admin, McLean, VA.
- ROM 94-04. *Recomendaciones Geotécnicas para obras marítimas*. 1994. M° Fomento.
- ROM 05-05. *Recomendaciones Geotécnicas para obras marítimas*. 2005. M° Fomento.
- ROWE, R. K. & ARMITAGE, H. H. 1987. *A design method for drilled piers in soft rock*. *Canadian Geotech J*, 24(1): 126-142.
- SERRANO, A. & OLALLA, C. 1996. *Cargas admisibles de cimentaciones en roca basadas en un criterio de rotura no lineal*. CEDEX. M° Fomento.
- SERRANO, A. & OLALLA, C. 2002. *Ultimate bearing capacity at the tip of a pile in rock – part 1 y 2*. Int J of Rock Mech and Min Sci, 39: 833-846.
- SERRANO, A. & OLALLA, C. 2002. *Carga de hundimiento por punta de pilotes en rocas*. CEDEX. M° Fomento.
- SERRANO, A., OLALLA, C. & RÍOS, D. *Resistencia por fuste de pilotes empotrados en roca: Estudio comparativo entre distintos métodos de cálculo y normativas*. Ingeniería Civil, 150/2008.
- TENG, W.C. 1962. *Foundation Design*. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J.
- TURNER, J. 2006. *Rock-socketed shafts for highway structure foundations*. A Synthesis of Highway Practice, NCHRP Synthesis 360.
- VIPULANANDAN, C, HUSSAIN, A., & USLUOGULARI O. 2007. *Parametric study of open core-hole on the behavior of drilled shafts socketed in soft rock*. Contemporary Issues in Deep Foundations, Proc of Geo-Denver 2007, GSP 158, Denver, Colorado.
- WILLIAMS, A. F. & PELLIS, P. J. N. 1981. *Side resistance of rock sockets in sandstone, mudstone, and shale*. Canadian Geotech J, Ottawa, Canada, 18(4): 502-513.
- WILLYE, D.C. 1999. *Foundation on Rock*. 2<sup>nd</sup> Edition. Ed. By E & Spon. London.
- YANG, K. 2006. Analysis of laterally Loaded Drilled Shafts in Rock” Ph.D. dissertation, University of Akron, Akron, Ohio.
- ZHANG, L. 2004. *Drilled Shafts in Rock – Analysis and Design*. A. A. Balkema Publishers, London, UK.
- ZHANG, L. & EINSTEIN, H. H. 1998. *End bearing resistance of drilled shafts in rock*. Journal of Geotech and Geoenv Eng, ASCE, 124(7): 574-584.
- ZHANG, 2009, “Considering the effect of discontinuities in the prediction of end bearing of rock socketed shafts” ISRM-Sponsored International Symposium of Rock Mechanics: “Rock characterisation, modelling and engineering Design Methods”.