

ESTACAS EM MATERIAIS “ROCHOSOS”

(SOLOS RIJOS E ROCHAS BRANDAS DE
INTERFACE)

Prof. António Viana da Fonseca

A estimativa de $q_{m\acute{a}x}$ em materiais de interface coesivos, como s\~{a}o as rochas alteradas e fissuradas de classe de qualidade m\~{e}dia e baixa t\~{e}m forte depend\~{e}ncia das caracter\xedsticas de resist\~{e}ncia de massa (por via, por exemplo, da resist\~{e}ncia \`{a} compress\~{a}o simples) e (ou) das juntas e fracturas. Nesta quest\~{a}o \`{e} determinante o facto de os materiais possu\xedrem juntas e descontinuidades preferencialmente horizontais (1) ou inclinadas, verticais (2) ou se t\~{e}m distribui\~{c}~{a}o rand\~{o}mica.

Verificam-se diferen\~{c}as significativas, em $q_{m\acute{a}x}$ para os v\~{a}rios padr\~{o}es de fractura\~{c}~{a}o. O'Neil e Reese (1999) alerta para o facto de ser prudente usar as estimativas mais seguras, se n\~{a}o h\~{a} reconhecimento fi\~{a}vel destes padr\~{o}es, devendo optar-se por valores conservativos dos par\~{a}metros de correlacionamento e basear o dimensionamento em ensaios de carga.

Notas sobre o dimensionamento

Capacidade de carga

Resist\~{e}ncia nominal da base (compress\~{a}o axial) ($q_{m\acute{a}x}$)

- Materiais coesivos (solos rijos):

- Se s_u \`{e} um valor de c\~{a}lculo:

$$q_{m\acute{a}x} = 9 \cdot s_u \text{ (desde que } s_u \text{ seja um valor prudente at\~{e} } 3 \cdot B)$$

Se tal n\~{a}o acontecer considera-se sempre pondera\~{c}~{o}es neste horizonte.



- Materiais de interface (“IGM” – rochas alteradas) com coesão:

▪ Se a rocha é “homogénea e íntegra” (**RQD = 100%**) e se, e só se, a profundidade de encastramento é de $D_s > 1,50 \cdot B$

$$q_{\text{máx}} = \alpha \cdot q_u = 2,5 \cdot q_u \text{ (com } q_u \text{ garantido à cota de base e abaixo)}$$

Nota: Este valor do parâmetro $\alpha = 2,5$ reflecte um nível de “segurança”, como reflectida em Duncan Wyllie (1999).

▪ Se o “IGM” tem **RQD** $\in 70 - 100\%$, todas as descontinuidades são fechadas (sem vazios e material mole nas juntas) e as juntas são aproximadamente horizontais, e, ainda, $q_u \geq 0,5 \text{ MPa}$, pode-se considerar:

$$q_{\text{máx}} = 4,83 \cdot (q_u)^{0,5}$$

▪ No entanto, se as condições das descontinuidades são diferentes (randómica ou inclinados), já a metodologia recai sobretudo sobre as características destes. Assim, o valor de resistência da base:

$$q_{\text{máx}} = [s^{0,5} + (m s^{0,5} + s)^{0,5}] \cdot q_u$$

s, m – parâmetro de rotura do critério de Hoek–Brown (tabelados em O’Neil & Reese, 1989).



Valores de “m” e “s” (adimensionais) para cálculo da resistência nominal da base de estacas em rochas

Qualidade da massa rochosa	Descrição e espaçamento das juntas	“s”	Valores de “m” em função do tipo de rocha (A – E, do quadro seguinte)				
			A	B	C	D	E
Excelente	Fechadas; esp. > 3m	1	7	10	15	17	25
Muito boa	Indentadas; esp. 1 - 3m	0,1	3,5	5	7,5	8,5	12,5
Boa	Lig. alteradas; esp. 1 - 3m	4×10^{-2}	0,7	1	1,5	1,7	2,5
Razoável	Moderadamente alteradas; esp. 0,3 – 1m	10^{-4}	0,14	0,2	0,3	0,34	0,5
Má	Alteradas c. material preench; esp. 30–300mm	10^{-5}	0,04	0,05	0,08	0,09	0,13
Muito má	Muito alteradas; esp. < 50mm	0	0,007	0,01	0,015	0,017	0,025



Descrição do tipo de rocha para dimensionamento de estacas escavadas em rocha

Tipo de Rocha	Descrição
A	Rochas sedimentares carbonatadas com cristais (dolomíticas, calcárias, margosas)
B	Rochas sedimentares argilosas litificadas (argilitos, siltitos, xistos argilosos, ardósias)
C	Rochas sedimentares arenosas (arenitos, grés, quartzitos)
D	Rochas ígneas de grão fino (andesitos, doleritos, diabasea e riolitos)
E	Rochas ígneas de grão média a grosso e rochas metamórficas (granitos, gnaisses, gabros, anfibolitos, dioritos, xistos)

Duncan Wylie (1999)



Tipo de roca y valor de la constante m_i			
<i>Sedimentarias clásticas</i>	<i>Comglomerado</i>	(22)	<i>Lulita</i> 4
	<i>Arenisca</i>	19	<i>Grauvaca</i> (18)
	<i>Limolita</i>	9	
<i>Sedimentarias no clásticas</i>	<i>Caliza margosa</i>	7	<i>Caliza micrítica</i> 8
	<i>Brecha caliza</i>	(20)	<i>Yeso</i> 16
	<i>Caliza esparítica</i>	(10)	<i>Anhidrita</i> 13
<i>Metamórficas</i>	<i>Mármol</i>	9	<i>Gneiss (*)</i> 33
	<i>Cuarcita</i>	24	<i>Esquisto (*)</i> 4 – 8
	<i>Migmatita</i>	(30)	<i>Filita (*)</i> (10)
	<i>Anfibolita</i>	25 – 31	<i>Pizarra (*)</i> 9
	<i>Milonita</i>	(6)	
<i>Ígneas</i>	<i>Granito</i>	33	<i>Diorita</i> (28)
	<i>Riolita</i>	(16)	<i>Andesita</i> 19
	<i>Granodiorita</i>	(30)	<i>Gabro</i> 27
	<i>Dacita</i>	(17)	<i>Basalto</i> (17)
<i>Ígneas extrusivas peroclásticas</i>	<i>Aglomerado</i>	(20)	<i>Toba</i> (15)
	<i>Brecha</i>	(18)	

Hoek y Brown, 1997, Los valores entre paréntesis son estimados.

() Valores obtenidos de ensayos en matriz rocosa con dirección de aplicación de la carga normal a los planos de foliación. El valor de m_i será significativamente diferente si la rotura ocurre a favor de los planos de debilidad.*

UM EXEMPLO:

Para rochas graníticas (tipo “E”), como por ex. em condições específicas de relatório geotécnico detalhado (ver Memória Descritiva e Justificativa de Estudo Geológico e Geotécnico para o Projecto da Ponte Hintze-Ribeiro) teremos:

- (i) $W_5 - W_4 (F_5) : s = 0; m = 0,025$
- (ii) $W_4 (F_4 \text{ a } F_3): s = 10^{-5}; m = 0,13$
- (iii) $W_3 (F_3 \text{ a } F_2): s = 10^{-4}; m = 0,5$
- (iv) $W_2 (F_2 \text{ a } F_1): s = 4 \times 10^{-2}; m = 2,5$

o que traduz oscilações muito elevadas nos valores de resistência de base nominal:

(i) $q_{\text{máx}}$ pode ser tratado nestes termos, devendo ser deduzido por referência às características do W_5 ;

(ii) $q_{\text{máx}} = 0,024 \cdot q_u$

(iii) $q_{\text{máx}} = 0,081 \cdot q_u$

(iv) $q_{\text{máx}} = 0,935 \cdot q_u$



Este exercício paramétrico revela a extrema sensibilidade da resistência nominal à classificação e homogeneidade das condições da massa rochosa. Só em rocha de boa qualidade ($RMR \geq 65\%$) se convergiria para valores homogêneos, sendo que para esse efeito seria necessário que:

1º as condições se mantivessem integralmente até $2 \cdot B$ abaixo da base;

2º aí houvesse garantia destes níveis de qualidade, o que, dada a intensa fracturação resultante do hidro-termismo - a orientação predominante (dada a tectónica dominante nesta zona de falhas) é sub-vertical e, por isso, desfavorável, o que acarreta grande diminuição do índice de qualidade) - estamos longe de a poder garantir.

Resistência lateral na resistência à compressão axial ($f_{máx}$)

Em materiais terrosos as resistências laterais das fundações indirectas são baseadas nas características mecânicas clássicas (s_u em solos coesivos e ϕ' em derivados – via SPT, por exemplo - em solos não coesivos), sendo estas fortemente dependentes da posição de cada horizonte em relação à superfície e dependem da relação entre a resistência e a penetração.

Esta dependência (ver detalhe em O'Neil & Reese) resulta da maior com menor consideração do efeito de confinamento lateral em função da mobilização real das tensões, e este é dependente da razão entre a própria resistência do solo e a penetração.



- Materiais de interface (IGM) – coesivos

A primeira questão que se põe nestes materiais é de se o tipo de furação realizada estabelece condições nas paredes (fuste) típicas de faces lisas ou rugosas.

Segundo os autores que vimos citando, a condição de “face lisa” não significa que é só garantida utilizando ferramentas especiais, bem pelo contrário, a “face rugosa”, essa sim, é que só deve ser considerada garantida se e só se as ferramentas garantirem um muito bom indentamento. Nos maciços do betão tal é conseguido, como O’Neil & Reese explicitam, se “dentes” ou rasgos são induzidos no maciço rochoso de pelo menos alturas de 3” ($\cong 76$ mm) e profundidade de 2” ($\cong 51$ mm), em cada cerca de 0,46 m (1,5 pés) de encastramento em pegões e estacas com diâmetros de diâmetro iguais ou superiores a 0,61 m (24”).

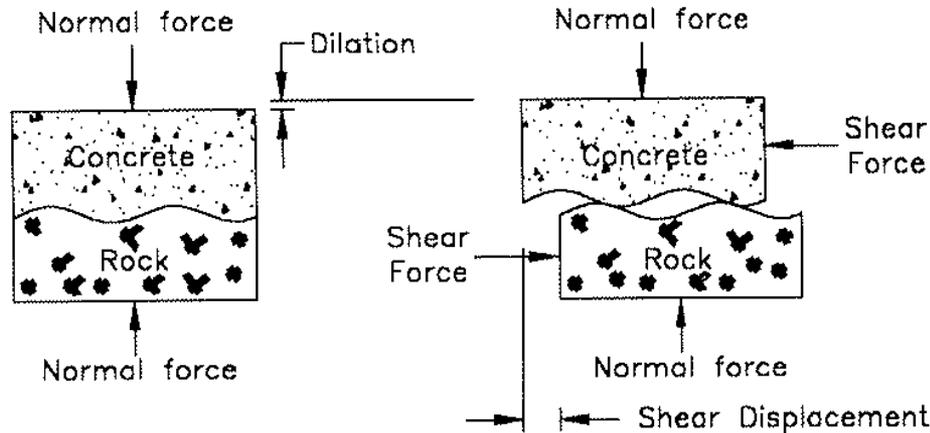
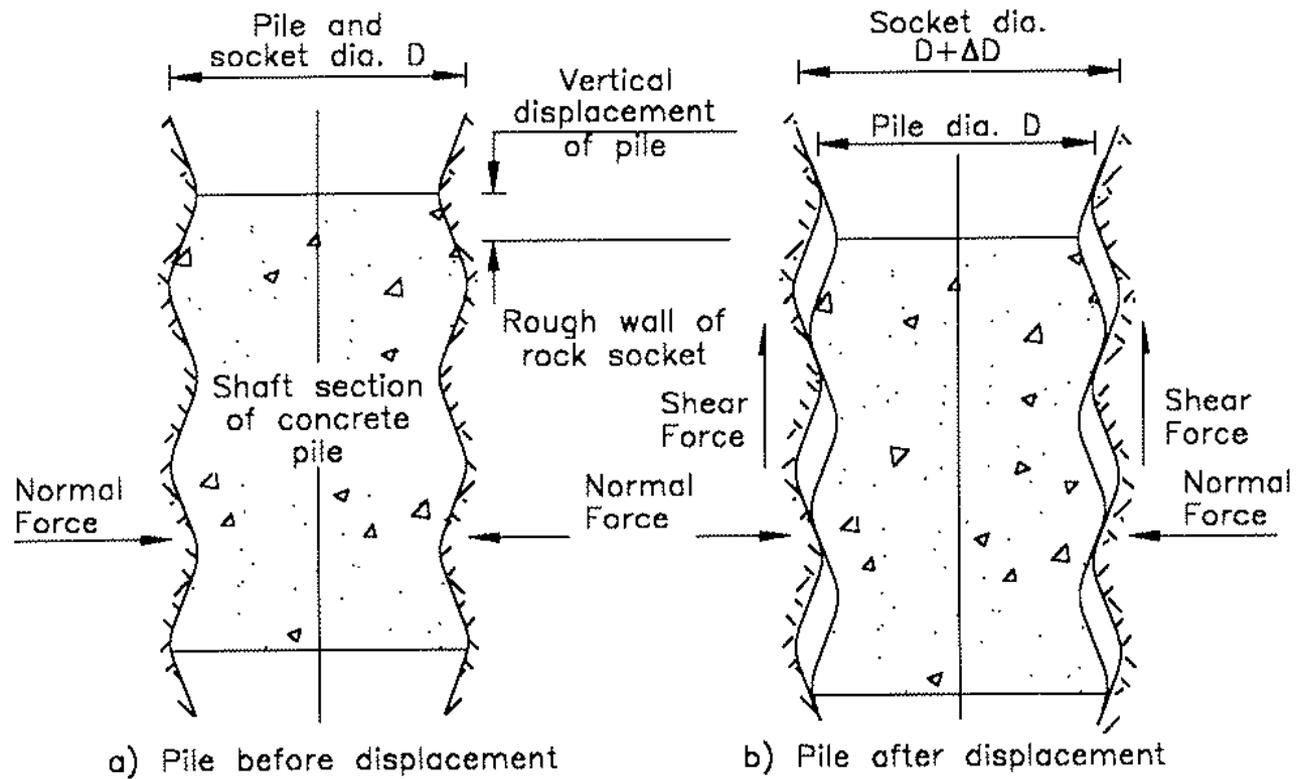
Se forem usadas ferramentas de corte como caroteiras, as ferramentas conferem bases de encastramento rugosas.

Para uma condição de interface lisa, O’Neil & Reese apresenta a formulação seguinte:

$$f_{\text{máx}} = \alpha \cdot \phi \cdot q_u$$

Sendo α obtido de um ábaco (em condições iguais de aplicabilidade), que tem como variáveis o valor de q_u (MPa) e σ_n/p_a (σ_n ou σ_c é a pressão exercida pelo betão sobre o meio da parede - em análise – meia altura do fuste).

Idealização dos deslocamentos em "poços" escavados em maciços rochosos (Johnston & Lam, 1989)



Gannon et al. (1999)
CIRIA Report 181



Alguns autores propõem a seguinte relação entre a resistência lateral ($f_{m\acute{a}x}$ ou τ_{su}) e a tensão de confinamento, através de um α :

$$\tau_{su} = \alpha \cdot \sigma_c / 2 \quad \rightarrow \quad \alpha = \chi \cdot (\sigma_c / (2 \cdot p_a))^{-0,5}$$

sendo χ entre 1 e 3, podendo ser estimado mais objetivamente a partir dos valores do quadro:

χ	Application	Reference
0.89–1.12	Smooth drilled sockets	Horvath, Kenney and Trow (1980)
0.89	Drilled sockets: mudstone, shale, sandstone: $\sigma_c > 0.6$ MPa	Williams, Johnston and Donald (1980)
0.89–1.34	Drilled sockets	Horvath, Kenney and Kozicki (1983)
1–3	Drilled sockets: sandstone, limestone, marl	Kulhawy and Phoon (1993)
2	Drilled sockets: shale, mudstone	
3	Drilled sockets: shale (rough)	
2.01	Regular clean sockets	Rowe and Armitage (1987b)
2.68	Clean rough sockets	
0.89–2.0	Drilled sockets	Kulhawy and Carter (1992)

Valores de χ para cálculo da resistência lateral unitária de estacas em rochas



Os autores apresentam expressões que ajustam os valores em função da interface e do procedimento de colocação do betão:

$$\sigma_n (\sigma_c) = 0,65 \times \gamma_{bet\tilde{a}o} \times h$$

sendo h – altura de carga, limitada a 12m.

Admitindo, por defeito, condições base das propostas apresentadas nesse documento, obtêm-se alguns valores por defeito expressos em quadro (só se apresentam alguns para análise de sensibilidade).

RQD (%)	q_u (Mpa)	α	φ (***)	$f_{m\acute{a}x}/q_u$
70	1(*)	0,30	0,55	0,165
	5(**)	0,12		0,066
50	1	0,30	0,55	0,165
	5	0,12		0,066
20	1	0,30	0,45	0,135
	5	0,12		0,054

$\sigma_n/\rho_a \approx 3$ (valor conservativo – o valor mais comum chegará a 2)

(*) valor muito conservativo

(**) valor de tendência assintótica

(***) juntas abertas ou semi-abertas



Esta análise paramétrica volta a chamar em atenção para a grande sensibilidade desta resistência à classificação das massas rochosas presentes (variações grandes).

Por ex.: será interessante notar que, mesmo considerando um valor de referência apontado de:

$$q_u = 40 \text{ MPa}, q_{\text{máx}} = 2,16 - 6,60 \text{ MPa}$$

o que enquadra razoavelmente o proposto de Duncan Wyllie, mas denota uma gama de variações importantes. Acresce ainda o facto de, se a coluna de bombagem de betão for de 12 m, já aqueles valores caem para cerca de 2/3.

Acrescendo o facto de não haver homogeneidade e, de forma alguma, se garantir a condição base de mobilização da resistência com estes parâmetros, que é (sic, O'Neil & Reese) de que: a mobilização deste valor, e concomitantemente destes parâmetros, pressupõe deslocamentos na interface que podem chegar a 25 mm, o que pode ser admitido se na base há materiais de características semelhantes. Tal significa que, em caso contrário, se poderá, e deverá, minorar o seu contributo.



Recomendam ainda os autores citados que, para propósito de dimensionamento não se deve considerar resistência lateral nos primeiros 1,5m das camadas de mobilização de resistência lateral. Nota-se que essa recomendação reporta-se a zonas mais superficiais ou pode, e deve, ser estendida a zonas de interface entre materiais de características muito distintas, nomeadamente em interfaces muito variáveis e sensíveis de solo-rocha.

Outra questão sobre a diminuição da resistência lateral em projecto tem a ver com duas vertentes relacionadas com a concentração/alívio de tensões:

(i) A mobilização de uma cunha de rotura na base das estacas não pode ser vista como um fenómeno localizado em baixo dessa mesma base, mas tem implicações acima dela; logo pode-se interpretar como recomendável que não deve ser considerada a contribuição lateral pelo menos numa altura igual ao diâmetro da estaca, acima da sua base;

(ii) Se houver presença de cargas horizontais transmitidas às estacas esta mobilização da adesão vem minorada.

O'Neil & Reese (1999) chamam a atenção para o facto de, ao contrário das estacas cravadas, as características construtivas das estacas moldadas ou dos pegões são mais susceptíveis de geração de maiores assentamentos, bem como por terem diâmetros mais elevados e suportarem, por isso, maiores cargas na base, incorrem geralmente em assentamentos superiores.



Ainda como alerta ao dimensionamento, os autores citados chamam a atenção para o facto de a definição da resistência última em estacas moldadas, e pegões, sujeitos a cargas horizontais é mais complexa do que em estacas cravadas.

Casualmente, estas estacas, são encastradas suficientemente para que a rotura estrutural se dê antes do maciço. Assim, dá-se ênfase à limitação das cargas sob o ponto de vista estrutural, de tal forma que se assegurem deformações das estacas (pegões) tal que as condições de serviço de estrutura sejam garantidas.

Sendo assim, para muito pequenos encastramentos será necessário verificar a rotura geotécnica por carga horizontal.

O factor de grupo em materiais coesivos e de interface (IGM) não tem sido abordado com coerência e boa sistematização, mas admite-se que a eficiência poderá ser unitária (excluindo as situações mais superficial).



Assentamentos em estacas

A maior parte das fundações indirectas, em particular as estacas moldadas, dimensionadas tendo em conta os métodos da “capacidade de carga” afectada dos coeficientes de segurança mais ajustados, não desenvolverão assentamentos significativos (cerca de $\frac{1}{2}$ polegada, 12 mm, nos termos de referência de alguns destes métodos de cariz semi-empírico).

A preocupação dos engenheiros sobre os assentamentos das fundações profundas (estacas) é, assim, muitas vezes nula ou pouco substancial, o que não é de estranhar na maior parte dos casos onde estão envolvidas estruturas pouco sensíveis de deslocamentos nos apoios tão baixos.

No entanto, em algumas situações esses assentamentos podem ter consequências na estrutura, ou, o que é mais provável, podem atingir valores elevados.

Em qualquer destes casos devem ser avaliados.

Segundo Codduto (2001) essas situações são sobretudo as que se seguem:

- (i) A estrutura é especialmente sensível ao assentamento;
- (ii) A fundação tem um grande diâmetro e, por isso, uma parte significativa da carga admissível é dividida a resistência das pontas;



- (iii) Um ou mais horizontes é muito compreensível, especialmente se subjacente à ponta/base da estaca;
- (iv) Cargas de atrito negativo imprevisíveis durante a vida da obra;
- (v) O engenheiro tem necessidade de exprimir a resposta de estacas em termos de uma “mola equivalente”, localizada na base dos pilares; este modelo é correntemente usado nas análises estruturais.

A resposta de carga – assentamento de fundações profundas pode ser genericamente descrita pela expressão sugerida por Fellenius (1999):

$$\frac{(q'_t)_m}{q'_t} = \left(\frac{s}{s_u} \right)^y; \quad \frac{(f_s)_m}{f_s} = \left(\frac{s}{s_u} \right)^h \leq 1$$

Sendo:

q'_t = a resistência de ponta unitária;

$(q'_t)_m$ = a tensão efectivamente mobilizada na ponta (base);

f_s = a resistência lateral unitária;

$(f_s)_m$ = a tensão lateral efectivamente mobilizada;

s = assentamento;

s_u = assentamento mobilizado para a resistência última, por hipótese:

= B/10 para a capacidade de carga da ponta;

= 10 mm (0,4”) para o fuste.

g = expoente empírico que pode variar entre 0,5, nas argilas, e 1,0, nas areias;

h = 0,02 – 0,5



As fundações profundas, por serem unidades esbeltas, são naturalmente passíveis de compressão elástica, o que acarreta um assentamento aparente, calculado por:

$$s_e = \frac{P \cdot z_c}{AE}$$

Sendo:

s_e = o assentamento devido à compressão elástica;

P = carga vertical;

z_c = profundidade de um centro da resistência do maciço (tipicamente: $0,75 \cdot D$);

D = profundidade de encastramento no maciço;

A = área da secção da estaca;

E = módulo de elasticidade da fundação, sendo, por defeito:

= 200 GPa para aço;

= $4700\sqrt{f'_c}$, MPa, para betão armado.

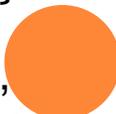
Na sequência desta sensibilidade é possível estabelecer gráficos de assentamento gerados por sucessivas cargas e com estes estimar o valor de assentamento esperado para uma determinada situação.



Nesta perspectiva, O'Neil & Reese (1999) desenvolveram ábacos específicos, baseados em ensaios em verdadeira escala de estacas moldadas, de assentamento em função da razão entre a tensão do fuste mobilizada (ou em alternativa da base) e o última. A grande vantagem destes ábacos reside na sua simplicidade e são especialmente úteis para verificação de assentamentos ou, ainda melhor, controlo de assentamento diferenciais entre locais diversos.

Este método deixa de ter significado em estacas que possam ser fundadas sobre solos compressíveis. Nestas circunstâncias, o assentamento deve ser calculado pelo método da “sapata equivalente”. Este método tem sido muito usado em cálculo de assentamentos de grupos de estacas., muito particularmente, sobre solos francamente. compressíveis.

As fundações que desenvolvem sobretudo a sua resistência no fuste, a “sapata imaginária” deve ser colocada a uma profundidade de $0,67 D$ (com D a profundidade de encastramento), enquanto para fundações em que boa parte da sua resistência é mobilizável na sua base, a “sapata imaginária” deve ser colocada na base. O cálculo far-se-á então considerando as formulações clássicas de sapatas, acrescentando a compressão elástica da parcela da estaca (um grupo de estacas) até ao nível considerado da “sapata imaginária”.



Cálculo de assentamento (Aproximação de O'Neil & Reese para IGMs)

O primeiro passo será a avaliação de um módulo de elasticidade de uma massa IGM (E_m) a partir de módulo de elasticidade de provetes (E_i) em compressão uniaxial. A proposta de Carter e Kulhowse (1988) aponta para relações expressas no quadro que se segue.

E_m/E_i baseado em RQD (Carter e Kulhowse, 1988)

RQD (%)	Em/Ei	
	Juntas fechadas	Justas abertas
100	1,00	0,60
70	0,70	0,10
50	0,15	0,10
20	0,05	0,05

Aconselhando-se realizar, sempre que possível, ensaios “in situ”, como seja dilatómetros, etc.

Sobre a metodologia de cálculo, os autores sugerem o que genericamente se exprime a seguir.



1º Calcula-se os parâmetros geométricos de encastramento:

$$\Omega = 1,14 \left(\frac{D}{B} \right)^{0,5} - 0,05 \left[\left(\frac{D}{B} \right)^{0,5} - 1 \right] \log_{10} \left(\frac{Ec}{Em} \right) - 0,44$$

$$\Gamma = 0,37 \left(\frac{D}{B} \right)^{0,5} - 0,15 \left[\left(\frac{D}{B} \right)^{0,5} - 1 \right] \log_{10} \left(\frac{Ec}{Em} \right) + 0,13$$

2º Selecciona-se um conjunto de deslocamentos à cabeça da estaca. Para cada valor de W_T , a resistência (ou seja a força a mobilizar) para cada deslocamento é calculado como se segue.

3º O valor do assentamento elástico: $H = \frac{Em\Omega}{\pi D\Gamma f_{aa}} W_T$

4º Calcular o assentamento inelástico: $K_f = n + \frac{(H_f - n)(1 - n)}{H_f - Ln + 1} \leq 1$

5º Calcula-se a tensão nominal da resistência na base, q_B :

$$q_B = 0,0134 \cdot Em \frac{\left(\frac{D}{B} \right)}{\left(\frac{D}{B} + 1 \right)} \left\{ \frac{200W_T \left[\left(\frac{D}{B} \right)^{0,5} - \Omega \right] \left(1 + \frac{D}{B} \right)}{\pi D\Gamma} \right\}^{0,67}$$



6º E a força no topo da estaca para cada WT:

Se $H_f < n$ (dentro do limiar elástico do assentamento):

$$Q_T = \pi B \left(H_f f_{ae} + \frac{\pi B^2}{4} q_B \right)$$

Se $H_f < n$ (na gama inelástica do assentamento):

$$Q_T = \pi B \left(K_f f_a + \frac{\pi B^2}{4} q_B \right)$$

Este método foi testado e provou boa reprodutibilidade para assentamento e B até 2,0m.

Os valores assim calculados são comparados com os valores últimos e de serviço.



Particularidades sobre o dimensionamento

O dimensionamento de estacas moldadas nos terrenos é fortemente condicionado por alguns factores dos quais se relevam os seguintes:

- Grandeza e natureza das cargas (incluindo levantamento e cargas laterais, tensão ou carregamento cíclico);
- Determinação da combinação de cargas mais desfavoráveis;
- Estratigrafia em profundidades de solos e rochas e nível de insegurança nestes, mas também da geometria lito-estratigráfica no local de construção;
- Método usado para calcular o valor da resistência nominal de solos e rochas;
- Fiabilidade da segurança imposta, por via da avaliação dos parâmetros característicos e(ou) da incerteza de caracterização das cargas;
- Valor calculado da resistência estrutural considerando a resistência de betão, a posição das armaduras, e a inevitabilidade de pequenos defeitos na estaca;
- Os assentamentos verificados *versus* os toleráveis pela estrutura;
- A resposta a longo prazo das estruturas e da fundação (fluências tão características em materiais geotécnicos, instáveis na sua condição natural ou determináveis no tempo);



- “Execubilidade” da fundação dimensionada;
- disponibilidade do equipamento de construção das estacas moldadas e rigor do seu funcionamento, controlo do resultado dessas acções: ensaios de carga, monitorização da construção e intensidade dos ensaios de verificação da integridade estrutural;
- (...).

As curvas de carga-assentamento das estacas traduzem, na sua forma e grandeza, muitos destas imponderabilidades.

Esta é a razão porque a definição da carga última em ensaios sobre estacas moldadas ou pegões, em compressão, é difícil, sendo geralmente uma das seguintes:

- (i) a carga de cedência em patamar (tipicamente de solos argilosos);
- (ii) a carga correspondente a 5% do diâmetro;
- (iii) 25 mm (1”) em rochas com maciços rochosos coesivos (materiais de interface).



Valores de “m” e “s” (adimensionais) para cálculo da resistência nominal da base de estacas em rochas

Qualidade da massa rochosa	Descrição e espaçamento das juntas	“s”	Valores de “m” em função do tipo de rocha (A – E, do quadro anterior)				
			A	B	C	D	E
Excelente	Fechadas; esp. > 3m	1	7	10	15	17	25
Muito boa	Indentadas; esp. 1 - 3m	0,1	3,5	5	7,5	8,5	12,5
Boa	Lig. alteradas; esp. 1 - 3m	4×10^{-2}	0,7	1	1,5	1,7	2,5
Razoável	Moderadamente alteradas; esp. 0,3 – 1m	10^{-4}	0,14	0,2	0,3	0,34	0,5
Má	Alteradas c. material preench; esp. 30–300mm	10^{-5}	0,04	0,05	0,08	0,09	0,13
Muito má	Muito alteradas; esp. < 50mm	0	0,007	0,01	0,015	0,017	0,025

