



Departamento de Construção Civil
Curso de Engenharia Civil



Geotecnia de Fundações TC 041

8º Semestre

Organizado por:

Profa. Caroline Tomazoni Santos

Prof. Eduardo Dell'Avanzi

Profa. Liamara Paglia Sestrem

Prof. Vítor Pereira Faro

Eng. Civil André Luis Meier, Mestrando PPGECC

Eng. Civil Isabel Cristina Salah, Mestranda PPGECC

Eng. Civil Isabela Grossi da Silva, Mestranda PPGECC

1



CAPACIDADE DE CARGA VERTICAL



2



Fatores de Segurança – NBR 6122/2010

- Métodos usados para a avaliação de segurança:
 - Valores Admissíveis – Fator de Segurança Global;
 - Valores de Projeto – Fatores de Segurança Parciais.

**NORMA
BRASILEIRA**

**ABNT NBR
6122**

Segunda edição
20.09.2010

Válida a partir de
20.10.2010

Projeto e execução de fundações

Design and construction of foundations



3



Fatores de Segurança – NBR 6122/2010

- Método de valores admissíveis:
- As cargas ou tensões de ruptura são divididas por um fator de segurança global:

$$R_{adm} \leq \frac{R_{ult}}{FSg} \quad \text{e} \quad R_{adm} \geq A_k$$

- Radm - Carga admissível nas estacas ou tensão admissível nas sapatas e tubulões;
- Rult - Cargas ou tensões de ruptura (últimas);
- Ak - Ações características;
- FSg - Fator de segurança global.



4

Fatores de Segurança – NBR 6122/2010

- Método de valores de projeto:
- As tensões de ruptura são divididas pelo coeficiente de minoração das resistências e as ações multiplicadas por fatores de majoração.

$$R_d \leq \frac{R_{ult}}{\gamma_m}, \quad A_d = A_k \times \gamma_f \text{ e } R_d \geq A_d$$

- R_d - Carga resistente de projeto para estacas ou tensão resistente de projeto para sapatas ou tubulões;
- R_{ult} - Cargas ou tensões de ruptura (últimas);
- A_d - Ações em valores de projeto.



5

Fatores de Segurança – NBR 6122/2010

- Fatores de Segurança Global – Vesic (1972):

Categoria	Característica das categorias	Estruturas Típicas	Exploração do subsolo completa	Exploração do subsolo limitada
A	Carga máxima de projeto ocorre freqüentemente; consequências de colapso desastroso	Pontes Ferroviárias; silos; armazéns; estruturas hidráulicas e de arrimo	3,0	4,0
B	Carga máxima ocorre ocasionalmente; consequências sérias	Pontes rodoviárias; Edifícios públicos e industriais	2,5	3,5
C	Carga máxima de projeto ocorre raramente	Edifícios de escritório e residência	2,0	3,0



6

UFPR
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

Fatores de Segurança – NBR 6122/2010

- Fatores de Segurança Global – Vesic (1972):
 - Notas:
 - Em obras temporárias pode-se adotar 75% de FS, mas nunca inferior a 2;
 - Para estruturas muito altas tais como chaminés ou torres onde pode haver ruptura progressiva FS deve ser aumentado de 20 a 50%;
 - Deve-se tomar um cuidado maior em situações com variação do nível da água (submersão e erosão);
 - Deve-se analisar problemas nos aspectos de carregamento rápido e a longo prazo;
 - Deve-se verificar problemas de recalque total e diferencial.

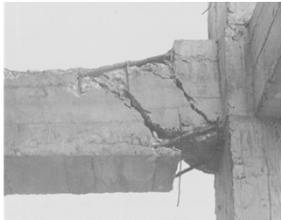


7

UFPR
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

Fatores de Segurança – NBR 6122/2010

- Estado-limite último (ELU) :
 - Associados a colapso parcial ou total da obra.
- Estado-limite de serviço (ELS) :
 - Quando ocorrem deformações, fissuras, entre outros... que comprometem o uso da obra;






8



Fatores de Segurança – NBR 6122/2010

- Estado-limite último (ELU):
 - Mecanismos de Caracterização:
 - Perda de estabilidade global;
 - Ruptura por esgotamento da capacidade de carga do terreno;
 - Ruptura por deslizamento;
 - Ruptura estrutural em decorrência de movimentos da fundação;
 - Arrancamento ou insuficiência de resistência por tração;
 - Ruptura do terreno decorrente de carregamentos transversais.



9



Fatores de Segurança – NBR 6122/2010

- Estado-limite último (ELU) – Método Semi-Empírico:

O fator de segurança a ser utilizado para determinação da carga admissível é 2,0 e para carga resistente de projeto é de 1,4. Quando se reconhecerem regiões representativas, o cálculo da resistência característica de estacas por métodos semi-empíricos baseados em ensaios de campo pode ser determinado pela expressão:

$$R_{c,k} = \text{Min} [(R_{c,cal})_{med}/\xi_1 : (R_{c,cal})_{min}/\xi_2]$$

onde

$R_{c,k}$ é a resistência característica;

$(R_{c,cal})_{med}$ é a resistência característica calculada com base em valores médios dos parâmetros;

$(R_{c,cal})_{min}$ é a resistência característica calculada com base em valores mínimos dos parâmetros;

ξ_1 e ξ_2 são fatores de minoração da resistência (Tabela 2).

Tabela 2 – Valores dos fatores ξ_1 e ξ_2 para determinação de valores característicos das resistências calculadas por métodos semi-empíricos baseados em ensaios de campo

n ^a	1	2	3	4	5	6	≥ 10
ξ_1	1,42	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,27
ξ_2	1,42	1,27	1,23	1,20	1,15	1,13	1,11

^a n = número de perfis de ensaios por região representativa do terreno.

Os valores de ξ_1 e ξ_2 podem ser multiplicados por 0,9 no caso de execução de ensaios complementares à sondagem a percussão. Aplicados os fatores da Tabela 2, para determinar a carga admissível deve ser empregado um fator de segurança global de no mínimo 1,4. Se a análise for feita em termos de fatores de segurança parciais (carga resistente de projeto), não pode ser aplicado fator de minoração da resistência.



10

Fatores de Segurança – NBR 6122/2010

- Estado-limite último (ELU) – Provas de Carga Estáticas

O fator de segurança a ser utilizado para determinação da carga admissível é 1,6 e para carga resistente de projeto é de 1,14. Quando em uma mesma região representativa for realizado um número maior de provas de carga, a resistência característica pode ser determinada pela expressão:

$$R_{c,k} = \text{Min} [(R_{c,cal})_{med}/\xi_3 ; (R_{c,cal})_{min}/\xi_4]$$

onde

$R_{c,k}$ é a resistência característica;

$(R_{c,cal})_{med}$ é a resistência característica calculada com base em valores médios dos parâmetros;

$(R_{c,cal})_{min}$ é a resistência característica calculada com base em valores mínimos dos parâmetros;

ξ_3 e ξ_4 são fatores de minoração da resistência (Tabela 3).

Tabela 3 – Valores dos fatores ξ_3 e ξ_4 para determinação de valores característicos das resistências obtidas por provas de carga estáticas

n ^a	1	2	3	4	≥ 5
ξ_3	1,14	1,11	1,07	1,04	1,00
ξ_4	1,14	1,10	1,05	1,02	1,00

^a n = número de provas de carga em estacas de mesmas características, por região representativa do terreno.

Aplicados os fatores indicados na Tabela 3, para determinar a carga admissível deve ser empregado um fator de segurança global de no mínimo 1,4. Se a análise for feita em termos de fatores de segurança parciais, não deve ser aplicado fator de minoração da carga.



11

Fatores de Segurança – NBR 6122/2010

- Estado-limite serviço (ELS):

- Em relação ao solo de fundação ou elemento estrutural de atender a:

$$E_k \leq C$$

- E_k é o valor do efeito das ações (ex: recalque estimado), calculado tendo em conta os parâmetros e as ações características;
- C é o valor-limite de serviço (admissível) do efeito das ações (ex: recalque aceitável).



12

UFPR
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

Fatores de Segurança – NBR 6122/2010

- Estado-limite serviço (ELS):
 - A definição dos valores limites de projeto para os deslocamentos e deformações deve considerar:
 - Confiabilidade da previsão dos deslocamentos aceitáveis;
 - Velocidade dos recalques e movimentos do terreno de fundação;
 - Tipos de fundação, estrutura e materiais de construção;
 - Natureza do solo;
 - Finalidade da obra;
 - Influência nas estruturas, utilidades e edificações vizinhas.
 - A definição dos valores limites de projeto para os deslocamentos e deformações deve considerar:
 - Recalques excessivos;
 - Levantamentos excessivos;
 - Vibrações inaceitáveis.



13

UFPR
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

Fundações profundas

- Capacidade de Carga Estrutural:
 
- Capacidade de Suporte do Terreno:
 



14



Fundações profundas

- Capacidade de Carga Estrutural:
 - Cálculo estrutural do elemento semelhante ao de um pilar;
 - Devido ao embutimento da estaca no terreno, a flambagem normalmente é desprezada;
 - Exceção: elementos esbeltos atravessando camadas de solos moles; estacas escavadas injetadas.



15



Fundações profundas

- Capacidade de Carga Estrutural:
 - A carga estrutural admissível, ou carga característica, ou nominal, pode ser calculada por:

$$Q_k = \frac{1}{\gamma_f} \left(\frac{0,85 f_{ck} A_c}{\gamma_c} + \frac{f_{yk} A_s}{\gamma_s} \right)$$
 - γ_f - Fator de majoração das cargas (em geral 1,4);
 - γ_c - Fator de minoração da resistência do concreto;
 - γ_s - Fator de minoração da resistência do aço (em geral 1,15).



16



Diretrizes para Dimensionamento Estrutural – NBR 6122/10

Tabela 4 – Estacas moldadas *in loco*: parâmetros para dimensionamento

Tipo de estaca	f_{ck}^d máximo de projeto MPa	γ_i	γ_c	γ_s	Comprimento útil mínimo (incluindo trecho de ligação com o bloco) e % de armadura mínima		Tensão média atuante abaixo da qual não é necessário armar (exceto ligação com o bloco) MPa
					Armadura %	Comprimento m	
Hélice/hélice de deslocamento ^a	20	1,4	1,8	1,15	0,5	4,0	6,0
Escavadas sem fluido	15	1,4	1,9	1,15	0,5	2,0	5,0
Escavadas com fluido	20	1,4	1,8	1,15	0,5	4,0	6,0
Strauss ^b	15	1,4	1,9	1,15	0,5	2,0	5,0
Franki ^b	20	1,4	1,8	1,15	0,5	Armadura integral	-
Tubulões não encamisados	20	1,4	1,8	1,15	0,5	3,0	5,0
Raiz ^{b,c}	20	1,4	1,6	1,15	0,5	Armadura integral	-
Microestacas ^{b,c}	20	1,4	1,8	1,15	0,5	Armadura integral	-
Estaca trado vazado segmentado	20	1,4	1,8	1,15	0,5	Armadura integral	-



17



Fundações profundas

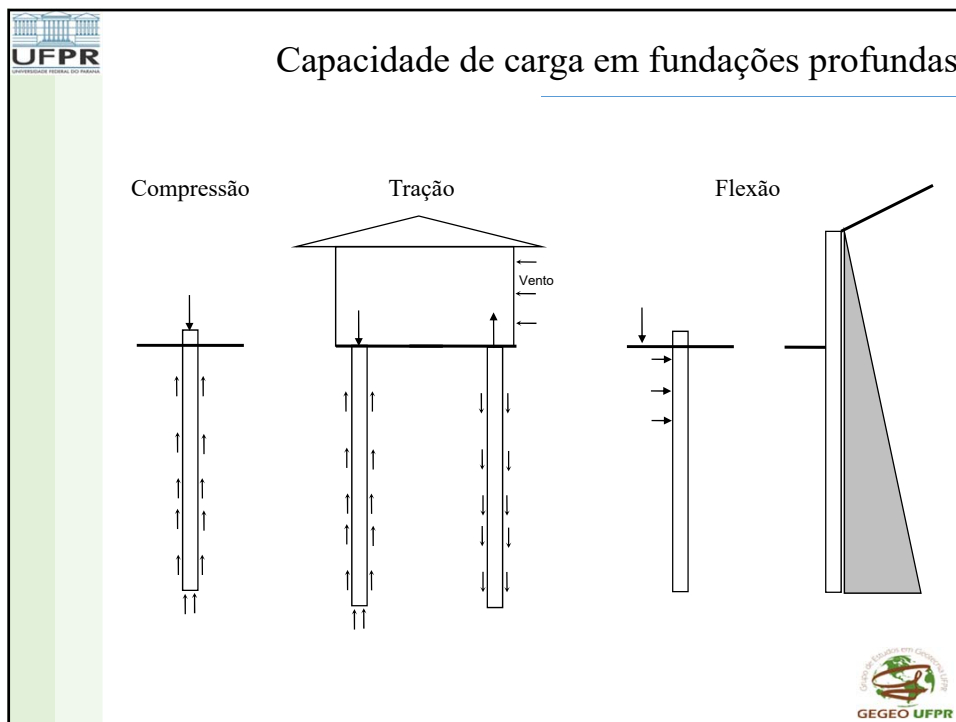
- Recomendações da NBR 6122/2010:

Estaca	f_{ck} máximo para efeito de cálculo (MPa)	γ_c
Pré-fabricada de concreto armado	40	1,3 ou 1,4
Raiz	20	1,6
Strauss	15	1,9
Franki	20	1,8
Escavadas com fluido	20	1,8
Escavadas sem fluido	20	1,9
Tubulões não encamisados	20	1,8
Hélice contínua	20	1,8
Microestacas	20	1,8
Estaca trado vazado segmentado	20	1,8

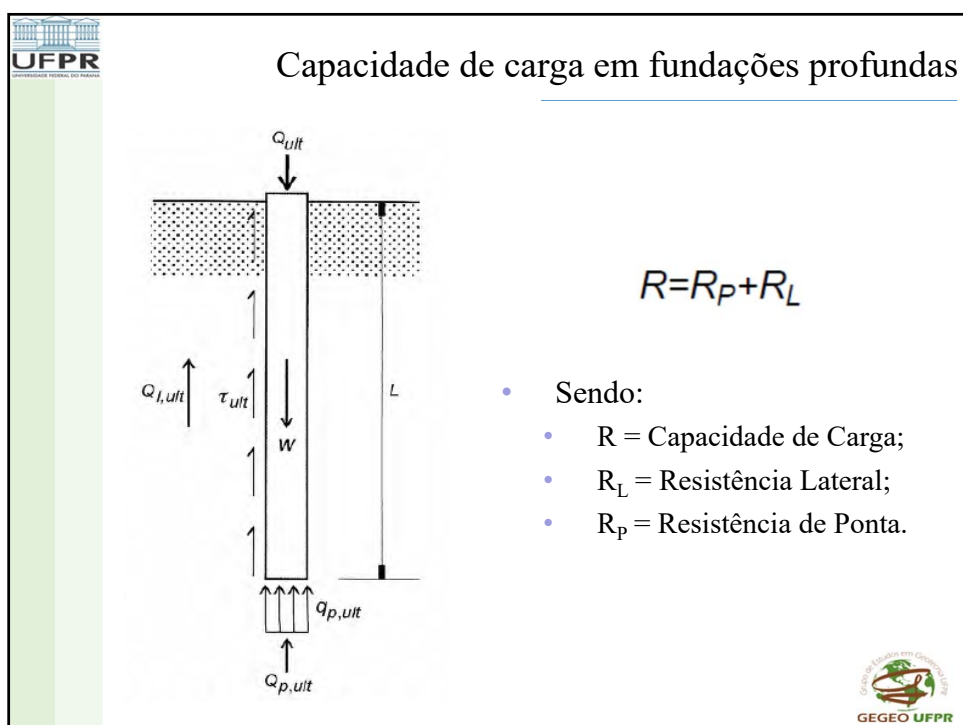
- Catálogos de fornecedores de fundações: cargas referem-se a Q_k .



18



19



20



Capacidade de carga em fundações profundas

- Métodos estáticos:
 - Capacidade de carga é estimada considerando a mobilização de toda a resistência ao cisalhamento estática do solo.
- Métodos dinâmicos:
 - Estimativa da capacidade de carga de uma estaca é feita com base na observação da sua resposta à cravação, ou ainda, em que uma dada resposta à cravação é especificada para controle da cravação.



21



Métodos estáticos

- Racionais ou Teóricos:
 - Utilizam soluções teóricas de capacidade de carga e parâmetros do solo.
- Semiempíricos:
 - Baseiam-se em ensaios in situ de penetração: CPT, SPT, ...
- Empíricos:
 - Capacidade de carga é estimada apenas com base na classificação das camadas atravessadas, servem para se obter uma estimativa grosseira.



22



Métodos dinâmicos

- Fórmulas Dinâmicas:
 - Utilizam leis da Física que governam o comportamento de corpos que se chocam.
- Equação da Onda
 - Estudam a estaca como uma barra ao longo da qual se propaga uma onda de tensão (ou força) gerada pelo golpe do martelo, sujeita a atenuação, pela presença do solo que envolve a estaca.



23



Método Aoki-Velloso (1975)

- Método Semi Empírico;
- Foi desenvolvido por correlações entre resultados de ensaios de penetração estática (CPT) e dinâmica (SPT);
- A teoria é fundamentada no ensaio de penetração estática, entretanto pode-se usar resultados do ensaio SPT.



24

UFPR
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

Método Aoki-Velloso (1975)

$$R_L = U \cdot \sum r_L \cdot \Delta_L \quad r_L = \frac{f_s}{F_2} \quad R_P = r_P \cdot A_P \quad r_P = \frac{q_c}{F_1}$$

- Sendo:
 - U - Perímetro do fuste;
 - r_L - Tensão cisalhante por atrito lateral;
 - Δ_L - Segmento da estaca;
 - r_P - Tensão normal na ponta da estaca;
 - A_P - Área da ponta.
- F1 e F2 são fatores que levam em conta a diferença de comportamento entre a estaca e o cone do CPT e a influência do método executivo de cada tipo de estaca. Esses fatores foram originalmente estabelecidos para estacas cravadas e Franki, posteriormente escavadas.

GEGEO UFPR

25

UFPR
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

Método Aoki-Velloso (1975)

Tipo de Estaca	Aoki & Velloso	
	F1	F2
Franki de fuste apilado	2,5	5,0
Franki de fuste fibrado		
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto cravada a percussão	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto cravada por prensagem		
Escavada com lama bentonítica	3,5	7,0
Strauss		
Raiz	-	-
Hélice contínua	-	-

Velloso, Aoki e Salamoni (1978) *apud* Schnaid e Odebrecht, 2012.

Aoki (1985) - $F1 = 1 + D/0,80$ (D em metros), estacas pré-fabricadas.

GEGEO UFPR

26

UFPR
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

Método Aoki-Velloso (1975)

- Como no Brasil o ensaio CPT não é tão empregado quanto o SPT, é possível fazer correlações com número de golpes obtido pelo ensaio SPT (N_{SPT}) através dos coeficientes que variam de acordo com o tipo de solo - “ α ” e “ k ”.
- N_P e N_L são, respectivamente, o índice de resistência à penetração médio na cota de apoio da estaca e o índice de resistência à penetração médio na camada de solo de espessura Δ_L .

$$R_L = U \cdot \sum \frac{\alpha \cdot k \cdot N_L}{F_2} \quad R_P = A_P \cdot \frac{k \cdot N_P}{F_1}$$



27

UFPR
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

Método Aoki-Velloso (1975)

Tipo de solo	Aoki & Velloso	
	K (MPa)	α (%)
Areia	1,0	1,4
Areia Siltosa	0,8	2,0
Areia Silto-argilosa	0,7	2,4
Areia Argilosa	0,6	3,0
Areia Argilo-siltosa	0,5	2,8
Silte	0,4	3,0
Silte arenoso	0,6	2,2
Silte Areno-argiloso	0,5	2,8
Silte argiloso	0,2	3,4
Silte Argilo-arenoso	0,3	3,0
Argila	0,2	6,0
Argila Arenosa	0,4	2,4
Argila Areno-siltosa	0,3	2,8
Argila Siltosa	0,2	4,0
Argila Silto-arenosa	0,3	3,0

Aoki e Velloso, 1975.



28



Método Aoki-Velloso (1975)

- Com base nos ensaios SPT:

$$R = A_p \frac{k N_1}{F_1} + \frac{U}{F_2} \sum_{C_p}^{C_t} (l \alpha k N_2)$$

- Sendo:

- A_p - Área da ponta ou base da estaca;
- U - Perímetro da seção transversal da estaca;
- C_t - Cota de arrasamento = topo da estaca;
- C_p - Cota da ponta;
- l - Espessura da camada correspondente a N_2 ;
- K - Coef. de correlação entre o SPT e o ensaio de cone;
- α - Correlação entre a resist. de ponta q_c do ensaio de cone e o atrito lateral;
- N_1 - Valor do N_{SPT} na cota da ponta da estaca;
- N_2 - N_{SPT} médio da camada de solo;



29



Método Décourt & Quaresma (1978)

- Método Semi Empírico;
- Baseado exclusivamente em resultados do SPT;
- Elaborado inicialmente para estacas pré-moldadas (cravadas), sendo posteriormente estendido para outros tipos de estacas.

$$R_L = r_L \cdot U \cdot L$$

$$R_p = r_p \cdot A_p$$

- Sendo:

- U - perímetro do fuste;
- r_L - Tensão cisalhante por atrito lateral;
- L - Comprimento da estaca;
- r_p - Tensão normal na ponta da estaca;
- A_p - Área da ponta;



30

Método Décourt & Quaresma (1978)

- Para permitir a aplicação do método a outros tipos de estaca, são introduzidos fatores de ponderação:
 - resistência de ponta α ;
 - atrito lateral β .

$$R_L = U.L.\beta.10.\left(\frac{N_L}{3} + 1\right)$$

$$R_P = \alpha.K.N_p.A_p$$

Tipo de solo	K (KN/m²)
Argilas	120
Siltos argilosos (solos residuais)	200
Siltos arenosos (solos residuais)	250
Areias	400

Décourt e Quaresma, 1978.



31

Método Décourt & Quaresma (1978)

- Sendo:
 - β - Fator de correção da resistência de atrito lateral em função do tipo de estaca e solo;
 - N_L - Valor médio do N_{SPT} ao longo do fuste;
 - α - Fator de correção da resistência de ponta em função do tipo de estaca e solo;
 - K - Coeficiente característico do solo que relaciona a resistência de ponta com o valor de N_p ;
 - N_p - Valor médio do índice de resistência à penetração (N_{SPT}) na ponta, obtido a partir da média do N_{SPT} ao nível da ponta e dos níveis (metros) imediatamente superior e inferior.



32

Método Décourt & Quaresma (1978)

- Valores de α :

Solo/ Estaca	Cravada	Esc. (em geral)	Esc. (com bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	1,00	0,85	0,85	0,30	0,85	1,00
Solos Residuais	1,00	0,60	0,60	0,30	0,60	1,00
Areias	1,00	0,50	0,50	0,30	0,50	1,00

Fonte: Decourt, Albiero e Cintra, 1998.

- Valores de β :

Solo/ Estaca	Cravada	Esc. (em geral)	Esc. (com bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	1,00	0,85	0,90	1,00	1,50	3,00
Solos Residuais	1,00	0,65	0,75	1,00	1,50	3,00
Areias	1,00	0,50	0,60	1,00	1,50	3,00

Fonte: Decourt, Albiero e Cintra, 1998.

 GEGEO UFPR

33

Método Décourt & Quaresma (1978)

- Limitações:
 - Estacas de deslocamento e escavadas com bentonita - os valores de N_{SPT} menores que 3, devem ser considerados igual a 3 e os valores maiores que 50, devem ser considerados igual a 50;
 - Estacas Strauss e tubulões a céu aberto – os valores de N_{SPT} maiores que 15, devem ser considerados igual a 15 e para valores menores que 3, devem ser considerados igual a 3.

 GEGEO UFPR

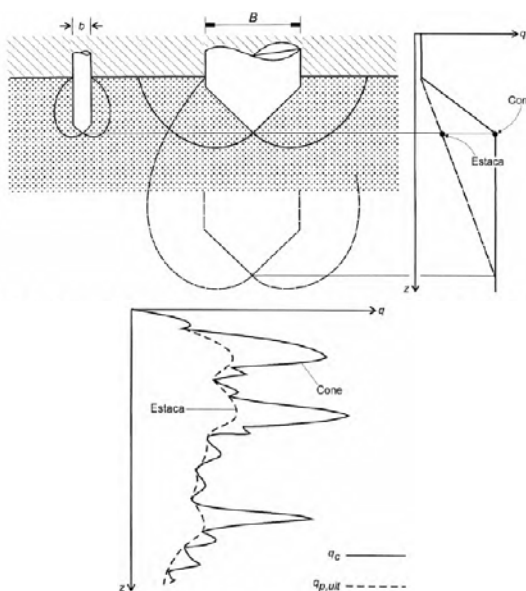
34

Método de De Beer

- O método consiste na interpretação do perfil do ensaio do cone (CPT), de forma a abrandar picos de resistência de ponta medidos no ensaio que não corresponderão à resistência de ponta da estaca, pelas diferenças de dimensões entre cone e estaca;
- No entanto, o cone com dimensão menor precisa de uma penetração menor numa dada camada para desenvolver toda a resistência de ponta que a camada pode oferecer em comparação com a estaca que precisaria de uma penetração maior.

35

Método de De Beer



36

Método UFRGS (2009)

- Utiliza os princípios básicos de conservação de energia para calcular a força dinâmica de reação do solo à cravação do amostrador SPT a partir do número de golpes N_{SPT} .

$$R_L = \alpha \cdot \left(\frac{0,2 \cdot U}{a_l} \right) \cdot \sum F_d \cdot \Delta_L \quad R_p = \beta \cdot 0,7 \cdot F_d \cdot \frac{A_p}{a_p}$$
- Sendo:
 - α - Coeficiente de ajuste aplicado para resistência lateral;
 - A_p - Área da seção transversal da ponta;
 - A_l - Área lateral total do amostrador (área lateral externa mais interna = 810,5cm²);
 - β - Coeficiente de ajuste aplicado para resistência de ponta;
 - Δ_L - Espessura de cada camada de solo considerado;
 - a_p - Área da ponta do amostrador SPT (20,4cm²);
 - U - Perímetro da seção transversal do fuste;
 - F_d - Variação da energia potencial.



37

Método UFRGS (2009)

- A variação de Energia Potencial é dada por:

$$F_d = \frac{\eta_3 \cdot [\eta_1 \cdot (0,75 + \Delta_p) \cdot M_m \cdot g + \eta_2 \cdot \Delta_p \cdot M_h \cdot g]}{\Delta_p}$$
- Sendo:
 - $\eta_{1, 2 \text{ e } 3}$ - Eficiência do golpe (0,761), haste (1,0) e do sistema (1-0,0042.L, em que L representa o comprimento de hastes do topo da composição ao amostrador) respectivamente;
 - M_m - Massa do martelo (65 kg);
 - M_h - Massa da haste (3,23kg);
 - g - Aceleração da gravidade;
 - Δ_p - Penetração do golpe (30 cm/ N_{SPT}).



38



Método UFRGS (2009)

- Os coeficientes α e β foram obtidos por correlações entre valores previstos pelo método e valores medidos em 272 provas de carga a compressão.

Tipo de Estaca	α	β
Cravada pré-moldada	1,5	1,1
Metálica	1,0	1,0
Hélice contínua	1,0	0,6
Escavada	0,7	0,5

Lobo (2009) apud Brochero, 2014.

- Os coeficientes η_1 , η_2 e η_3 devem ser obtidos por calibração do ensaio de SPT através de células de carga e acelerômetros.



39



Método UFRGS (2009)

- Vantagens:
 - O uso de diferentes equipamentos e procedimentos, resultantes de fatores locais e do grau de desenvolvimento tecnológico regional, não interfere no método de previsão proposto, desde que a eficiência de cada sistema SPT seja devidamente aferida, o que implica a correta determinação do valor F_d .
 - A energia transmitida pelo sistema martelo-haste-amostrador é função do tipo de solo e, portanto, o método captura influência do solo na previsão da capacidade de carga da estaca. Logo, não há necessidade de introduzir coeficientes empíricos que dependam do tipo do solo, ao contrário das outras metodologias baseadas no ensaio SPT.

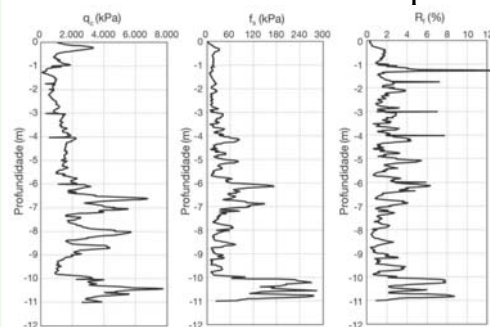


40



Métodos semi-empíricos baseados no CPT ou CPTu

- Existem vários métodos de correlação da capacidade de carga com o CPT e no Brasil um dos mais conhecidos é o Aoki-Veloso. Entretanto, segundo Schnaid e Odebrecht (2012), os dois métodos mais utilizados internacionalmente são o LCPC e método Europeu de projeto.



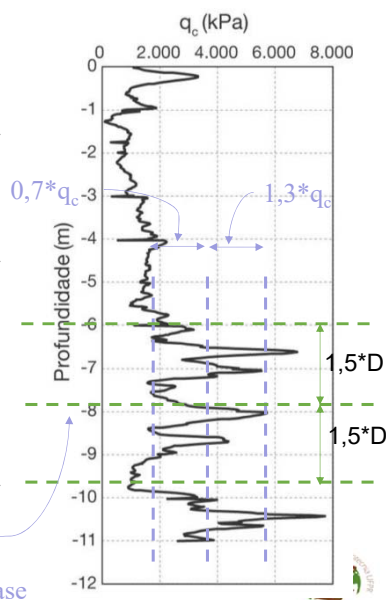
41



Método de Bustamante e Gianeselli (1982) LCPC

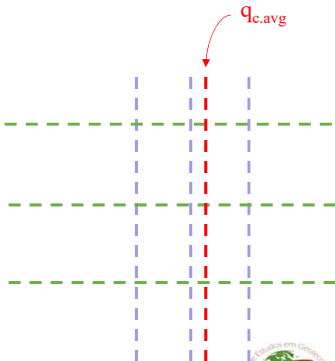
- A tensão de ponta é calculada considerando-se uma média trabalhada das resistências de ponta q_c num intervalo de 1,5 diâmetros da estaca para cima e para baixo da posição da base.
- Calcula-se a média no intervalo e exclui-se os valores de 1,3 vezes a média e 0,7 vezes a média.

Posição da base



42

- Calcula-se uma nova média $q_{c,avg}$.
- Com $q_{c,avg}$ se obtém q_p pela equação:

$$q_p = k_c \cdot q_{c,avg}$$


43

Natureza do solo	Fatores k_c		
	q_c (MPa)	Grupo I	Grupo II
Argilas moles e turfas	< 1	0,4	0,5
Argilas moderadamente compactas	1 a 5	0,35	0,45
Silt e areias fofas	≤ 5	0,4	0,5
GRUPO I - Estacas escavadas			
Argilas rijas compactas e silt compacto	> 5	0,45	0,55
Areias medianamente compactas e pedregulhos	5 a 12	0,4	0,5
Areias compactas e pedregulhos	> 12	0,3	0,4

44



Método de Bustamante e Ganeselli (1982) LCPC

- A tensão cisalhante por atrito lateral é dada por:

$$q_s = \frac{q_{c,z}}{\alpha}$$

- Sendo:
 - $q_{c,z}$ - Resistência de ponta do ensaio de cone médio ao longo da profundidade z ;
 - α - Coeficiente de atrito obtido pela tabela seguinte.



45



Método de Bustamante e Ganeselli (1982) LCPC

TAB. 3.14 Coeficientes de atrito α

Natureza do solo	q_c (MPa)	Categoria									
		Coeficiente α				Limite máximo de f_p (MPa)					
		I		II		I		II		III	
		A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
Argilas moles e turfas	< 1	30	90	90	30	0,015	0,015	0,015	0,015	0,035	
Argilas moderadamente compactas	1 a 5	40	80	40	80	0,035 (0,08)	0,035 (0,08)	0,035 (0,08)	0,035	0,08	$\geq 0,12$
Silte e areias fofas	≤ 5	60	150	60	120	0,035	0,035	0,035	0,035	0,08	—
Argilas rijas compactas e silte compacto	> 5	60	120	60	120	0,035 (0,08)	0,035 (0,08)	0,035 (0,08)	0,035	0,08	$\geq 0,20$
Areias medianamente compactas e pedregulhos	5 a 12	100	200	100	200	0,08 (0,12)	0,035 (0,12)	0,08 (0,12)	0,08	0,12	$\geq 0,20$
Areias compactas e pedregulhos	> 12	150	300	150	200	0,12 (0,15)	0,08 (0,15)	0,12 (0,15)	0,12	0,15	$\geq 0,20$

GRUPO IA - Estacas escavadas, microestacas (baixa pressão), piers, barretes

GRUPO IB - Estacas escavadas com revestimento, estacas cravadas *in situ*

GRUPO IIA - Estacas cravadas pré-moldadas

GRUPO IIB - Estacas metálicas

GRUPO IIIA - Estacas cravadas injetadas

GRUPO IIIB - Estacas injetadas com altas pressões

Fonte: Bustamante e Ganeselli (1982).



46



Método de De Ruiter; Beringen (1979) Método Europeu de Projeto

- Este método é recomendado pelo Eurocode 7 (1997) e considera correlações diferentes para argilas e areias conforme tabela abaixo:

TAB. 3.15 Método Europeu de Projeto

Capacidade de carga	Areias	Argilas
Atrito lateral unitário f_p	$f = \min \begin{cases} f_s \\ q_c / 300 \text{ (compressão)} \\ q_c / 400 \text{ (tração)} \\ 120 \text{ kPa} \end{cases}$	$f = \alpha S_u$ onde $\alpha = 1$ para argila NA; $\alpha = 0,5$ para argila PA
Capacidade de carga unitária q_p	$q_p = \frac{\text{Mínimo} \{ q_{c1} + q_{c2} \}}{2}$	$q_p = N_c S_u$ onde $N_c = 9$

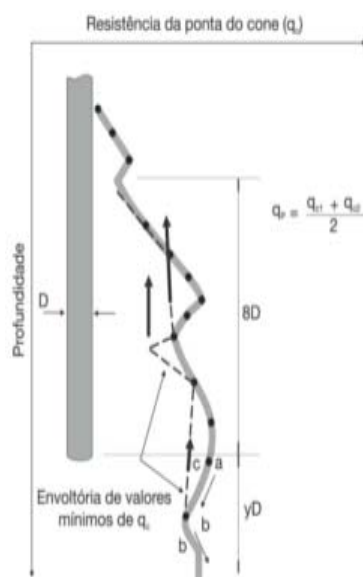


47



Método de De Ruiter; Beringen, 1979 Método Europeu de Projeto

- Areias:
 - q_{c1} é a média dos valores compreendidos no intervalo yD abaixo da cota da base, onde D é o diâmetro da estaca e y varia de 0,7 a 4. Adota-se o menor q_{c1} .
 - q_{c2} é a média dos valores de q_c da envoltória mínima no intervalo de $8d$ acima da cota da base.



GEGEO UFPR

48



Métodos semi-empíricos baseados no PMT

- No ensaio de campo PMT são obtidos os parâmetros de resistência como ϕ e S_u , além do estado de tensões. As correlações para determinação da capacidade de carga são estatísticas.
- Bustamante et al. (2009) apresentam uma atualização do seu método direto de projeto através do PMT.

$$Q = A \cdot k_p \cdot [(P_{lm} - P_0)e] + P \cdot \Sigma(q_{si} \cdot z_i)$$

- Onde:
 - $[(P_{lm} - P_0) \cdot e]$ - Pressão limite líquida do pressiômetro na ponta;
 - A - Área da ponta;
 - k_p - Fator de capacidade de carga na ponta;
 - P - Perímetro da estaca;
 - Z - Espessura da camada de solo.



49



Métodos semi-empíricos baseados no PMT

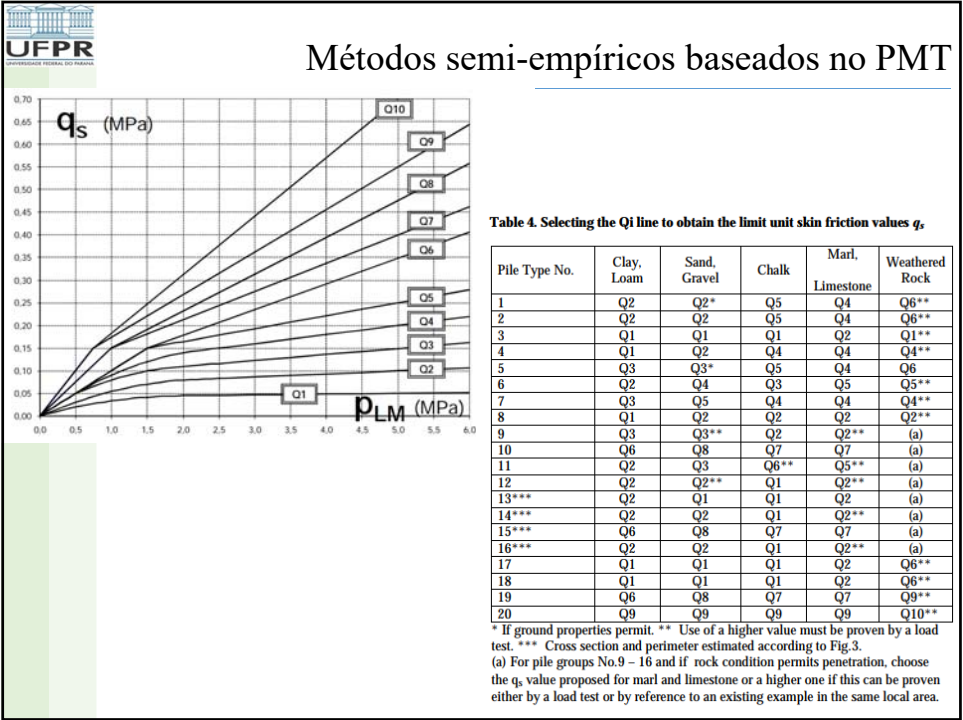
Table 3. Values for the Tip Bearing Factor k_p

Group Code	Clay & Silt	Sand, Gravel	Chalk	Marl and Limestone	Weathered Rock
1	1.25	1.2	1.6	1.6 *	1.6
2	1.3	1.65	2.0	2.0	2.0
3	1.7	3.9	2.6	2.3	2.3
4	1.4	3.1	2.4	2.4 *	2.4 *
5	1.1	2.0	1.1	1.1 *	1.1 *
6	1.4	3.1	2.4	1.4 *	1.4 *
7	1.1	1.1	1.1	1.1 *	1.1 *
8	1.4	1.6	1.8	1.8	1.5*

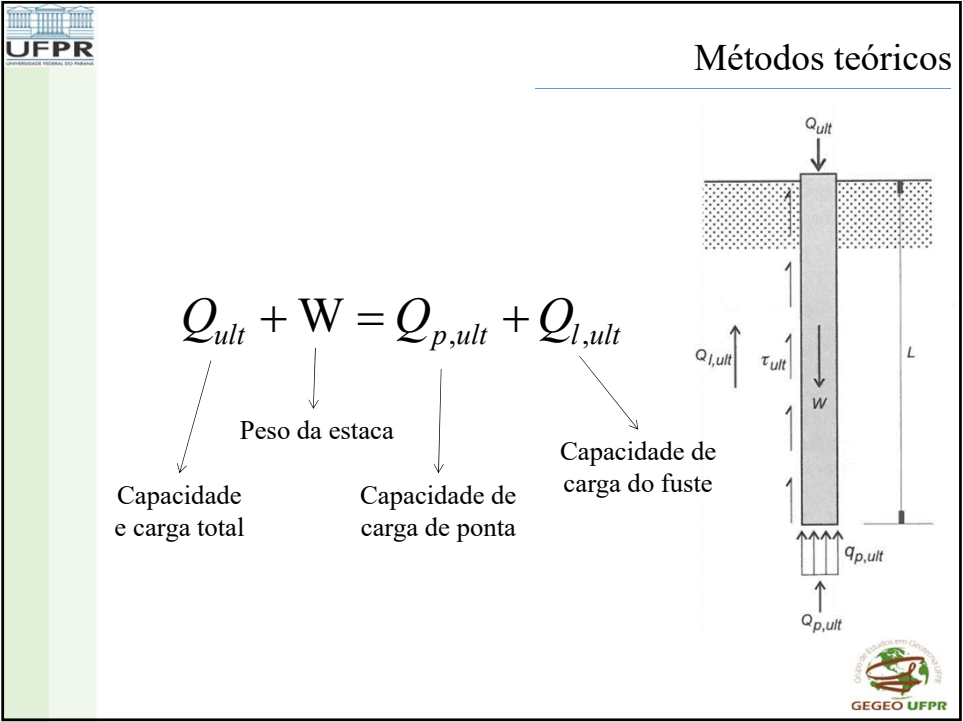
* A higher k_p value can be used but must be proven by a load test



50



51



52

UFPR

Métodos teóricos

$Q_{ult} = A_b \cdot q_{p,ult} + U \cdot \sum \tau_{l,ult} \cdot \Delta l$

Área de ponta → A_b
 Resistência de ponta unitária → $q_{p,ult}$
 Perímetro → U
 Resistência lateral unitária → $\tau_{l,ult}$
 Trecho do comprimento da estaca ao qual $\tau_{l,ult}$ se aplica → Δl

GEGEO UFPR

53

UFPR

Métodos teóricos

- Resistência de Ponta:

Fig. 12.2 – Figuras de ruptura das diversas soluções teóricas (Vesic, 1965)

(a) Terzaghi (b) Meyerhof (c) Berezabtzhev (d) Vésic

GEGEO UFPR

54



Métodos Teóricos – Solução de Terzaghi

**Tab. 12.1 – Fatores de capacidade de carga
(Bowles, 1968)**

φ (°)	N_c	N_q	N_γ	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5,7	1,0	0,0	5,7	1,0	0,0
5	7,3	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
10	9,6	2,7	1,2	8,0	1,9	0,5
15	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20	17,7	7,4	5,0	11,8	3,9	1,7
25	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30	37,2	22,5	19,7	19,0	8,3	5,7
35	57,8	41,4	42,4	25,2	12,6	10,1
40	95,7	81,3	100,4	34,9	20,5	18,8
45	172,3	173,3	297,5	51,2	35,1	37,7



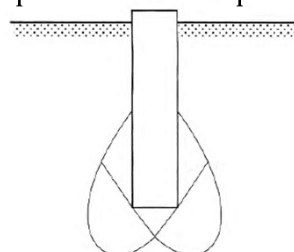
57



Métodos Teóricos – Solução de Meyerhof

- A teoria de Meyerhof apresenta uma diferença sobre a teoria de Terzaghi: na teoria de Terzaghi, o solo situado acima do nível da base da fundação é substituído por uma sobrecarga γH de modo que as linhas de ruptura são interrompidas no plano do nível da ponta da estaca. Já Meyerhof considerou linhas de ruptura acima daquele plano.

$$q_{p,uli} = c N_c + K_s \gamma L N_q + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma$$



K_s = coeficiente de empuxo do solo contra o fuste na zona de ruptura próxima à ponta;
 N_c , N_q e N_γ = fatores de capacidade de carga, que dependem de φ e da relação L/B .



58



Métodos Teóricos – Solução de Meyerhof

- Quando a relação L/B é elevada, é comum desconsiderar a última parcela da equação e escrever:

$$q_{p,ult} = c N_c + K_s \gamma L N_q$$

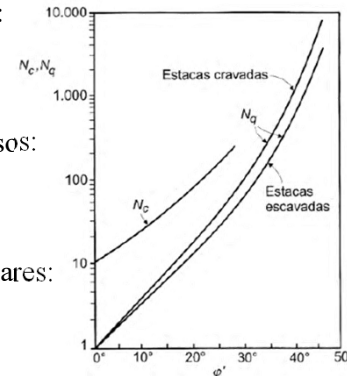
- Capacidade de carga em solos argilosos:

$$q_{p,ult} = 9,5 S_u + \gamma L$$

- Capacidade de carga em solos granulares:

$$q_{p,ult} = K_s \gamma L N_q$$

- Capacidade de carga em solo estratificado: a resistência por atrito lateral é a soma das resistências laterais em cada uma das camadas atravessadas. A resistência de ponta é determinada pela camada em que se localiza a ponta da estaca.



59



Métodos Teóricos – Solução de Vésic

- A solução de Vésic leva em consideração a rigidez do material e tem como base a teoria da expansão de cavidade em um meio elastoplástico.
- Vésic designa a resistência de ponta em função da tensão normal média (σ_o) no nível da ponta da estaca e que N_σ pode ser calculado por qualquer método que considere a deformabilidade do solo antes da ruptura.

$$q_{p,ult} = c N_c + \sigma_o N_\sigma$$

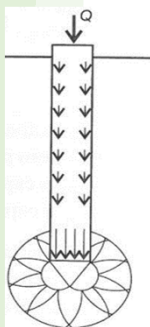
onde: $\sigma_o = \frac{1 + 2K_o}{3} \sigma'_v$;

K_o = coeficiente de empuxo ao repouso;

σ'_v = tensão vertical efetiva no nível da ponta da estaca;

N_c, N_σ = fatores de capacidade de carga, calculados em função do ângulo de atrito interno e da rigidez do solo.

c = coesão do solo

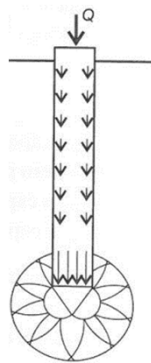


60



Métodos Teóricos – Solução de Vésic

- O fator de capacidade de carga N_σ pode ser determinado, aproximadamente, ao se igualar a tensão normal média ao longo do anel BD à pressão última necessária para expandir a cavidade esférica de uma massa infinita de solo.



$$N_\sigma = \frac{3}{3 - \sin \varphi} e^{(\frac{\pi}{2} - \varphi) \operatorname{tg} \varphi} \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) I_{rr}^{\frac{4 \sin \varphi}{3(1 + \sin \varphi)}}$$

$$I_r = \frac{E}{2(1 + \nu)(c + \sigma' \operatorname{tg} \varphi)} = \frac{G}{c + \sigma' \operatorname{tg} \varphi}$$

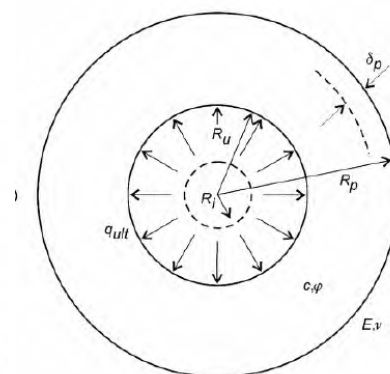
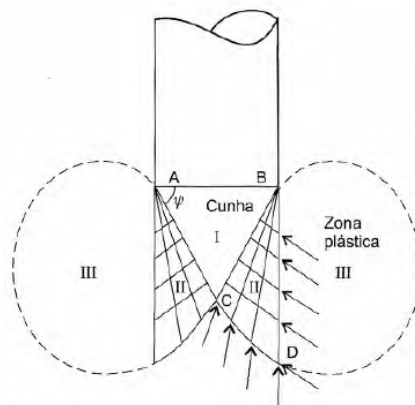
$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta}$$



61



Métodos Teóricos – Solução de Vésic



62

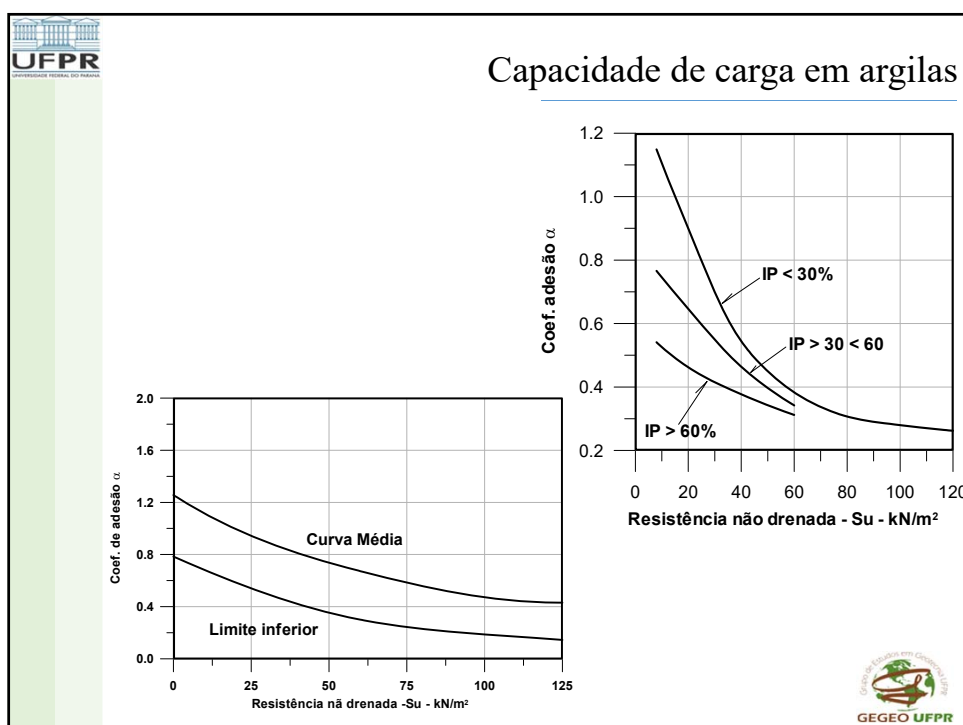
Capacidade de carga em argilas

- Método teórico:

$$R_{rup} = A_b(N_c S_u + \gamma D) + A_\ell(S_u \alpha)$$
- Sendo:
 - R_{rup} - Capacidade de carga última;
 - A_b - Área da ponta da estaca;
 - A_ℓ - Área lateral;
 - S_u - Resistência não drenada das argilas;
 - N_c - Coeficiente de capacidade de carga = **9,5**;
 - D - Profundidade da ponta;
 - α - Coeficiente de adesão;
 - γ - Peso específico do solo.



63



64



Capacidade de carga em Areias

- Resistência de ponta:

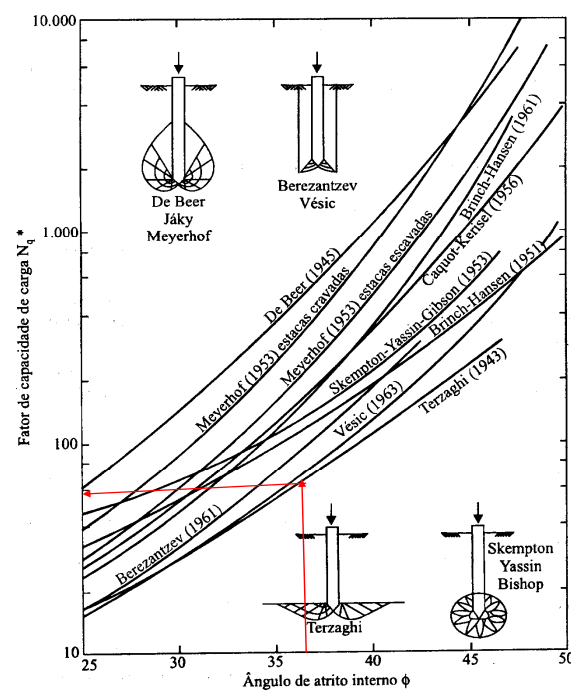
$$\sigma_{rup} = cN_c^* + p N_q^*$$

- Sendo:

- p - Tensão efetiva na ponta da estaca;
- c - Coesão (normalmente desconsiderada);
- N_q - Fator de capacidade de carga (gráfico);
- $N_c^* = (N_q^* - 1) \cot \phi$



65



66

Capacidade de carga em Areias

- Resistência de atrito lateral:

$$t_{l,ult} = \sigma'_v K_s \tan \delta$$
- Onde:
 - σ'_v = tensão vertical efetiva;
 - K_s = coeficiente de empuxo de serviço;
 - δ = ângulo de atrito solo-estaca:
 - Valores de δ segundo Aas (1966)
 - Estaca de aço $\delta = 20^\circ$
 - Estaca de concreto $\delta = 3/4\phi$
 - Estaca de madeira $\delta = 2/4\phi$

Função:

- Do estado de tensões iniciais no solo;
- Do método de execução da estaca;
- Do seu comprimento e forma.

Função:

- Ângulo de atrito do solo e do seu diâmetro equivalente;
- Da rugosidade da estaca, seu material e tipo de estaca.




67

Capacidade de carga em Areias

- Em **estacas escavadas**, K_s é igual ou menor que o coeficiente de empuxo no repouso (K_0). Numa execução ideal de estaca escavada, em que o processo é rápido e o solo não sofre grande desconfinamento, o K_s permanece próximo do coeficiente de empuxo no repouso; caso contrário, ficará abaixo.

$$K_0 = \text{coeficiente de empuxo} = 1 - \sin(\phi)$$
- Em **estacas cravadas com pequeno deslocamento**, tais como as estacas metálicas em perfis H ou tubulares que não embucham, K_s é um pouco maior do que o K_0 , raramente excedendo a 1.
- Para estacas cravadas curtas e de grande deslocamento em areia**, K_s pode assumir valores maiores do que a unidade.




68



Capacidade de carga em Areias

- Conforme Velloso & Lopes (2010) e Loukidis & Salgado (2008), em **estacas cravadas em areia fofa**, K_s é aproximadamente o valor do coeficiente de empuxo no repouso (K_0) e em **areia densa**, podendo ser maior que 1,0; para baixas tensões confinantes, mesmo se a areia for normalmente adensada.
- A norma API-RP-2A (2005) sugere valores de K_s de 0,8 a 1,0 **para estacas cravadas de ponta aberta e fechada**, respectivamente em areias.
- Conforme Velloso & Lopes (2010), Broms (1966) sugere valores de K_s entre 0,5 a 1,0 para **areias fofas e compactas em estacas de aço cravadas, respectivamente**.
- Salgado (2008) e Basu *et al.* (2011) apresentam valores mínimos para K_s de 0,2 a 0,4 em **estacas cravadas**, as quais sofreram considerável fadiga do atrito lateral causadas por grandes números de ciclos de carregamento e/ou vibração em areia fofa.



69



Capacidade de carga em Areias

- Segundo Salgado (2008) os valores de K_0 são da ordem de 0,4 para areia normalmente adensada e 1,0 para areia sobre adensada.
- Conforme Salgado *et al.* (1998), em areia normalmente adensada, podem ser encontrados valores de K_0 inferiores a 0,4 (areia densa) e superiores a 0,45 (areia muito fofa). Os autores consideram K_0 igual a 0,45 para as densidades relativas de 30%, 50%, 70% e 90%.
- Bellotti *et al.* (1997) apresentaram valores de K_0 de 0,35 (densidade relativa de 80%) e 0,52 (densidade relativa de 35%) para areia normalmente adensada, através de ensaios de amostras em câmara de calibração, ensaios de dilatômetro e testes de cisalhamento monotônico.
- Yamashita *et al.* (2000) apresentaram, para areia normalmente adensada, valores de K_0 de 0,46 para densidade relativa de 50% e 0,34 para densidade relativa de 87%, através de ensaios de compressão triaxial drenado.



70