

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO

Jonas Antunes de Souza

**O TESTE DO PUXÃO:  
Uma Prova de Carga à Tração Offshore**

Macaé

2019

Jonas Antunes de Souza

O TESTE DO PUXÃO:  
Uma Prova de Carga a Tração Offshore

Trabalho de conclusão de curso submetida à  
Universidade Federal do Rio de Janeiro –  
Campus Macaé como parte dos requisitos  
necessários para a obtenção do título de  
bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Professora Graziella Maria Faquim Jannuzzi

Orientador: Professor Fernando Artur Brasil Danziger

Macaé

Agosto 2019

Nome: SOUZA, Jonas Antunes de.

**O TESTE DO PUXÃO: Uma Prova de Carga à Tração Offshore**

Trabalho de conclusão de curso submetida à Universidade Federal do Rio de Janeiro – Campus Macaé como parte dos requisitos necessários para a obtenção do de bacharel em Engenharia Civil.

**Macaé, 22 de agosto de 2019**

---

Professora Graziella Maria Faquim Jannuzzi  
Professora Orientadora  
Universidade Federal do Rio de Janeiro

---

Professor Fernando Artur Brasil Danziger  
Professor Orientador  
Universidade Federal do Rio de Janeiro

---

Professor Conrado Vidotte Plaza  
Professor  
Universidade Federal do Rio de Janeiro

---

Professora Raquel Jahara Lobosco  
Professora  
Universidade Federal do Rio de Janeiro

MACAÉ – RIO DE JANEIRO, BRASIL

AGOSTO DE 2019

Souza, Jonas Antunes de  
O Teste do Puxão: Uma Prova de Carga à Tração Offshore /  
Jonas Souza. – Macaé: UFRJ/ Campus Macaé, 2019.

Orientadora: Professora Graziella Maria Faquim Jannuzzi  
Orientador: Professor Fernando Artur Brasil Danziger

Projeto de Graduação – UFRJ/ Campus Macaé/Curso de  
Engenharia Civil, 2019. Referências Bibliográficas: p. 98 - 106.

1. Ensaio de Tração. 2. Poço de Petróleo 3. Solo Mole. 4.  
Capacidade de Carga.

I. Jannuzzi, G. M. F. & Danziger, F. A. B. II. Universidade  
Federal do Rio de Janeiro, Campus Macaé, Curso de Engenharia Civil.  
III. Título.

Dedico este trabalho aos meus primeiros orientadores: Mãe, Neuza Antunes de Souza, e Pai, Eliézio Antônio Moreira de Souza. Gratidão. Amo vocês.

## RESUMO

SOUZA, Jonas Antunes de. O Teste do Puxão: Uma Prova de Carga à Tração Offshore. 2019. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Macaé, 2019.

RESUMO: A parte superior de poços de petróleo é constituída por tubos de 75 ou 90 cm de diâmetro, denominados condutores, cujo comprimento varia de 40 a 80 m. Em grande parte das instalações offshore, o condutor é instalado em argilas muito moles, com resistência crescente com a profundidade. Naturalmente, a estabilidade do solo no qual os condutores são instalados é fundamental para a integridade dos poços de petróleo. Embora o condutor seja projetado com base nas cargas previstas e parâmetros geotécnicos, a sua capacidade de carga é verificada através de um ensaio de tração, denominado teste do puxão. Este trabalho tem como objetivos: (1) apresentar uma revisão bibliográfica da realização e interpretação deste teste, enfatizando a necessidade de aplicação de conceitos de geotecnia de fundações a esse importante problema de engenharia de petróleo e (2) apresentar uma discussão, ainda não consensual no meio geotécnico, sobre as principais variáveis que podem afetar o planejamento dos ensaios a serem realizados em um condutor protótipo modelo, no Campo Experimental de Sarapuí II. Tais variáveis são: (i) Ganho de resistência com o tempo (*Set-up*); (ii) Tixotropia; (iii) Dissipação da poro-pressão; (iv) Pré-cisalhamento; (v) Vazão; (vi) *Bit stick-out* e (vii) Reciprocção.

**Palavras-chave:** Ensaio de Tração, Poço de Petróleo, Solo Mole, Capacidade de carga.

## ABSTRACT

SOUZA, Jonas Antunes de. O Teste do Puxão: Uma Prova de Carga à Tração Offshore. 2019. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Macaé, 2018.

Abstract of Undergraduate Project presented to UFRJ Macaé as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Engineer.

**ABSTRACT:** The upper part of oil wells is constituted by 30” or 36” (75 or 90 cm) in diameter pipes, named conductors, with length generally varying from 40 m to 80 m. In most cases the conductor is installed in very soft clays, with strength increasing with depth. The stability of the conductors is crucial for the oil well integrity. Although the conductor design is based on the working loads and geotechnical parameters, its capacity is always verified from a tension test, named Pullout Test. The present paper aims at: (1) present a review of the execution and interpretation of the Pullout Test, emphasizing the need of using a geotechnical framework to this important problem of the oil industry. Laboratory and in situ tests to be used in the analysis are presented and discussed and (2) present a discussion, not yet consensual in the geotechnical environment, about the main variables that may affect the planning of the tests to be performed in a prototype model conductor, in the Sarapuí II Experimental Field. Such variables are: (i) Resistance gain over time (set-up); (ii) Thixotropy; (iii) pore pressure dissipation; (iv) pre-shear; (v) flow rate; (vi) Bit stick-out and (vii) Reciprocation.

**Keywords:** Uplift test; Oil well; Soft clay; Pile capacity.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Esquema de poço de petróleo. ....	14
Figura 2 - Processo original de jateamento. ....	18
Figura 3 - Processo atual de jateamento. ....	19
Figura 4 - Propriedades índices da argila do Campo Experimental de Sarapuí II.....	20
Figura 5 - Modelo típico empregado no Método Tronco de Cone.....	24
Figura 6 - Modelo típico empregado no Método do Cilindro de Atrito.....	27
Figura 7 - Diagrama de tensões verticais junto ao fuste da estaca .....	29
Figura 8 - Fatores de adesão ( $ca/Su$ ) para estacas cravadas em argila em função da resistência não-drenada ( $Su$ ). ....	31
Figura 9 - Curvas de fatores de adesão ( $ca/Su$ ) para estacas cravadas em solos argilosos em função da resistência não-drenada ( $Su$ ): (a) 2 camadas de materiais diferentes: areia e argila; (b) duas camadas de argilas de diferentes resistências; (c) uma camada de argila. ....	32
Figura 10 - Aspecto da Superfície de Ruptura observada ( $Rf = R0$ ). ....	34
Figura 11 - Esquema geométrico da fundação. ....	35
Figura 12 - Fatores $F1$ , $F2$ e $F3$ em função do ângulo de atrito em graus do solo ( $\phi$ ). ....	36
Figura 13 - Coeficientes de resistência a tração para solos com coesão e atrito ( $F1$ , $F2$ e $F3$ ) em função do coeficiente padrão ( $\lambda$ ). ....	36
Figura 14 - Coeficientes de resistência a tração para solos sem coesão ( $F1$ e $F3$ ) em função do ângulo de atrito em graus do solo ( $\phi$ ). ....	37
Figura 15 - Distribuição das tensões devidas ao atrito. ....	38
Figura 16 - Superfície de ruptura para estacas em solos homogêneos. ....	38
Figura 17 - Ábaco do coeficiente de empuxo ( $f/H$ ) em meio coesivo em função do Ângulo de abertura da superfície de ruptura ( $\lambda$ ). ....	41
Figura 18 - Forma de ruptura usada para o Cálculo de Capacidade de Carga à Tração de Fundações Corridas, Rasas e Profundas. ....	43
Figura 19 - Coeficiente de empuxo teórico do solo ( $Ku$ ) para estacas escavadas em função do ângulo de atrito do solo em graus ( $\phi$ ). ....	46
Figura 20 - Coeficiente de empuxo teórico do solo ( $Ku$ ) para estacas escavadas, em diferentes inclinações de aplicação de carga, em função do ângulo de atrito do solo em graus ( $\phi$ ). ....	46
Figura 21 - Forças na ruptura em fundações sob carregamento inclinado. ....	47
Figura 22 - Coeficientes de arrancamento teóricos ( $Kb$ ) para paredes ancoradas rígidas em função do ângulo de atrito do solo em graus ( $\phi$ ). ....	49
Figura 23 - Coeficientes de arrancamento vertical ( $K'b$ ) para estacas rígidas em função do ângulo de atrito do solo em graus ( $\phi$ ). ....	50
Figura 24 - Coeficientes de arrancamento horizontal ( $K'b$ ) para estacas rígidas em função do ângulo de atrito do solo em graus ( $\phi$ ). ....	51
Figura 25 - Profundidade crítica ( $z/D$ ) $cr$ em função da densidade relativa ( $Dr$ ).....	52
Figura 26 - Variação do ângulo de atrito estaca-solo e do solo ( $\delta\phi$ ) em função da densidade relativa ( $Dr$ ) em (a) e (b). ....	53
Figura 27 - Estaca ou tubulão sem base alargada submetidos à tração. a) representação dos esforços; b) diagrama de transferência de carga ao longo do fuste. ....	55
Figura 28 - Variação do coeficiente de empuxo do solo ( $Ku$ ) em função do ângulo de atrito do solo em graus ( $\phi$ ). ....	56
Figura 29 - Valores dos fatores de capacidade de carga - $Nc$ , $Nq$ e $N\gamma$ - em função do ângulo de atrito do solo em graus ( $\phi$ ). ....	61
Figura 30 - Relevância dos ensaios de laboratório para análise de campo.....	63
Figura 31 - Condutor sendo solicitado a tração.....	64
Figura 32 - Guincho executando o teste do puxão em campo experimental.....	70



Figura 33 - Esquema do condutor de jateamento: o BHA ( <i>bottom hole assembly</i> ) instalado no interior do condutor e pronto para operação.....	71
Figura 34 - Exemplo de perfil de WoB ( <i>weight-on-bit</i> ): recomendado, desejado e indesejado .....	72
Figura 35 - Análise de força do condutor de superfície durante o processo de jateamento .....	73
Figura 36 - Plataforma de madeira usada como base para passagem e instalação de equipamentos.....	74
Figura 37 - Esquema de simulação de jateamento em condutor, com realização de teste do puxão. ....	75
Figura 38 - Amostras coletadas. ....	76
Figura 39 - Posicionamento dos sensores de poro-pressão. ....	77
Figura 40 - Posicionamento dos sensores de tensão.....	77
Figura 41 - Efeito da velocidade de cisalhamento em ensaios triaxiais não drenados realizados em 26 argilas.....	86
Figura 42 - Esquema de jateamento com vazão subestimada. ....	88
Figura 43 - Esquema de jateamento com vazão superestimada. ....	88
Figura 44 - Características geométricas do jato de água submersa. ....	89
Figura 45 - Broaching.....	94
Figura 46 - Amolgamento do solo causado por conexões do condutor. ....	96

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Fatores de adesão ( $\alpha$ ) para estacas escavadas em argila. ....	33
Tabela 2 - Valores de profundidade relativa ( $H/D$ ) (a partir da qual a fundação é considerada profunda), do coeficiente ( $m$ ) e limites máximos do fator de forma ( $s$ ) em função do ângulo de atrito em graus ( $\phi$ ).....	44
Tabela 3 - Sugestões de valores para o coeficiente de empuxo do solo ( $Ku$ ). ....	57
Tabela 4 Vazões e velocidades analisadas na cravação por jateamento.....	68
Tabela 5 - Velocidades de aplicação do carregamento ao arrancamento de fundações. ....	69

## LISTA DE ABREVIATURAS

AAP - Alojador de Alta Pressão

ABP - Alojador de Baixa Pressão

API - *American Petroleum Institute*

BHA - *Bottom Hole Assembly*

BOP - *Blow Out Preventer*

BR - Batalhão Rodoviário

CADA - *Cam Actuated Drill Ahead*

CENPES - Centro de Pesquisas Leopoldo Américo Miguez de Mello

COPPE - Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia

DSS - *Direct Simple Shear*

ISO - *International Organization for Standardization*

LVDT - Transdutor Diferencial Variável Linear

PPT - Transdutor de Poro-Pressão

UFRJ - Universidade Federal do Rio de Janeiro

WoB - Weight on Bit - Peso Sobre a Broca

## SUMÁRIO

RESUMO .....	7	
ABSTRACT .....	8	
LISTA DE TABELAS .....	11	
LISTA DE ABREVIATURAS.....	12	
SUMÁRIO.....	13	
1	INTRODUÇÃO .....	14
1.1	Contextualização .....	14
1.2	Justificativa.....	19
1.3	Objetivos e Metodologia .....	21
1.4	Motivação.....	21
1.5	Estrutura do Trabalho.....	22
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA .....	23
2.1	Capacidade de Carga à Tração .....	23
2.1.1	Método do Tronco do Cone (Obsoleto) .....	23
2.1.2	Método do Cilindro de Atrito.....	25
2.1.3	Teoria da Resistência Lateral .....	28
2.1.4	Método de Balla (1961).....	33
2.1.5	Método de Grenoble (1968) .....	37
2.1.6	Método de Meyerhof e Adams (1968) .....	42
2.1.7	Método de Meyerhof (1973) .....	45
2.1.8	Método de Das (1973).....	51
2.1.9	Método de Kulhawy (1985) e equipe (Universidade de Cornell) .....	54
2.1.10	Método de Braja (1986) .....	55
2.1.11	Método de Christensen et al. (1991a, 1991b) - Estaca a Sucção .....	57
2.1.12	Norma API (2005).....	58
2.2	Capacidade de Carga à Tração em Argilas Offshore .....	61
2.3	Ensaio de Arrancamento.....	68
2.4	O Teste do Puxão em Poços Jateados .....	70
3	ANÁLISE E DISCUSSÃO .....	79
3.1	Tixotropia.....	79
3.2	Dissipação da poro-pressão.....	82
3.3	Pré-cisalhamento .....	84
3.4	Vazão.....	87
3.5	<i>Bit stick-out</i> .....	92
3.6	Reciprocção .....	95
4	CONCLUSÃO E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	96
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	98	

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Contextualização

Os poços de petróleo offshore são construídos com uma série de tubos concêntricos de aço, denominados revestimentos (Figura 1). O primeiro deles, a ser instalado quando o poço é inicialmente perfurado, é chamado de revestimento condutor ou simplesmente condutor. A finalidade deste componente é evitar a ruptura e fratura hidráulica dos solos superiores, ser base para o revestimento de superfície (primeiro revestimento interno ao condutor), e fornecer contenção lateral durante a perfuração e a operação no sistema: Cabeça do poço (ABP – Alojador de Baixa Pressão e AAP – Alojador de Alta Pressão) - BOP (*Blow Out Preventer*) - Conjunto de *risers* (tubos ascendentes).

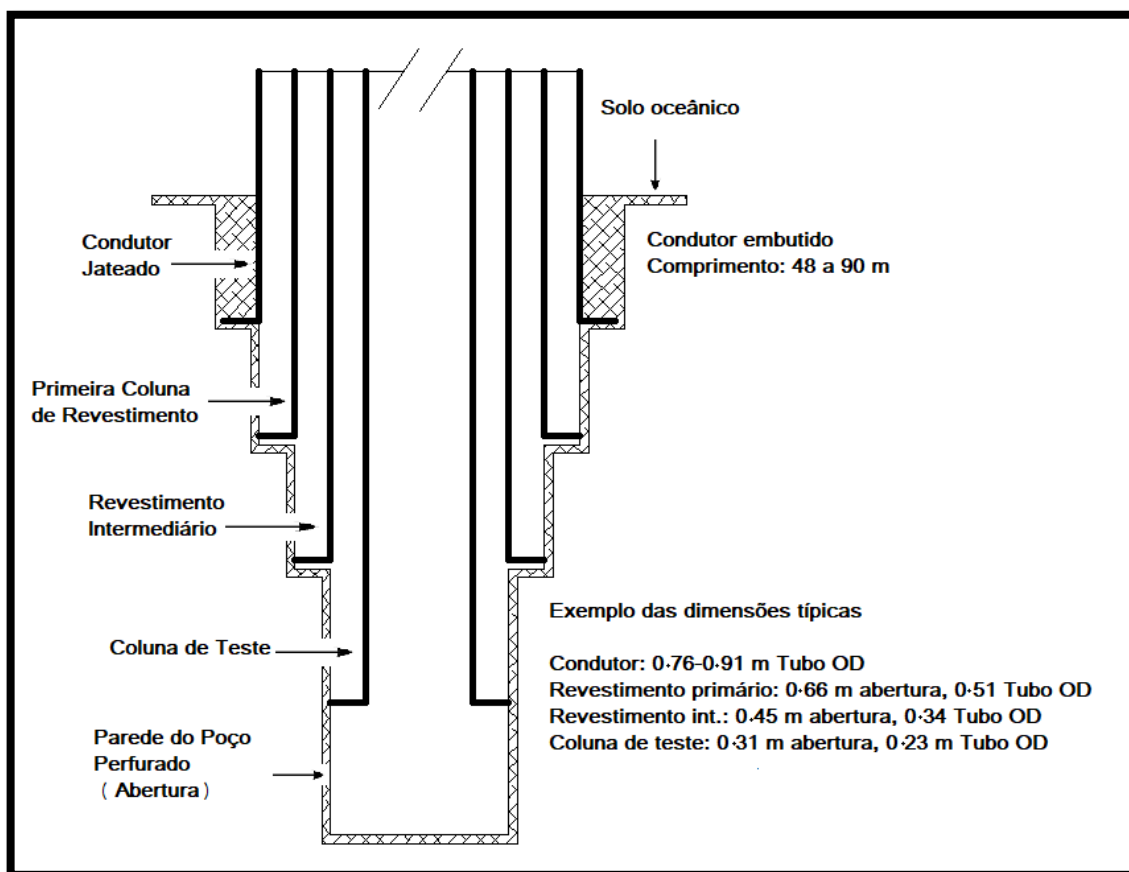


Figura 1 - Esquema de poço de petróleo.  
Fonte: Adaptado de Zakeri et al. (2014), com dados da Petrobras.

Os condutores são instalados segundo dois procedimentos principais: (i) jateado; (ii) perfurado e cimentado (denominado às vezes simplesmente de cimentado). No primeiro caso, o condutor de 76 cm de diâmetro penetra no solo por ação do peso próprio e, a partir de certa profundidade (normalmente a máxima atingida pela pressão do peso próprio), a perfuração é auxiliado pela escavação do solo com jatos de água da broca de 66 cm de diâmetro. Após posicionado, libera-se um mecanismo que permite a perfuração avante para a descida do revestimento de superfície e o poço é perfurado. Após a descida e cimentação do revestimento de superfície no condutor, é possível descer o BOP através dos *risers*, e acoplá-lo à Cabeça de Poço (Zakeri et al. 2014; Souza, et al., 2019).

Akers (2006) semelhante a Zakeri et al. (2015) comentam que o jateamento é uma técnica comumente usada para instalar condutores de poços de petróleo em águas profundas onde os solos compreendem, normalmente, uma argila pouco adensada. O processo de jateamento é uma operação delicada que depende muito da experiência e pode variar entre as regiões.

Já no caso cimentado, o condutor de 76 cm é instalado em um poço pré-perfurado de 91 cm, e o espaço anular entre o revestimento e o poço pré-perfurado é cimentado para garantir a estabilidade da fundação. As próximas etapas são as mesmas que para um poço jateado.

Segundo Akers (2006) e Zakeri et al. (2015) quando o procedimento de jateamento é corretamente realizado, é mais rápido e economicamente atraente que o método convencional cimentado. O Jateamento de condutores de superfície tem se tornado o método preferido de instalação na maioria dos casos envolvendo ambientes em águas profundas como o Golfo do México, Angola, Brasil, China e Egito.

Porém, Zakeri et al. (2014) explica que os métodos de instalação de condutores, sejam jateados ou cimentados, geram um desequilíbrio na poro-pressão. Tal situação possui duas fontes principais: mudanças nas tensões efetivas médias durante o cisalhamento e remodelação parcial do solo.

Jeanjean (2002) acrescenta que muitas vezes há dificuldade em se penetrar o condutor e para solucionar o problema a tubulação é erguida e rebaixada de forma cíclica, ação chamada de reciprocção. Este processo, causa o amolgamento do material na superfície condutor-solo levando a redução do atrito entre essas superfícies. Comparada aos condutores cimentados em argilas moles, a ação de reciprocção na instalação de condutores jateados causam considerável remodelação no solo adjacente à superfície do condutor, com tensões plásticas estendendo-se mais na direção radial.

No caso de condutores cimentados, o solo fora da vizinhança imediata do condutor é deslocado para fora com um campo de deformação análogo à expansão da cavidade em um meio, enquanto para condutores jateados, os solos removidos (escavados pela ação do jato de água) causam um alívio de tensão. Em ambos os casos, a introdução do condutor gera um excesso de poro-pressão. Valendo a ressalva que, segundo Zakeri et al. (2014), os valores de excesso de poro-pressão gerados pelo jateamento são maiores que os valores gerados pela instalação por pressão. Entretanto, há um equilíbrio com o tempo, principalmente através adensamento radial.

Tal equilíbrio, coopera para a recuperação das tensões efetivas. A problemática de tal dinamismo é que, de acordo com a parte dois do princípio das tensões efetivas, segundo Terzaghi, todos os efeitos mensuráveis oriundos da variação do estado de tensão, tais como variação de volume, distorção e variação da resistência ao cisalhamento, são devidos exclusivamente à variação do estado de tensões efetivas. Logo, com a dissipação da poro-pressão, que ocorre ao longo do tempo, a resistência ao cisalhamento do solo aumenta (Pinto, 2006).

Fatores como o efeito de comprimento, alterações de tensão radial durante a equalização da instalação e carregamento também foram estudados para condutores cimentadas em argilas, mas eles são irrelevantes para os condutores jateados.

Segundo Wei et al. (2016), o atrito lateral entre condutor e solo desempenha um papel importante no processo de perfuração em águas profundas pois é o elemento de fundação inicial para a estrutura. Isto é, a sua importância é evidente tanto para a resistência durante o processo de jateamento de um condutor quanto para o suporte das cargas de cabeça de poço em operação seguinte. Por esse significado, muitos pesquisadores concentraram-se na previsão da capacidade axial dos condutores. No entanto, acidentes como o colapso do condutor e o afundamento da cabeça de poço ainda ocorreram no processo de operação em águas profundas, o que indica que ainda existem defeitos nos métodos de previsão atuais.

O afundamento do condutor é o maior risco. É difícil calcular com precisão a capacidade de carga do condutor devido à perturbação do solo causada no jateamento hidráulico. No processo de jateamento, o solo ao redor do condutor de superfície é significativamente danificado. Assim, a capacidade de carga diminui rapidamente devido ao excesso de poro-pressão induzido no jateamento. De acordo com o efeito de adensamento, o aumento da resistência correspondente ao atrito do solo em torno do condutor é observado principalmente devido à dissipação do excesso de poro-pressão e ao aumento da tensão efetiva do solo (Zhou et al., 2016). Enquanto os dados de campo indicam que a capacidade axial de um condutor

jateado continua a aumentar com o tempo, estes pertencem apenas a uma análise de curto prazo. Ressaltando que a capacidade a longo prazo é de interesse para condutores jateados (Zakeri et al., 2015).

Na operação de campo, o atrito lateral é significativo em dois momentos principais segundo Wei et al. (2016). O primeiro é o tempo de desconectar o CADA (*Cam Actuated Drill Ahead* - ferramenta de operação) da cabeça de poço de baixa pressão, neste momento, a carga do condutor é solicitada sobre o solo. O segundo é o tempo de colocação do revestimento de superfície na cabeça do poço, ao qual o revestimento solicita o condutor que conseqüentemente solicita o solo. Nessas situações, todos os pesos seriam suportados pelo atrito lateral.

Na situação mais crítica para o condutor, todo o sistema de cabeça de poço e as cargas provenientes da ancoragem do revestimento de superfície são descarregadas sobre ele e precisam ser absorvidas (Thomas, 2001). Em função de que as cargas mencionadas são elevadas, a garantia da resistência do condutor, para o caso de jateamento, é dada pelo chamado teste do puxão, que é uma prova de carga à tração realizada no poço assim que a instalação do condutor é finalizada. A maioria dos campos de petróleo na área do Pré-sal (águas ultra profundas) situa-se em regiões com espessas camadas de solos moles. Dessa forma, conhecer o comportamento dos condutores, através desse ensaio, nesse tipo de material é essencial. O projeto dos condutores envolve uma série de hipóteses, geralmente admitidas no projeto de estacas instaladas em solos moles na condição offshore. Tais hipóteses são discutidas no presente trabalho.

Cabe salientar uma diferença interessante entre as estacas utilizadas em terra e no mar. Na situação em terra, ainda que no caso de portos, as espessuras de solos moles, mesmo elevadas, raramente têm uma contribuição significativa para a capacidade de carga das estacas, as quais são levadas até serem assentes em solos mais resistentes. Já no caso de estacas no mar, ou em condição offshore, as estacas (os condutores, no presente caso) situam-se muitas vezes integralmente em solos muito moles e moles, e é, portanto, esse material que precisa ser propriamente estudado para a previsão de capacidade de carga. Em outras palavras, o conhecimento das propriedades do solo mole, de maneira muito mais detalhada do que se faz em obras em terra, é absolutamente necessário.

Voltando a atenção para o avanço histórico da instalação de condutores por jateamento, no início dos anos 1960, de acordo com Akers (2006), iniciou-se a história dos poços jateados. O método foi usado no Golfo do México dos EUA. Os processos de instalação usados para os condutores nas primeiras plataformas foram desenvolvidos pela Shell. A Figura 2 ilustra a instalação do condutor. O processo ocorreu através de um jateamento submerso (sem broca ou



motor) e os retornos de resíduos da perfuração foram feitos fora do condutor. Observa-se que no processo, o jato de água e de sólidos foram forçados contra a linha de lama desde a superfície. Tal fato, levava, já a partir dos primeiros dias de perfuração, a uma preocupação estrutural de suporte.

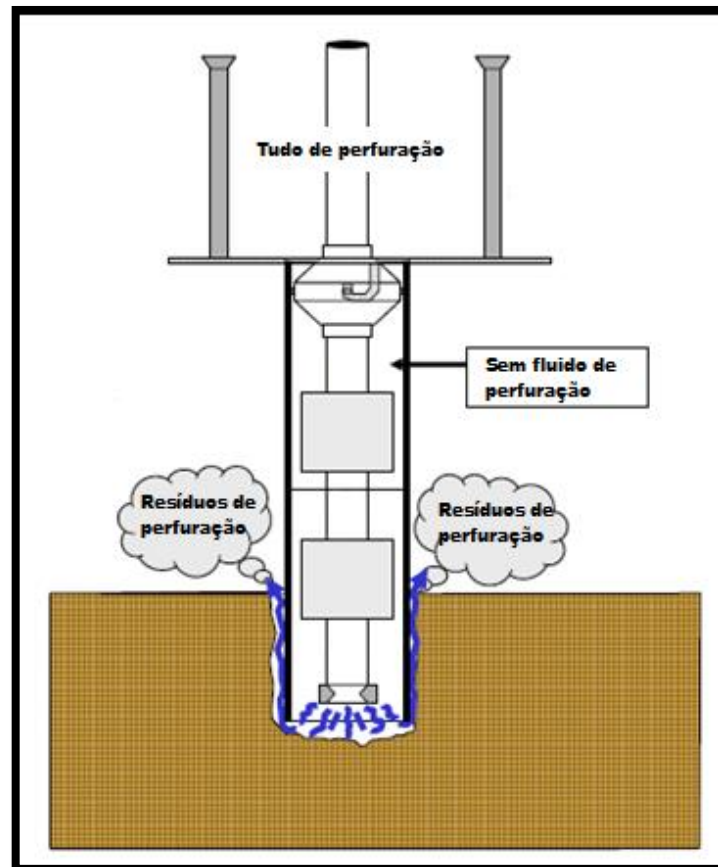


Figura 2 - Processo original de jateamento.  
Fonte: Adaptado de Akers (2006).

Nos anos 70, o desenvolvimento do motor de lama permitiu que a técnica de jato evoluísse. Houve a implementação do retorno dos resíduos de perfuração por dentro do condutor, o que resultou em menos perturbação do solo. Os Motores de lama permitiram a instalação de brocas de jateamento que foram mais eficientes no processo de rompimento dos sedimentos. A Figura 3 ilustra o processo atual de jateamento já interior a linha de lama. O motor de lama é executado dentro do condutor e anexado à cabeça do poço. A circulação gerada pela bomba é usada para fornecer uma combinação de lavagem hidráulica e rotação da broca.

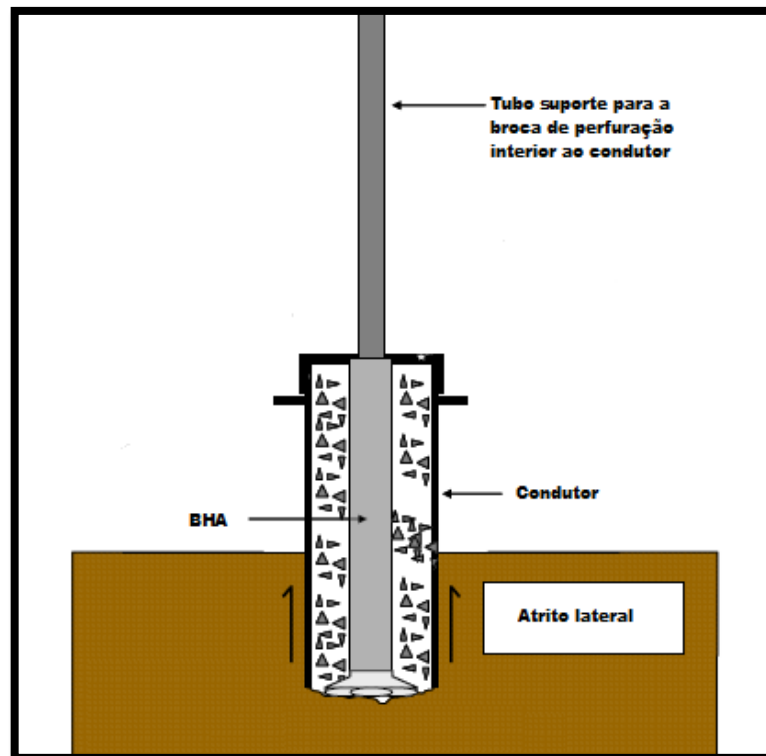


Figura 3 - Processo atual de jateamento.  
Fonte: Adaptado de Akers (2006).

## 1.2 Justificativa

Visando contribuir para a otimização dos projetos de condutores em solos moles, a PETROBRAS, através do CENPES (Centro de Pesquisas Leopoldo Américo Miguez de Mello), estabeleceu um projeto de pesquisa com a UFRJ (Universidade Federal do Rio de Janeiro), através do Laboratório de Ensaio de Campo e Instrumentação Professor Márcio Miranda Soares, um dos Laboratórios de Geotecnia Professor Jacques de Medina, da COPPE (Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia), em que um condutor modelo protótipo, instrumentado, será testado no Campo Experimental de Sarapuí II.

Sarapuí II está localizado no município de Duque de Caxias, no Estado do Rio de Janeiro, Estação Rádio da Marinha. A área fica adjacente à Rodovia Washington Luiz (BR-040). No local, existe uma camada de argila muito mole de cerca de 8 m de espessura. A escolha deste local para os ensaios deve-se ao fato de que a região apresenta características semelhantes às condições encontradas em cenários offshore. Várias pesquisas conjuntas entre a PETROBRAS-CENPES e a COPPE/UFRJ foram realizadas nos últimos quinze anos, relacionadas ao desenvolvimento do piezocone-torpedo (Porto et al. 2010), e à realização de provas de carga em estacas torpedo modelo instrumentadas (Danziger et al. 2013).

Algumas das propriedades índices da argila muito mole do Campo Experimental de Sarapuí II são apresentadas na Figura 4.

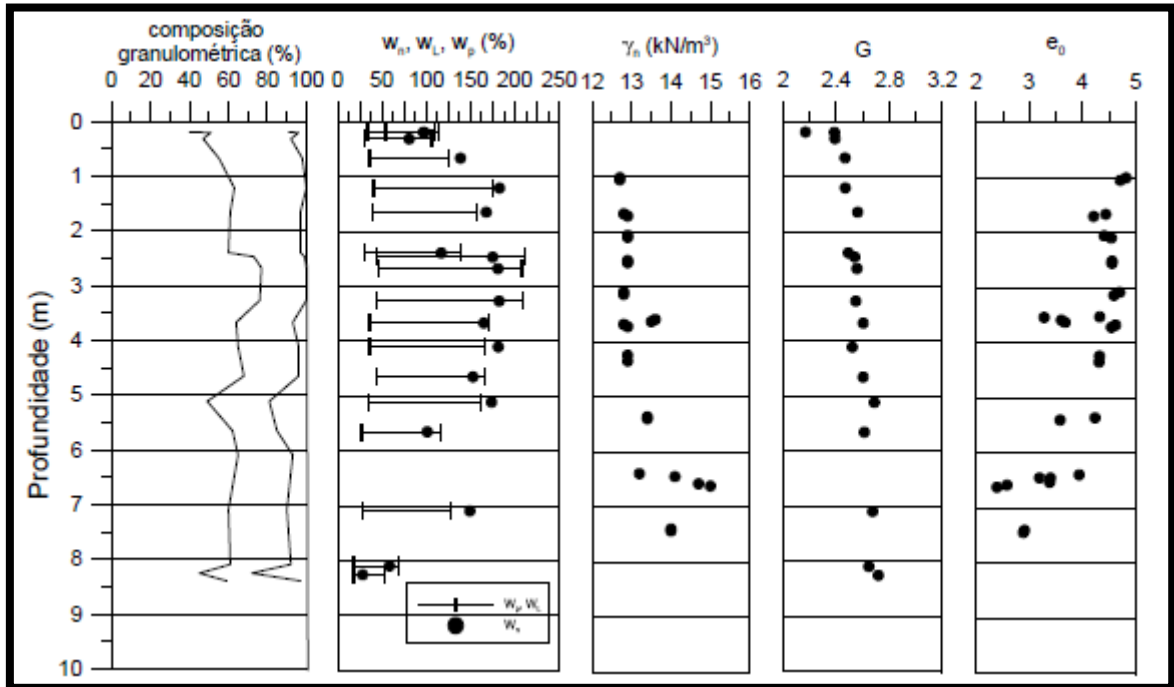


Figura 4 - Propriedades índices da argila do Campo Experimental de Sarapuí II.  
 Fonte: Adaptado de Jannuzzi et al. 2015.

Os ensaios que estão sendo planejados para a pesquisa consistem, inicialmente, na fabricação de um sistema de motor de fundo (empregado em sondas de perfuração), a ser utilizado em condutores protótipo com 7” (175 mm) de diâmetro. Os dois sistemas descritos na introdução, jateado e cimentado, serão simulados.

Serão investigados a velocidade de avanço, a vazão, pressão de injeção (*drill bit stick-out*) e a reciprocção como parâmetros de controle na capacidade de carga do condutor, tanto a imediata como a longo prazo. Além do condutor, o solo adjacente a este será instrumentado. Ensaio de campo e laboratório serão realizados para subsidiar a pesquisa de campo. Especial ênfase será dada à problemática da ruptura hidráulica, tanto através de ensaios de campo como durante o jateamento do condutor.

### 1.3 Objetivos e Metodologia

O objetivo do presente trabalho é apresentar uma pesquisa bibliográfica dos processos de realização e de interpretação do teste do puxão em poços de petróleo jateados, tanto para laboratório quanto para campo.

Visando analisar e contextualizar as variáveis envolvidas no processo, houve uma intertextualidade com o procedimento realizado offshore e o procedimento de campo. A metodologia baseou-se em descrever, por meio de discussão, as variáveis que podem afetar o sucesso da instalação de um condutor, como fundação, focado no método jateado.

Adicionalmente, verificou-se algumas previsões teóricas de obter-se a capacidade de carga à tração em fundações, tanto em argila, areia e offshore.

Espera-se, com isso, fornecer subsídios para o planejamento dos testes do puxão a serem realizados na argila mole do Campo Experimental de Sarapuí II.

### 1.4 Motivação

A maioria dos campos de petróleo na área do Pré-sal (águas ultra profundas) situa-se em regiões com espessas camadas de solos moles. Dessa forma, há o interesse de se conhecer o comportamento dos condutores nesse tipo de material. Abordagens científicas ao design de condutores avançaram enormemente nas últimas décadas e, ainda assim, o mais fundamental aspecto do design de condutores, que é estimar a capacidade axial, depende muito de correlações empíricas. Além disso, uma quantidade significativa de trabalhos foi feita levando em conta a capacidade axial de condutores cimentados em argila (Zakeri et al., 2014). Dessa forma, é de interesse acadêmico e comercial offshore o avanço dos estudos nesse sentido, levando em conta os processos jateados de instalação em argila mole.

Segundo Akers (2006) O jateamento de condutores cresceu rapidamente em popularidade nos últimos 20 anos como o método preferido de instalação do revestimento em muitas bacias de águas profundas. Apesar desses 20 anos de experiência, o jateamento permanece uma arte tanto quanto uma ciência.

O autor da presente pesquisa, visando um aprofundamento próprio nos conhecimentos offshore e relatar mais informação sobre o tema de condutores jateados juntamente com seu teste de verificação de ruptura, teve a oportunidade de participar do projeto de pesquisa do Professor Fernando Danziger iniciado em 2018.1, sendo também orientado pela Professora Graziella Jannuzzi. O autor foi agraciado com uma bolsa de iniciação científica para pesquisar

sobre o assunto e acrescentar, mesmo que de forma singela, conteúdo para a pesquisa central de realização do teste do puxão no campo experimental de Sarapuí II.

Com muita alegria e gratidão, a meta da pesquisa já foi alcançada. A pesquisa foi aceita e apresentada na 9ª SIAC com o tema: O teste do puxão, utilizado para condutor de poço de petróleo e no SEFE 9 com o tema: O teste do puxão: Uma aplicação interessante de fundações à tração à engenharia de petróleo. Sendo assim, para concluir a graduação do autor foi proposta a utilização do mesmo assunto com o tema: O teste do puxão: Uma prova de carga à tração offshore como trabalho de conclusão do curso de engenharia civil.

### 1.5 Estrutura do Trabalho

Seguindo as atividades realizadas pelo autor no projeto do Professor Danziger a estruturação do trabalho segue:

Após esta Introdução, segue o capítulo 2 que se refere à fundamentação teórica do trabalho, no qual, é descrito um breve histórico dos métodos teóricos de obter-se a capacidade de carga à tração. Na primeira parte são apresentados métodos gerais de se obter a carga teórica de ruptura à tração e na segunda parte a especificação dos métodos para argila offshore. Adicionalmente, é apresentado um breve resumo dos procedimentos realizados em ensaios de arrancamento que possuem metodologia paralela ao teste do puxão. Em seguida, é apresentado o teste do puxão enfatizando a necessidade da aplicação de conceitos de geotecnia de fundações à engenharia de petróleo.

O capítulo 3 discute, baseado em pesquisas anteriores, como as variáveis: *Set-up*, tixotropia, dissipação da poro-pressão, pré-cisalhamento, vazão, *bit stick-out* e reciprocção podem afetar o desempenho da capacidade de carga do condutor.

No capítulo 4 são feitas as conclusões e sugestões para pesquisas futuras. Em seguida encontram-se listadas as referências bibliográficas

## 2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

### 2.1 Capacidade de Carga à Tração

Neste capítulo são apresentados alguns métodos teóricos para a estimativa da capacidade de carga à tração no decorrer do tempo para tipologias de solo. O objetivo é deixar agrupado, de forma resumida, métodos com suas respectivas necessidades de cálculo como manual de consulta.

São descritos os conceitos do Método do Tronco do Cone (Obsoleto), Método do Cilindro de Atrito, Teoria da Resistência Lateral, Método de Balla (1961), Método de Grenoble (1968), Método de Meyerhof e Adams (1968), Método de Meyerhof (1973), Método de Das (1973), Método de Kulhawy (1985), Método de Braja (1986), Método de Christensen et al. (1991a e 1991b) e Método API (2005).

#### 2.1.1 Método do Tronco do Cone (Obsoleto)

O método do tronco de cone é um dos métodos mais antigos para a determinação da capacidade de carga à tração. Obtém-se a carga última à tração da fundação ( $P_u$ ) somando o peso próprio do elemento de fundação ( $P_f$ ) e o peso do solo contido em um tronco de cone ou pirâmide dependendo da forma da fundação ( $P_s$ ). A Figura 5 representa os elementos do método, sendo  $z$  a profundidade em que a fundação se encontra enterrada e  $D$  o comprimento da base da fundação. O tronco do cone parte da base da fundação e se abre até a superfície do terreno, cuja geratriz forma um ângulo  $\alpha'$  com a vertical. (Carvalho, 1991; Azevedo, 2001; e Bessa, 2005).

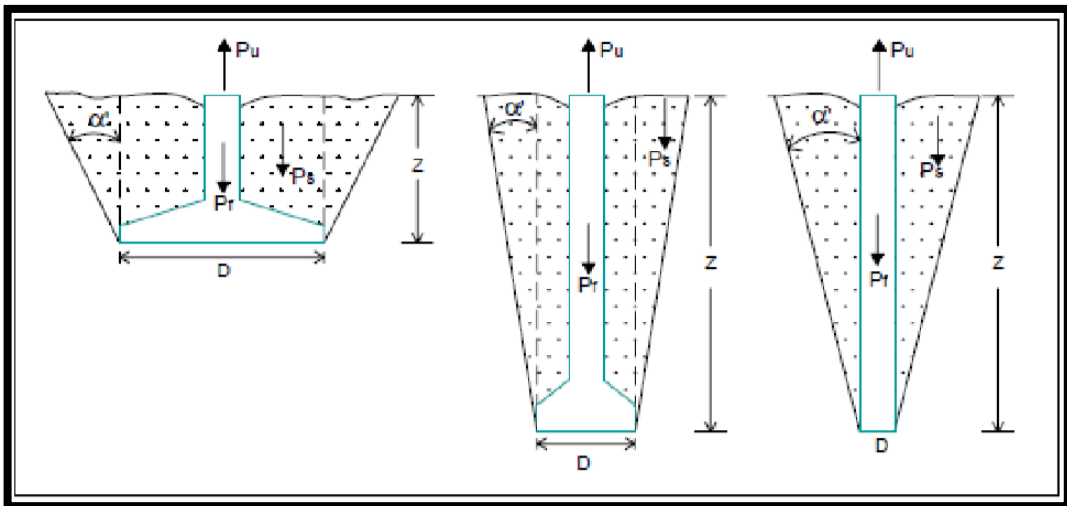


Figura 5 - Modelo típico empregado no Método Tronco de Cone.  
 Fonte: Bessa (2005).

Sendo assim, a carga última à tração é obtida segundo a equação (1):

$$P_u = P_f + P_s \quad (1)$$

Onde:

$P_u$  = Carga última a tração (N);

$P_f$  = Peso próprio do elemento de fundação (N);

$P_s$  = Peso do solo contido no tronco de cone (base circular) ou tronco pirâmide (base retangular ou quadrada) (N).

Para fundações com bases circulares, a carga última pode ser calculada conforme equação (2) a seguir:

$$P_u = P_f + C_1 z + C_2 \cdot z^2 + C_3 \cdot z^3 \quad (2)$$

$$C_1 = \frac{(\pi \cdot D^2 \cdot \gamma)}{4} \quad (3)$$

$$C_2 = \frac{(\pi \cdot D \cdot \tan \alpha' \cdot \gamma)}{2} \quad (4)$$

$$C_3 = \frac{(\pi \cdot (\tan \alpha')^2 \cdot \gamma)}{3} \quad (5)$$

Onde:

$P_u$  = Carga última a tração (N);

$P_f$  = Peso próprio do elemento de fundação (N);

$D$  = Diâmetro (m);

$z$  = Profundidade (m);

$\gamma$  = Massa Específica dos sólidos (Kg/m<sup>3</sup>);

$\alpha'$  = Ângulo de abertura do tronco de cone (rad);

$C_1, C_2$  e  $C_3$  = Coeficientes do Método do Tronco do Cone (-).

Os estudos de Balla (1961), Baker & Kondner (1966), Esquivel-Diaz (1967) e Ali (1968) descrevem que só se determina um valor rigoroso do ângulo de abertura do tronco de cone ( $\alpha'$ ) por prova de carga em escala natural e para o mesmo tipo de solo. Danziger (1983 e 1985) acrescenta ainda que o método pode ter certas diferenças devido ao ângulo  $\alpha'$  a ser considerado. É impossível correlacionar esse ângulo com parâmetros geométricos das fundações e geotécnicos dos solos, devido ao grande número de fatores envolvidos.

Adams & Hayes (1967) mencionam que o método pode fornecer resultados conservativos ou contrários à segurança. Danziger & Pereira Pinto (1979) testaram a eficácia do método do tronco de cone com valores utilizados em verificações quando não se dispõe de provas de carga, variando o ângulo  $\alpha'$  entre 15° e 30°. Foram determinadas as cargas de ruptura por meio do método e comparadas com dados extraídos de provas de carga por eles executadas a cada 5°. Os pesquisadores concluíram que para  $\alpha' = 15^\circ$  a capacidade de carga determinada pelo método apresentou um valor conservativo de 51% acima do obtido nas provas de carga. Para  $\alpha' = 30^\circ$  foi determinado valor de resistência última à tração de até 178% contra a segurança no caso de tubulões.

Concluindo, o Método do Tronco de Cone deve ser abandonado, uma vez que, para valores usuais do ângulo de abertura de cone, tende a ser antieconômico, para o caso de placas ou sapatas, e no caso de tubulões, contra a segurança (Barata, 1985).

### 2.1.2 Método do Cilindro de Atrito

O método do Cilindro de Atrito é uma evolução do método do Tronco do Cone, onde admite-se que a ruptura ocorre ao longo de uma superfície cilíndrica, a partir da base da



fundação até a superfície do solo, sem angulação (Killer, 1953; Carvalho, 1991; Santos, 2005 e Bessa, 2005).

Kulhawy (1985) afirmou que fundações retas tracionadas apresentam ruptura principalmente ao longo da interface solo-estaca, o que conduz a uma superfície cilíndrica de cisalhamento. De acordo com seus estudos, quando é iniciado o carregamento à tração, forma-se uma zona de cisalhamento no solo, ao longo de planos nas quais as condições de ruptura de Mohr-Coulomb são satisfeitas. Contudo, como grandes deslocamentos ao longo dessa zona ainda não são permitidos, o solo é forçado a desenvolver deslocamentos cisalhantes. Ao avançar o movimento ascendente da fundação, o resultado é um deslocamento cisalhante contínuo. Este cisalhamento ocorre muito próximo à interface solo-estaca e efetivamente define uma superfície de ruptura cilíndrica.

Confirmando esse fato, Orlando (1985) e Carvalho (1991) conseguiram boa aproximação do uso deste método com resultados de provas de carga em escala natural. Segundo Danziger (1983), Matos & Milititsky (1990), o modelo de ruptura mais compatível com a realidade é o que considera o desenvolvimento de uma superfície de ruptura cilíndrica, daí a conveniência deste método. Campello (1994) concluiu que os modelos de ruptura que melhor se adaptaram as estacas foram as que consideraram a superfície de ruptura cilíndrica ( $s$ ) na interface solo-estaca.

A resistência ao arrancamento ( $P_u$ ) é a somatória do peso próprio da fundação ( $P_f$ ), do solo contido no interior do cilindro ou prisma ( $P'_s$ ) e da força de aderência ou de atrito ao longo da superfície de ruptura ( $P_{lu}$  - resistência por tensões de cisalhamento). A equação (6) apresenta tais parcelas. A Figura 6 apresenta o modelo entendido no método com suas variáveis.

$$P_u = P_f + P'_s + P_{lu} \quad (6)$$

Onde:

$P_u$  = Carga última a tração (N);

$P_f$  = Peso próprio do elemento de fundação (N);

$P'_s$  = Peso do solo contido no cilindro ou prisma (N);

$P_{lu}$  = Resistência lateral última ao longo da superfície de ruptura (N).

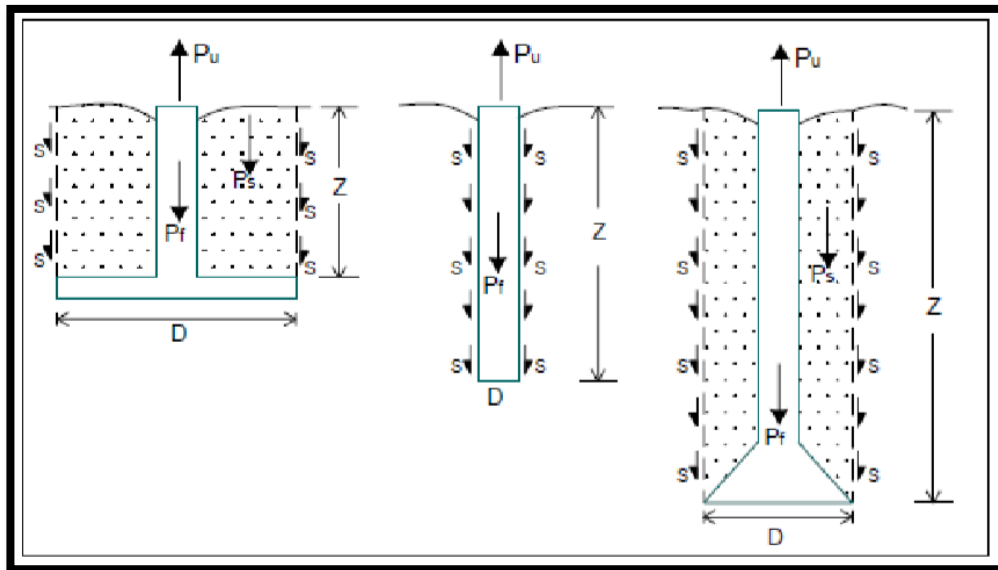


Figura 6 - Modelo típico empregado no Método do Cilindro de Atrito.  
Fonte: Bessa (2005).

Para estacas ou tubulões sem base alargada, o peso do solo contido no interior do cilindro ou prisma é nulo. Meyerhof & Adams (1968), mostram através de testes modelos, que em areias fofas a superfície de ruptura é aproximadamente cilíndrica. Para pequenas profundidades, a superfície de ruptura atingia a superfície e para grandes profundidades, algo interessante aconteceu, a superfície não atingia a superfície do terreno.

Entretanto há ressalvas, a dificuldade da aplicação do método está em se conhecer a superfície de ruptura real, estabelecer o valor da resistência lateral ao longo destas superfícies (adesão ao longo do fuste), e a não distinção entre camadas heterogêneas do terreno e entre fundações rasas e profundas. Para fundações profundas retas (estacas e tubulões sem base alargada) a ruptura pelo contato solo-estaca parece ser a mais realista. Entretanto, não há, até o presente, um pleno conhecimento da relação a adotar, entre os atritos laterais à tração e à compressão, o que pode causar resultados inesperados.

Para fundações profundas, sem base alargada, a admissão de uma superfície cilíndrica de ruptura, no contato solo fundação, em geral se aproxima da realidade (Adams & Radhakrishma, 1971; Meyerhof, 1973a; Barata et al., 1978;1979; Danziger, 1983; Paterson et al., 1964; Kulhawy, 1985 e Orlando, 1990). Este caso corresponde à aplicação da teoria geral da resistência lateral ou teoria geral do atrito. Barata (1985) adverte que o modelo de ruptura admitido no Método do Cilindro de Atrito é bem adequado às estacas e tubulões sem base alargada de profundidade relativamente elevada. Entretanto, considerando outros casos, tal modelo tende a se afastar da realidade.

### 2.1.3 Teoria da Resistência Lateral

A teoria da resistência lateral foi desenvolvida para o cálculo da carga última à compressão de estacas, admitindo-se que a ruptura ocorra no contato solo-estaca. Entretanto, pode-se utilizá-la no cálculo de capacidade de carga à tração. (Poulos & Davis, 1980 e Tomlinson, 1997).

A tensão de cisalhamento máxima ( $\tau_s$ ), unitária, na superfície do fuste de uma estaca vertical é considerada obedecendo a lei de Coulomb conforme a equação (7):

$$\tau_s = c_a + \sigma_h \cdot \tan \delta \quad (7)$$

Onde:

$\tau_s$  = Tensão cisalhante máxima (Pa);

$c_a$  = Adesão estaca-solo (Pa);

$\sigma_h$  = Tensão horizontal (Normal ao contato solo-estaca) (Pa);

$\delta$  = Ângulo de atrito estaca-solo (rad).

Assim, em termos de tensões efetivas médias ( $\sigma_h = K_h \cdot \sigma_v$ ), a resistência lateral última ( $P_{lu}$ ) é a integração da resistência lateral unitária, conforme a equação (8), ao longo de todo o fuste da estaca:

$$P_{lu} = p \int_0^L (c_a + K_h \cdot \sigma_v \cdot \tan \delta) dL \quad (8)$$

Onde:

$P_{lu}$  = Resistência lateral última ao longo da superfície de ruptura (N);

$p$  = Perímetro da estaca (m);

$L$  = Profundidade (m);

$c_a$  = Adesão estaca-solo (Pa);

$\sigma_v$  = Tensão vertical (Pa);

$K_h$  = Coeficiente do empuxo horizontal (-);

$\delta$  = Ângulo de atrito estaca-solo (rad).

Com relação à tensão vertical ( $\sigma_v$ ), devido ao peso do solo, constata-se experimentalmente que para solos arenosos há um crescimento dessa variável até uma certa profundidade, a partir da qual permanece constante. Esta profundidade é denominada de profundidade crítica ( $L_c$ ). Para a simplificação, adota-se o diagrama de tensões verticais junto ao fuste da estaca conforme é apresentado na Figura 7:  $P$  é a carga inserida na estaca,  $L$  é a profundidade onde a estaca se encontra enterrada,  $D$  é o diâmetro da estaca e  $N.A.$  o nível de água suposto.

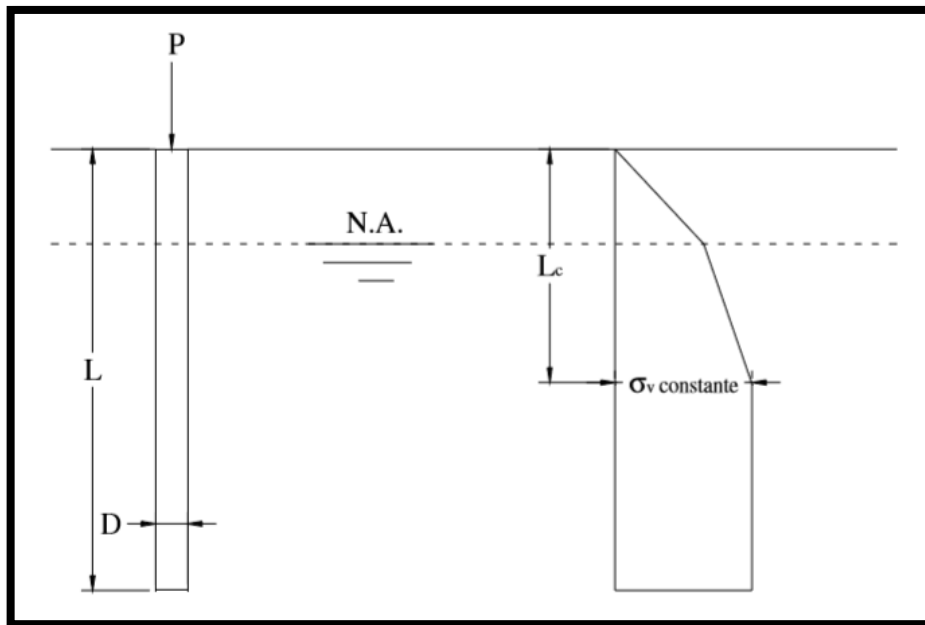


Figura 7 - Diagrama de tensões verticais junto ao fuste da estaca  
Fonte: Poulos & Davis (1980).

Esse fato condiciona a resistência lateral das estacas, tendo sido constatado por Kérisel (1961, 1964) e Vesic' (1964,1967).

Com relação aos parâmetros ângulo de atrito estaca-solo ( $\delta$ ) e adesão estaca-solo ( $c_a$ ), levando em conta estacas escavadas a seco, em solos arenosos, com superfície lateral totalmente rugosa após a concretagem, Potyondy (1961) considera que o ângulo de atrito ( $\delta$ ) e a adesão ( $c_a$ ) do estado estaca-solo se confundam com o ângulo de atrito ( $\phi$ ) e a coesão ( $c$ ) do solo respectivamente.

Através das análises de Carvalho (1991), para as estacas escavadas, utilizando-se os dados obtidos da instrumentação, procurou-se determinar para o solo analisado, qual seria a profundidade crítica ( $L_c$ ) e qual seria o valor do coeficiente de empuxo horizontal ( $K_h$ ). Com os dados obtidos das provas de carga, admitiu-se que a ruptura ocorra na ligação estaca-solo,

que o ângulo de atrito estaca-solo ( $\delta$ ) e a adesão estaca-solo ( $c_a$ ) sejam iguais ao ângulo de atrito do solo ( $\phi$ ) e coesão do solo ( $c$ ) respectivamente, obtidos nos ensaios triaxiais drenados, com valores médios de  $K_h \cdot \tan\phi = 0,29$  e  $K_h = 0,58$ .

Com relação ao coeficiente de empuxo horizontal ( $K_h$ ), constata-se que sua definição numérica é complexa. Este coeficiente depende do ângulo de atrito do solo ( $\phi$ ), do tipo de estaca, do método de instalação da estaca, da compressibilidade do solo, das tensões horizontais no terreno, do tamanho e forma da estaca.

Para um solo argiloso em condições não-drenadas, onde o ângulo de atrito do solo é nulo ( $\phi = 0$ ), o atrito unitário pode ser calculado com base na resistência ao cisalhamento não-drenado, considerando-se empiricamente um fator de adesão solo-estaca (Poulos & Davis, 1980 e Tomlinson, 1997), desta forma tem-se a capacidade de carga ao longo do fuste descrita na equação (9):

$$P_{lu} = \alpha \cdot S_u \cdot A_s \quad (9)$$

Onde:

$P_{lu}$  = Resistência lateral última ao longo da superfície de ruptura (N);

$\alpha$  = Fator de adesão (-);

$S_u$  = Resistência não-drenada (Pa);

$A_s$  = Área da estaca em contato com o solo (m<sup>2</sup>).

O fator de adesão ( $\alpha$ ) é uma relação entre a aderência do solo com a estaca e a resistência não drenada do solo ( $c_a/S_u$ ). Este valor depende da resistência do solo, do tipo de estaca, da estratigrafia do solo e do método construtivo. Ele pode ser obtido, experimentalmente, através de provas de carga. Poulos & Davis (1980) citam vários trabalhos que relacionaram o fator de adesão com a resistência não-drenada do solo e apresentam um gráfico ilustrando (Figura 8) algumas das correlações existentes na bibliografia:

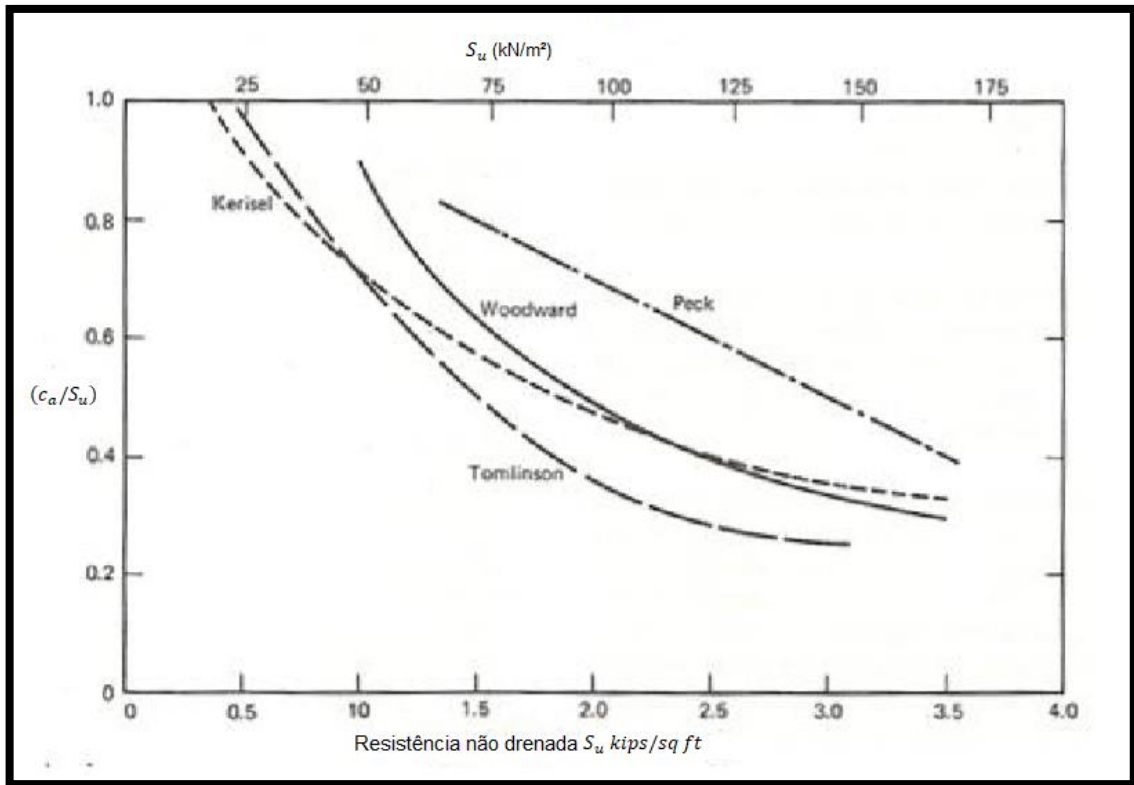
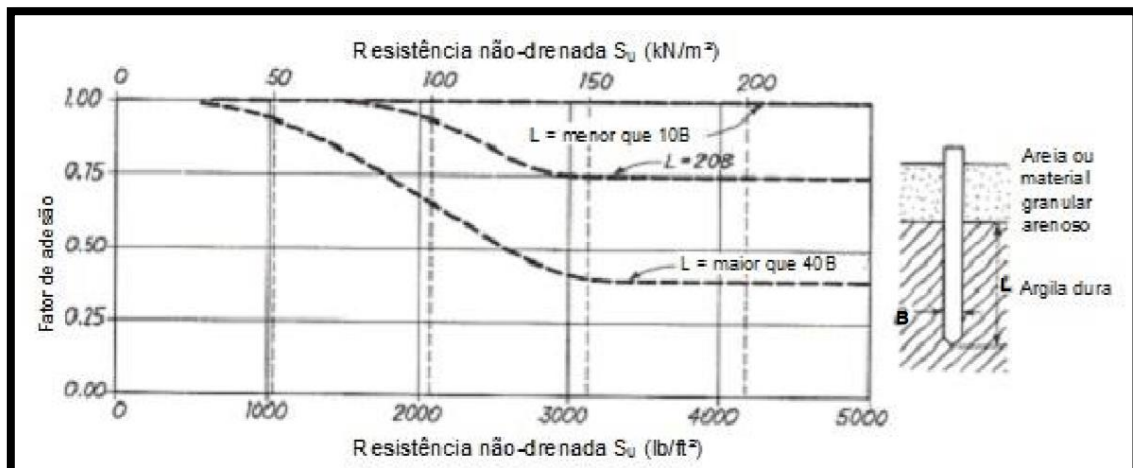
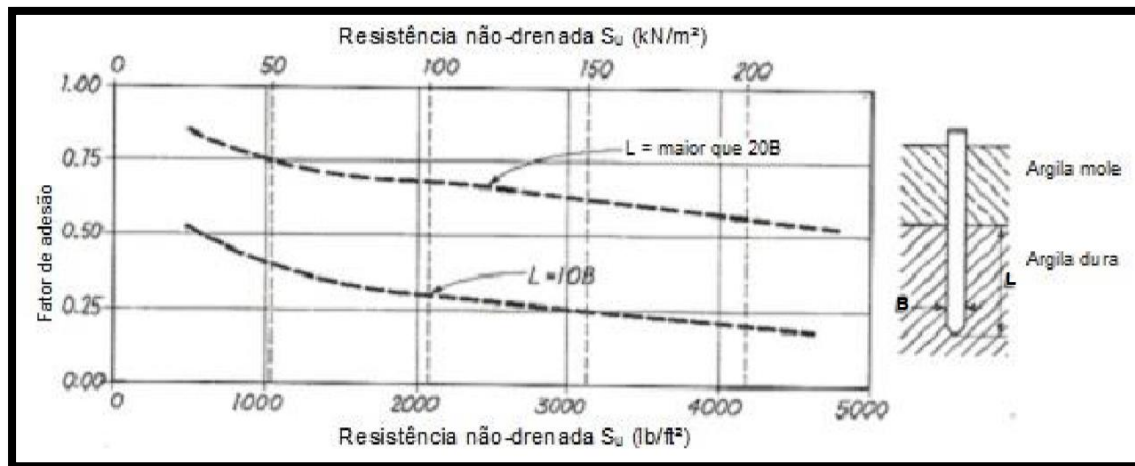


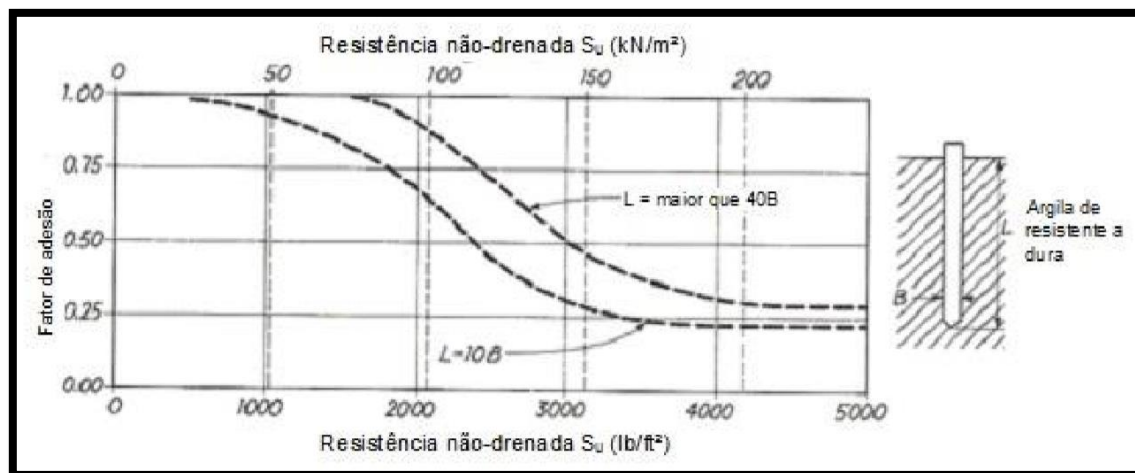
Figura 8 - Fatores de adesão ( $c_a/S_u$ ) para estacas cravadas em argila em função da resistência não-drenada ( $S_u$ ).  
 Fonte: Adaptado de Poulos & Davis (1980).

Outra representação gráfica de resultados (Figura 9), onde  $B$  é o diâmetro da estaca e  $L$  a profundidade enterrada, relacionando a resistência não-drenada ( $S_u$ ) do solo com o fator de adesão ( $\alpha$ ) para os casos de camada subjacente de areia, argila e sem esta camada é apresentada na publicação de Tomlinson (1997). A validade destas curvas foi aferida através da comparação com a previsão de capacidade de carga com a observada em 78 provas de carga realizadas até a ruptura em terrenos onde as propriedades do solo eram conhecidas.





(b)



(c)

Figura 9 - Curvas de fatores de adesão ( $c_a/S_u$ ) para estacas cravadas em solos argilosos em função da resistência não-drenada ( $S_u$ ): (a) 2 camadas de materiais diferentes: areia e argila; (b) duas camadas de argilas de diferentes resistências; (c) uma camada de argila.

Fonte: Adaptado de Tomlinson (1997).

Estes fatores de adesão ( $\alpha$ ) são utilizáveis em estaca cônica, as quais possuem a tendência de fechar a lacuna em torno da parte superior da estaca e aumentar a consolidação do material arrastado junto a ponta da estaca.

Os estudos para estacas escavadas são menos extensos e a maior parte estão relacionados a argila de Londres (altamente pré-adensada). Poulos & Davis (1980) apresentam na Tabela 1 um resumo dos fatores de adesão ( $\alpha$ ) obtidos.

Tabela 1 - Fatores de adesão ( $\alpha$ ) para estacas escavadas em argila.

<b>Tipo de solo</b>	<b>Fator de Adesão</b>	<b>Valor</b>	<b>Referência</b>
Argila de Londres	$c_a/S_u$	0,25 - 0,7 Média 0,45	Golder & Leonard (1954) Tomlinson (1957) Skempton (1959)
Argila Sensitiva	$c_a/S_u$	1	Golder (1957)
Argila Altamente Expansiva	$c_a/S_u$	0,5	Mohan & Chandra (1961)

Fonte: Adaptado de Poulos & Davis (1980).

#### 2.1.4 Método de Balla (1961)

O método de Balla (1961) foi elaborado especificamente para fundações rasas, baseado em testes de modelos de sapatas circulares em areia densa onde o ângulo de atrito está em um intervalo ( $\phi = 36^\circ$  até  $38^\circ$ ). Esta colaboração científica é considerada pioneira sobre fundações submetidas a esforços de tração.

Balla (1961) estudou o caso de ancoragens rasas, onde a profundidade enterrada da estaca pelo comprimento da base são menores que 3,3 ( $D/B < 3,3$ ), em modelos, estabeleceu, a partir dos ensaios realizados, a importância de três parcelas para o cálculo da carga de ruptura: o peso próprio da fundação ( $G_2$ ), o peso próprio do solo no interior da superfície de ruptura ( $G_1$ ) e a resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo de uma superfície observada para o cálculo da capacidade de carga de uma fundação submetida a esforços de tração ( $T_v$ ).

A geratriz da superfície de ruptura é a parte de uma circunferência cuja tangente é vertical junto ao contato da base da sapata, sendo que junto à superfície do terreno, a tangente faz um ângulo de  $(45^\circ - \phi/2)$  com a horizontal (Figura 10). A capacidade de carga aumenta com o acréscimo da dimensão da base, assim como com a profundidade de assentamento da fundação.



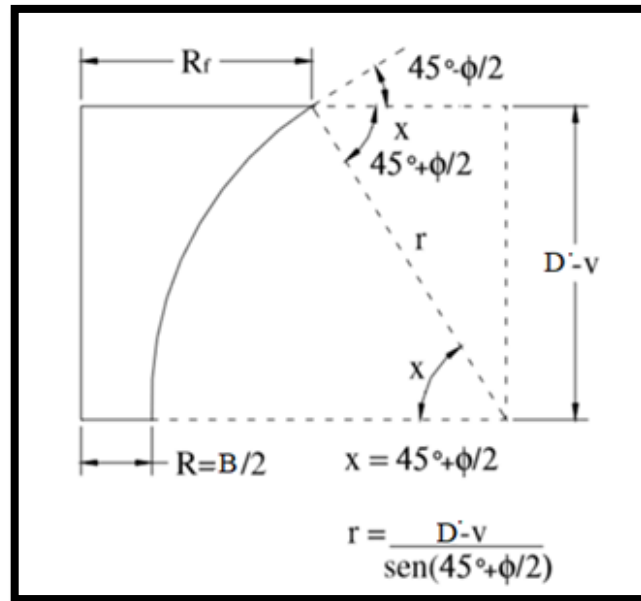


Figura 10 - Aspecto da Superfície de Ruptura observada ( $R_f = R_0$ ).  
Fonte: Adaptado de Balla (1961).

A partir destes dados e deduções teóricas foi possível estabelecer que a capacidade de carga de uma fundação é dada pelas equações (10), (11), (12) e (13):

$$P = T_v + G_1 + G_2 \quad (10)$$

Onde:

$P$  = Capacidade de carga de uma fundação (N);

$T_v$  = Parcela correspondente à resistência ao cisalhamento do solo (N);

$G_1$  e  $G_2$  = Parcelas de peso (N).

$$T_v = (D' - v)^3 \cdot \gamma' \cdot \left( \frac{C}{\gamma'} \cdot \frac{1}{(D' - v)} \cdot F_2 + F_3 \right) \quad (11)$$

$$G_1 = (D' - v)^3 \cdot \gamma' \cdot F_1 \quad (12)$$

$$G_2 = R^2_0 \cdot \pi \cdot (D' - v - m) \cdot (\gamma_c - \gamma') + \frac{1}{3} \cdot \pi \cdot m \cdot (R^2_0 + R_0 R + R^2) \cdot (\gamma_c - \gamma') \quad (13)$$

$$+ \pi \cdot R^2 \cdot v \cdot \gamma_c$$

Onde:

$D'$  = Profundidade da estaca enterrada (m);

$v$  = Comprimento vertical retangular da base da fundação (m);

$m$  = Comprimento vertical entre a mudança de geometria da fundação (m);

$R$  = Metade do comprimento da base da fundação (m);

$R_0$  = Metade do comprimento da parte superior da fundação (m);

$\gamma_c$  = Peso específico do concreto (N/m<sup>3</sup>);

$\gamma'$  = Peso específico do solo (N/m<sup>3</sup>);

$F_1, F_2$  e  $F_3$  = Fatores (-);

$C$  = Coesão (Pa).

Para solos com coesão e sem coesão, de acordo com as Figura 12, Figura 13 e Figura 14, são encontradas as expressões de  $e$  e  $T_v$ ,  $G_1$  e  $G_2$  bem como valores de  $F_1$ ,  $F_2$  e  $F_3$  que são fatores que dependem do ângulo de atrito ( $\phi$ ) e o fator  $\lambda'$ , em ábacos e tabelas, sendo  $\lambda'$  um coeficiente padrão demonstrado na equação (14). A Figura 11 demonstra o esquema geométrico usado nas equações de Balla (1961).

$$\lambda' = \frac{D' - v}{B} \quad (14)$$

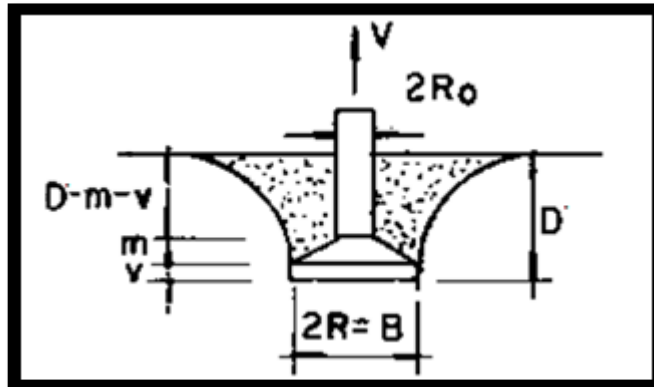


Figura 11 - Esquema geométrico da fundação.  
Fonte: Adaptado de Balla (1961).

$\lambda$	F	ÂNG. DE ATRITO INT. $\phi$				
		0	10	20	30	40
1	F <sub>1</sub>	1,29	1,35	1,41	1,47	1,53
	F <sub>2</sub>	3,96	4,07	4,06	3,70	3,13
	F <sub>3</sub>	0	0,30	0,59	0,83	0,94
2	F <sub>1</sub>	0,50	0,54	0,58	0,62	0,66
	F <sub>2</sub>	2,39	2,50	2,58	2,42	2,12
	F <sub>3</sub>	0	0,17	0,33	0,48	0,56
3	F <sub>1</sub>	0,32	0,36	0,40	0,44	0,48
	F <sub>2</sub>	1,88	1,98	2,09	2,00	1,78
	F <sub>3</sub>	0	0,12	0,25	0,36	0,43
4	F <sub>1</sub>	0,25	0,29	0,33	0,37	0,41
	F <sub>2</sub>	1,60	1,71	1,84	1,78	1,61
	F <sub>3</sub>	0	0,10	0,21	0,31	0,37

Figura 12 - Fatores  $F_1$ ,  $F_2$  e  $F_3$  em função do ângulo de atrito em graus do solo ( $\phi$ ).  
Fonte: Adaptado de Balla (1961).

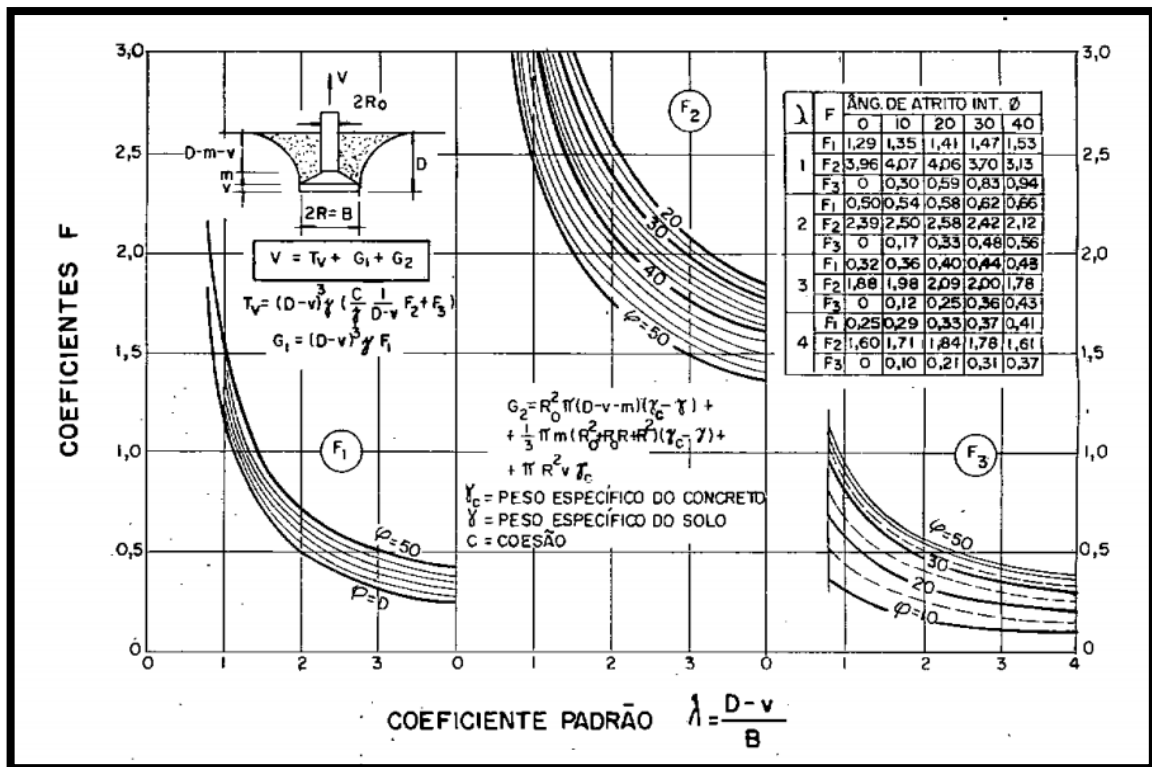


Figura 13 - Coeficientes de resistência a tração para solos com coesão e atrito ( $F_1$ ,  $F_2$  e  $F_3$ ) em função do coeficiente padrão ( $\lambda$ ).  
Fonte: Adaptado de Balla (1961).

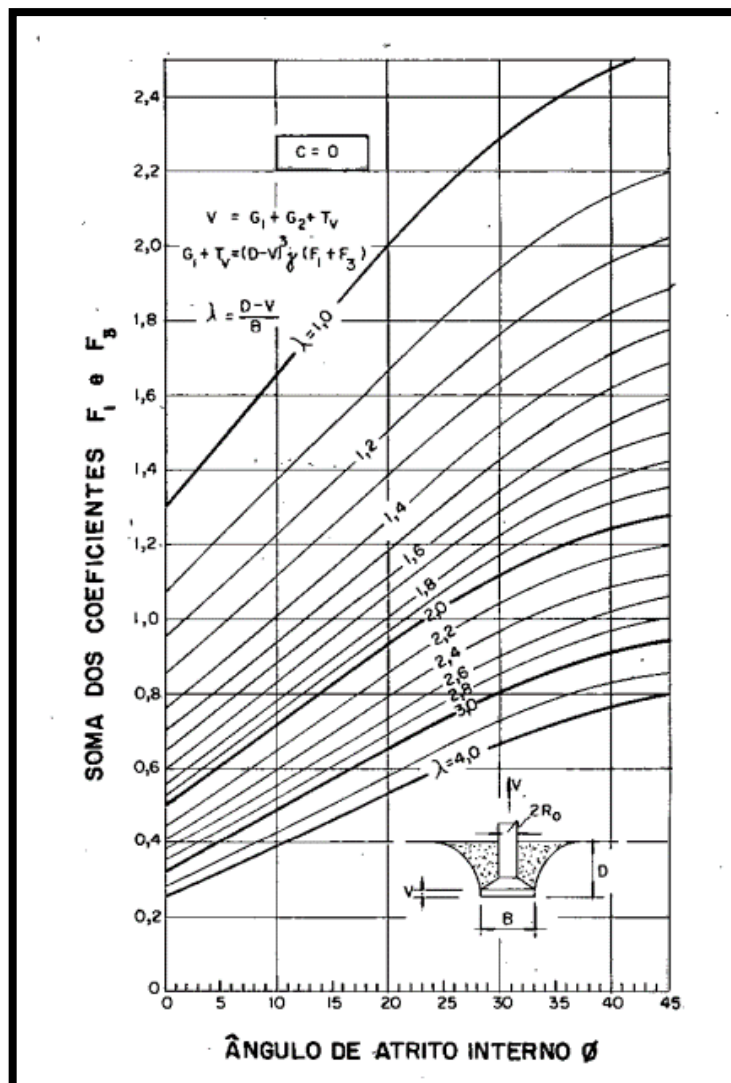


Figura 14 - Coeficientes de resistência a tração para solos sem coesão ( $F_1$  e  $F_3$ ) em função do ângulo de atrito em graus do solo ( $\phi$ ).

Fonte: Adaptado de Balla (1961).

### 2.1.5 Método de Grenoble (1968)

O método de cálculo de Grenoble, proposto por Biarez & Barraud (1968), foi desenvolvido pela equipe da Universidade de Grenoble na França, juntamente com a Companhia de Eletricidade da França (Martin, 1966; 1973; 1975).

O ângulo  $\lambda$ , demonstrado nas Figura 15 e Figura 16, depende do modo de instalação da estaca, de sua profundidade, da sua geometria da base e da heterogeneidade do solo. Biarez & Barraud (1968) sugeriram adotar para estacas  $\lambda = -\phi/8$ , entretanto o melhor meio de aferi-

lo é através de prova de carga. O sinal negativo da angulação é apenas convenção, ela indica que a superfície de ruptura abre em direção ao nível do terreno.

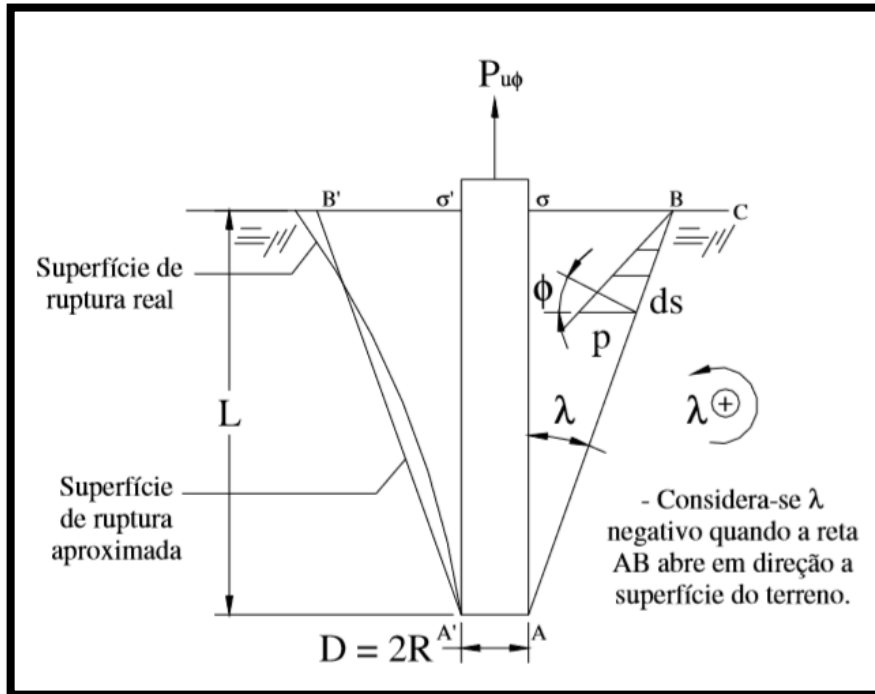


Figura 15 - Distribuição das tensões devidas ao atrito.  
Fonte: Adaptado de Biarez & Barraud (1968).

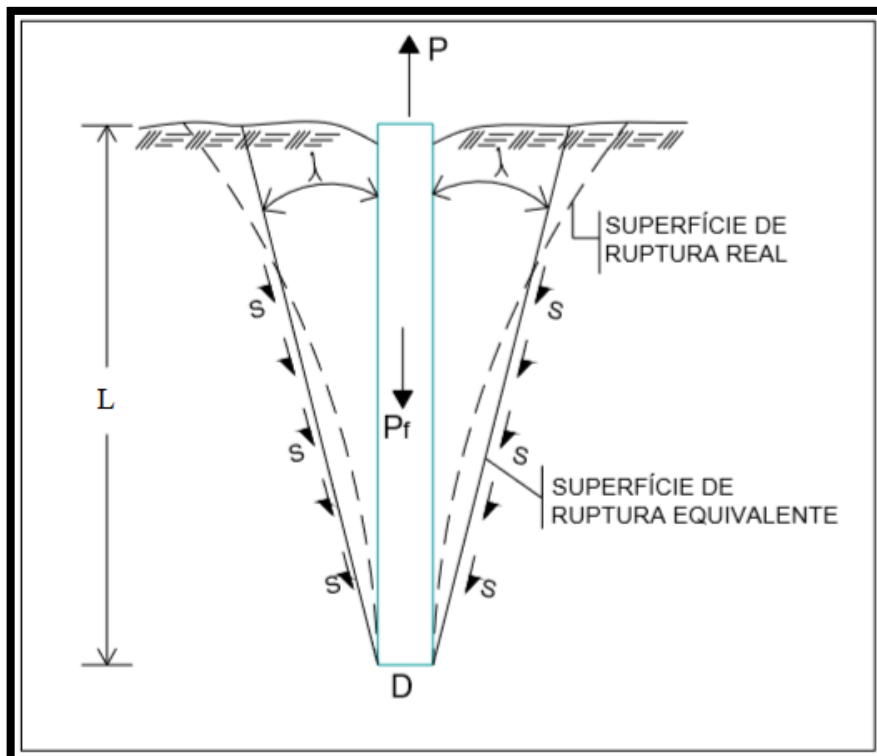


Figura 16 - Superfície de ruptura para estacas em solos homogêneos.  
Fonte: Adaptado de Martin (1966).

Em meio homogêneo, a carga última à tração é obtida considerando as seguintes parcelas dos estados de equilíbrio limite (Carvalho, 1991):

1) Equilíbrio sob a ação do peso próprio do conjunto estaca-solo solidário que provoca o atrito no contato da superfície de ruptura, ao qual corresponde o esforço  $P_{f\phi}$ , denominado termo de atrito - Equações (16), (17) e (18).

2) Equilíbrio em um meio sem peso, mas coesivo, ao qual corresponde o esforço  $P_{fc}$ , denominado termo de coesão - Equações (19), (20) e (21).

3) Equilíbrio em um meio sem peso, sob a ação de uma sobrecarga na superfície do terreno, denominado termo de sobrecarga  $P_q$  - Equações (22), (23) e (24).

4) Tendo que acrescentar ainda o peso  $P_\gamma$  do tronco de cone solidário à fundação, denominado termo de gravidade, e o peso próprio da fundação  $P_f$  - Equações (25), (26) e (27).

Somando-se então, as parcelas descritas, a carga última (P) de uma estaca cilíndrica submetida a esforços verticais de tração é obtida pela equação (15):

$$P = P_{f\phi} + P_{fc} + P_q + P_\gamma + P_f \quad (15)$$

Onde:

$P_{f\phi}$  = Termo de atrito (N);

$$P_{f\phi} = A_l \cdot \gamma' \cdot L \cdot M_\phi \quad (16)$$

$$M_\phi = M_{\phi 0} \left[ 1 - \left( \frac{1}{3} \cdot \tan \lambda \cdot \frac{L}{R} \right) \right] \quad (17)$$

$$M_{\phi 0} = \frac{\text{sen}^2(\phi + \lambda)}{4 \cos^2 \lambda} \quad (18)$$

$P_{fc}$  = Termo de Coesão (N);

$$P_{fc} = A_l \cdot c \cdot M_c \quad (19)$$

$$M_c = M_{c0} \left[ 1 - \left( \frac{1}{2} \cdot \tan\lambda \cdot \frac{L}{R} \right) \right] \quad (20)$$

$$M_{c0} = -\frac{\tan\lambda}{\tan\phi} + \left[ \frac{f}{H} \cdot \cos\phi \left( 1 + \frac{\tan\lambda}{\tan\phi} \right) \right] \quad (21)$$

$P_q$  = Termo de sobrecarga (N);

$$P_q = A_l \cdot q_0 \cdot M_q \quad (22)$$

$$M_q = M_{q0} \left[ 1 - \left( \frac{1}{2} \cdot \tan\lambda \cdot \frac{L}{R} \right) \right] \quad (23)$$

$$M_{q0} = M_{c0} \cdot \tan\phi + \tan\lambda \quad (24)$$

$P_\gamma$  = Termo de gravidade (N);

$$P_\gamma = A_l \cdot \gamma' \cdot L \cdot M_\gamma \quad (25)$$

$$M_\gamma = M_{\gamma0} \left[ 1 - \left( \frac{1}{3} \cdot \tan\lambda \cdot \frac{L}{R} \right) \right] \quad (26)$$

$$M_{\gamma0} = -\frac{1}{2} \tan\lambda \quad (27)$$

$P_f$  = Peso próprio da fundação (N);

$M_\phi, M_{\phi0}, M_c, M_{c0}, M_q, M_{q0}, M_\gamma, M_{\gamma0}$  = Coeficientes (-);

$A_l$  ( $2\pi RL = p \cdot L$ ) = Área lateral enterrada da estaca ( $p$  = perímetro da estaca) (m<sup>2</sup>);

$\gamma'$  = Peso específico do solo (N/m<sup>3</sup>);

$f/H$  = Relação (-);

$\lambda$  = Ângulo de abertura da superfície de ruptura (rad);

$R$  = Metade do comprimento da base da fundação (m);

$L$  = Profundidade enterrada da fundação (m);

$c$  = Coesão do solo (Pa);

$\phi$  = Ângulo de atrito do solo (rad);

$q_0$  = Sobrecarga uniforme infinitamente extensa na superfície do terreno (N/m<sup>2</sup>).

Onde a relação  $(f/H)$  é extraída da Figura 17:

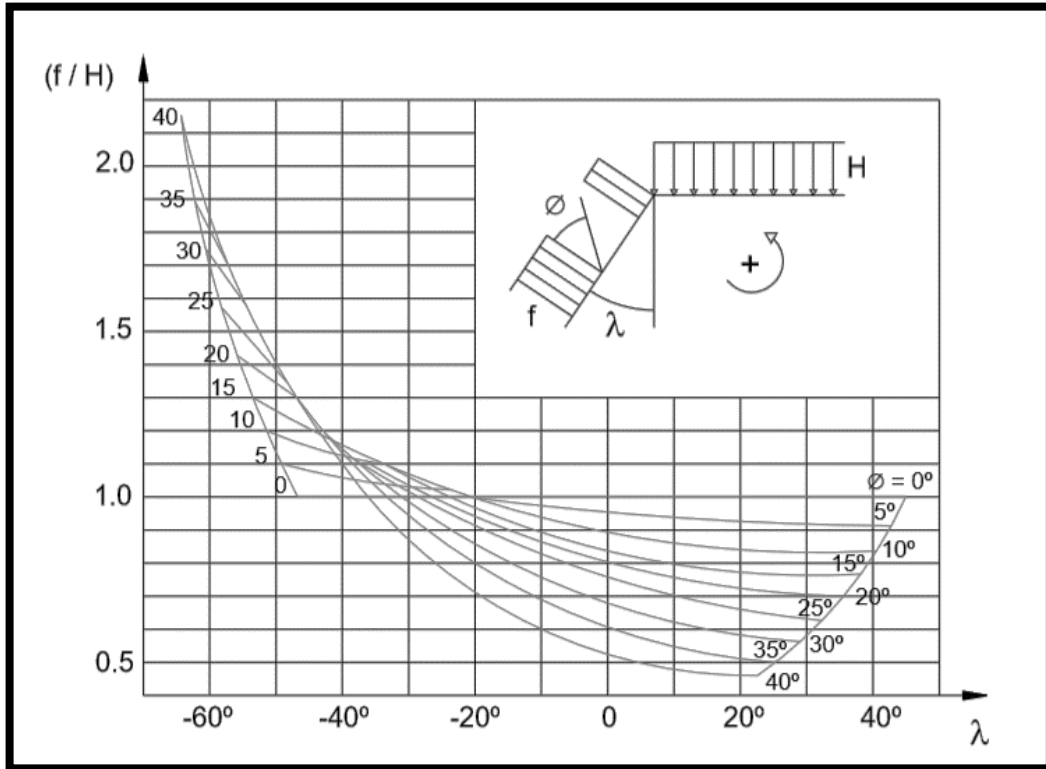


Figura 17 - Ábaco do coeficiente de empuxo  $(f/H)$  em meio coesivo em função do Ângulo de abertura da superfície de ruptura  $(\lambda)$ .

Fonte: Adaptado de Carvalho (1991).

Somando todos os termos escreve-se as seguintes equações (28), (29) e (30):

$$P = A_l [c \cdot M_c + \gamma' \cdot L (M_\phi + M_\gamma) + q_0 \cdot M_q] + P_f \quad (28)$$

$$(M_\phi + M_\gamma) = (M_{\phi 0} + M_{\gamma 0}) \cdot \left[ 1 - \left( \frac{1}{3} \cdot \tan \lambda \cdot \frac{L}{R} \right) \right] \quad (29)$$

$$(M_{\phi 0} + M_{\gamma 0}) = \frac{\text{sen} \phi \cdot \cos(\phi + 2\lambda)}{2 \cos^2 \lambda} \quad (30)$$

Matos (1989) encontrou a angulação  $\lambda = 0^\circ$  valores contra segurança, embora o autor esclarecesse que os resultados mais realistas foram encontrados quando baseados em parâmetros de resistência efetiva ou residual do solo.



### 2.1.6 Método de Meyerhof e Adams (1968)

O método de Meyerhof & Adams (1968) foi desenvolvido para fundações rasas e profundas (estacas e tubulões), em solos genéricos com coesão e ângulo de atrito, e depois foi adaptado para fundações circulares e retangulares tanto para areias quanto para argilas. Em função das formas complexas das superfícies de ruptura, são feitas diversas simplificações em relação às superfícies reais.

Os testes do método mostraram que para fundações relativamente rasas, apoiadas em areias compactas, a superfície de ruptura era em forma de arco, que a partir do canto da sapata se estendia até a superfície do terreno.

Para profundidades maiores, a superfície de ruptura era menos acentuada, sendo curva na parte inicial, e depois vertical até atingir a superfície do terreno. Em areias fofas, a grandes profundidades, a superfície de ruptura era basicamente vertical e limitada a uma pequena distância acima da base da fundação. Em fundações rasas contendo areias fofas, a superfície de ruptura seguia aproximadamente vertical, atingindo a superfície do terreno.

Em argilas as formas da superfície de ruptura mostraram-se complexas devido à formação de fendas de tração no terreno, pelo menos para profundidades pequenas. Constatou-se tensões neutras negativas no solo acima e abaixo da fundação submetida ao arrancamento. Para fundações a grandes profundidades, a compressibilidade e as deformações da massa de solo acima da base da fundação impedem que a superfície de ruptura atinja o nível do terreno.

A extensão da ruptura localizada pode ser incluída na análise, limitando o comprimento vertical ( $H$ ) da superfície de ruptura e utilizando a pressão de sobrecarga acima do nível da superfície de ruptura ( $P_0$ ) igual a diferença entre o comprimento enterrado da estaca ( $L$ ) e a altura limite da superfície de ruptura ( $H$ ) multiplicado pelo peso específico do solo  $\gamma'(L - H)$ . A Figura 18 representa o sistema grandes e pequenas profundidades, sendo  $D$  o diâmetro da estaca,  $P_f$  o peso da fundação e  $\tau$  a superfície de ruptura.

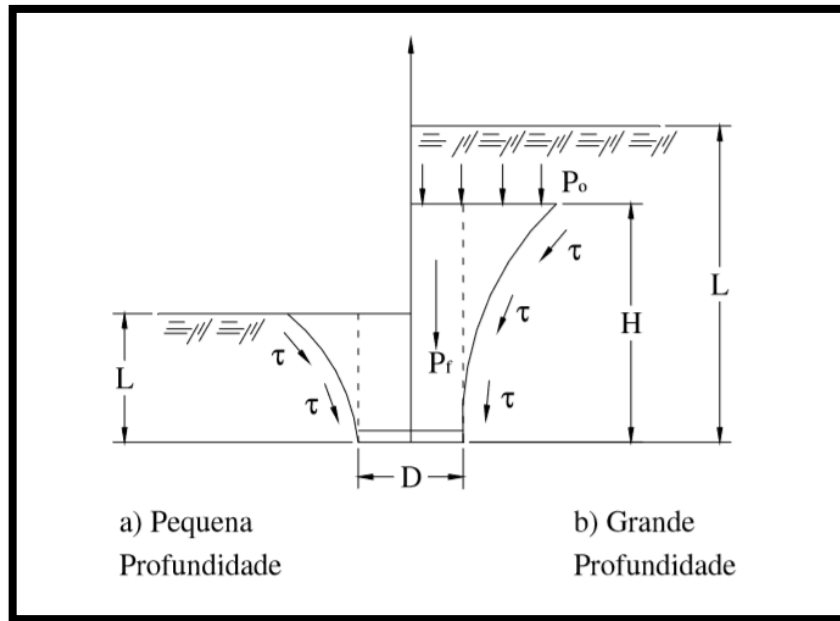


Figura 18 - Forma de ruptura usada para o Cálculo de Capacidade de Carga à Tração de Fundações Corridas, Rasas e Profundas.  
 Fonte: Adaptado de Meyerhof & Adams (1968)

Desta forma, para solos com coesão e ângulo de atrito, as equações (32), foram obtidas:

1) Pequenas profundidades ( $L \leq H$ ) : ( $L < D$ ):

$$P = \pi \cdot c \cdot D \cdot L + s \cdot \frac{\pi}{2} \cdot \gamma' \cdot D \cdot L^2 \cdot K_v \cdot \tan \phi + P_f + P_s \quad (31)$$

2) Para grandes profundidades ( $L > H$ ):

$$P = \pi \cdot c \cdot D \cdot H + s \cdot \frac{\pi}{2} \cdot \gamma' \cdot D \cdot (2L - H) \cdot K_v \cdot \tan \phi + P_f + P_s \quad (32)$$

$$s = 1 + m \frac{L}{D} \quad (33)$$

$$s(\text{máximo valor}) = 1 + m \frac{H}{D} \quad (34)$$

Onde:

$P$  = Carga última de ruptura do solo (N);

$H$  = Comprimento vertical limite da superfície de ruptura (m);

$c$  = Coesão do solo (Pa);

$D$  = Dimensão da fundação da seção transversal (m);  
 $L$  = Profundidade da fundação (m);  
 $s$  = Fator de forma (m);  
 $\gamma'$  = Peso específico do solo (N/m<sup>3</sup>);  
 $m$  = Coeficiente que depende de  $\phi$  (m);  
 $K_v$  = Coeficiente nominal de empuxo de terra à tração (aproximadamente 0,9 a 0,95 para valores de  $\phi$  entre 25° e 40°) (-);  
 $\phi$  = Ângulo de atrito (rad);  
 $P_f$  = Peso da fundação (N);  
 $P_s$  = Peso de solo contido no cilindro acima da base, levantado na ruptura (N).

Os valores de  $H/D$ ,  $s$  e  $m$ , obtidos de resultados de ensaios por Meyerhof & Adams (1968) são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 - Valores de profundidade relativa ( $H/D$ ) (a partir da qual a fundação é considerada profunda), do coeficiente ( $m$ ) e limites máximos do fator de forma ( $s$ ) em função do ângulo de atrito em graus ( $\phi$ ).

$\phi^\circ$	20	25	30	35	40	45	48
<b>H/D</b>	2,5	3	4	5	7	9	11
<b><i>m</i></b>	00,5	0,1	0,15	0,25	0,35	0,5	0,6
<b>s</b>	1,12	1,30	1,60	2,25	3,45	5,50	7,60

Fonte: Adaptado de Meyerhof & Adams (1968).

Ainda um valor limite para capacidade de carga à tração, que é dada pela soma da capacidade de carga da base da fundação com o atrito lateral de seu fuste é descrita na equação (35):

$$P = D \cdot (c \cdot N_c + \gamma' \cdot D \cdot N_q) + A_l \cdot f + P_f + P_s \quad (35)$$

Onde:

$P$  = Carga última de ruptura do solo (N);

$D$  = Dimensão da fundação da seção transversal (m);

$c$  = Coesão do solo (Pa);

$\gamma'$  = Peso específico do solo (N/m<sup>3</sup>);

$A_l$  = Área lateral do fuste da fundação (m<sup>2</sup>);

$f$  = Tensão lateral na ligação estaca-solo (Pa);

$N_q$  e  $N_c$  = fatores de capacidade de carga para fundações à compressão (-);

$P_f$  = Peso da fundação (N);

$P_s$  = Peso de solo contido no cilindro acima da base, levantado na ruptura (N).

A capacidade de carga última à tração de uma fundação deve ser tomada como o menor valor obtido pelas Equações (31), (32) e (35).

### 2.1.7 Método de Meyerhof (1973)

O método de Meyerhof (1973a) é uma forma de determinação da carga última de estacas submetidas a esforços de tração. Este método estende o método proposto por Meyerhof & Adams (1968) oferecendo condições de ser aplicado ao considerar situações tais como, estacas inclinadas submetidas a esforços excêntricos de tração e esforços axiais de tração inclinadas, bem como uma reformulação do método ao considerar estaca vertical sob esforço axial (Meyerhof, 1973b).

A parcela da resistência lateral é obtida através da equação (36). Ao acrescentar o peso próprio da estaca ao valor obtido, determina-se a carga última à tração:

$$P = \left( c_a + K_u \cdot \frac{\gamma' \cdot z}{2} \cdot \tan \delta \right) A_s + P_f \quad (36)$$

Onde:

$c_a$  = Adesão estaca-solo (Pa);

$K_u$  = Coeficiente de empuxo do solo (Coeficiente de arrancamento) (-);

$\gamma'$  = Peso específico do solo (N/m<sup>3</sup>);

$z$  = Comprimento da estaca (m);

$\delta$  = ângulo de resistência ao cisalhamento do contato solo-estaca (rad);

$A_s$  = Área lateral da estaca (m<sup>2</sup>);

$P_f$  = Peso próprio da fundação (N).

Os valores do coeficiente de empuxo do solo ( $K_u$ ) para estacas escavadas depende do valor do ângulo de atrito interno do solo ( $\phi$ ), obtido através das Figura 19 e Figura 20:

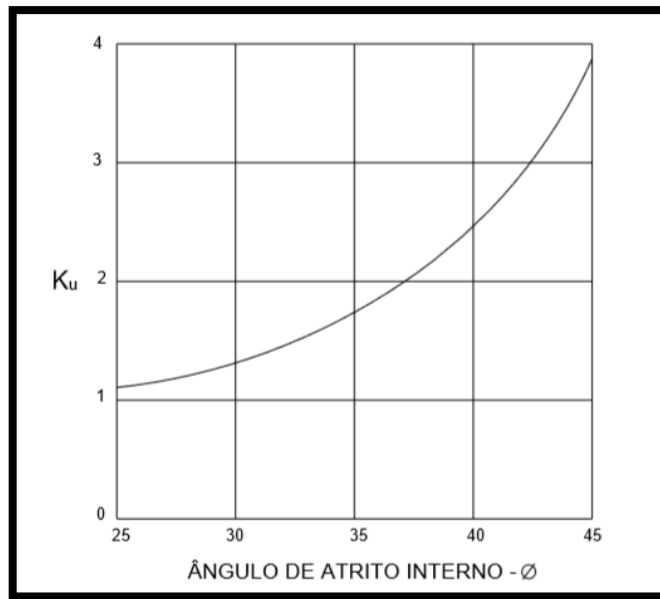


Figura 19 - Coeficiente de empuxo teórico do solo ( $K_u$ ) para estacas escavadas em função do ângulo de atrito do solo em graus ( $\phi$ ).  
 Fonte: Adaptado de Meyerhof (1973a).

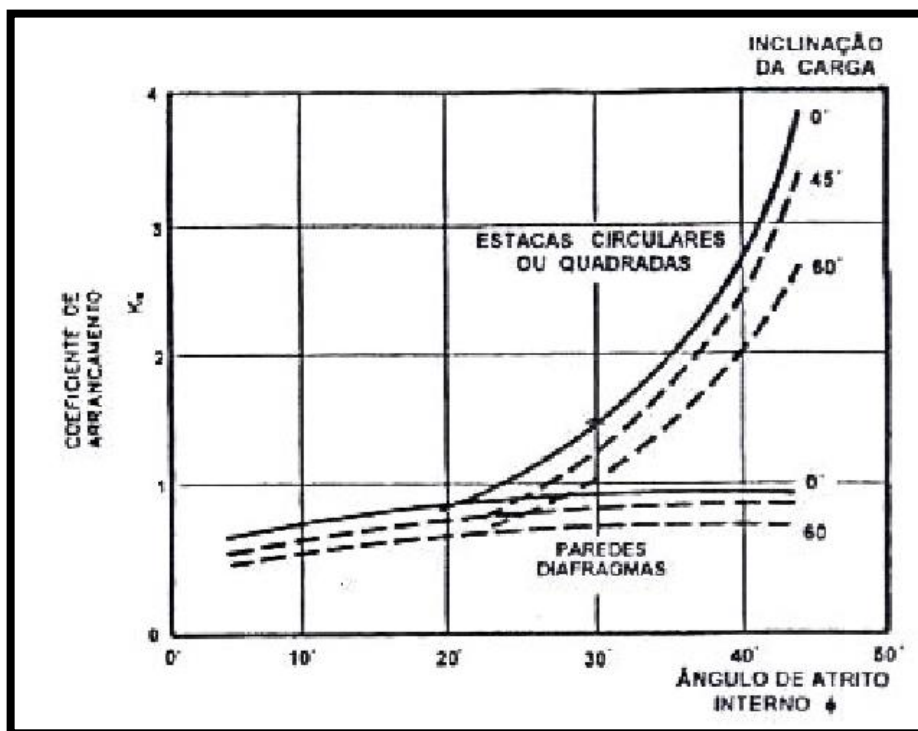


Figura 20 - Coeficiente de empuxo teórico do solo ( $K_u$ ) para estacas escavadas, em diferentes inclinações de aplicação de carga, em função do ângulo de atrito do solo em graus ( $\phi$ ).  
 Fonte: Adaptado de Meyerhof (1973b).

O método foi desenvolvido voltado para estacas executadas em solos com coesão e ângulo de atrito. Dessa forma, a utilização deste método, pode-se considerar o valor da adesão estaca solo ( $c_a$ ) e do ângulo de atrito estaca-solo ( $\delta$ ) iguais, respectivamente, aos valores da coesão do solo ( $c$ ) e do ângulo de atrito do solo ( $\phi$ ) obtidos através dos ensaios triaxiais drenados. Além disso, a profundidade crítica ( $L_{cr}/D = 15$ ) pode ser considerada a partir da qual o atrito lateral permanece constante.

De acordo com a Figura 21, podemos estabelecer a equação (37):

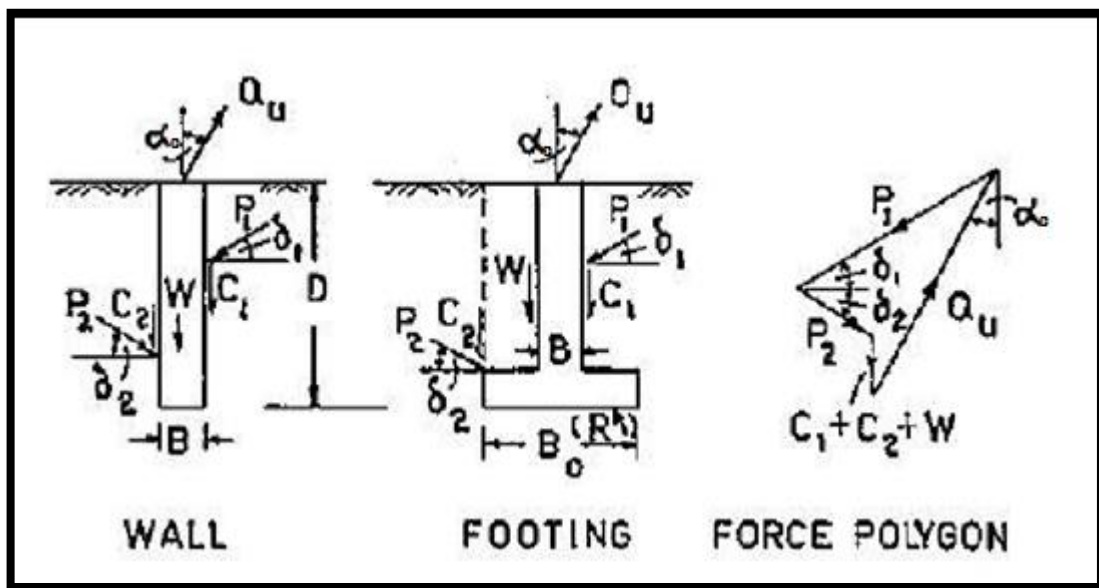


Figura 21 - Forças na ruptura em fundações sob carregamento inclinado.

Fonte: Adaptada de Meyerhof (1973b).

Para a carga de ruptura aplicada na parede no nível do terreno e com inclinação  $\alpha$  (ângulo medido a partir da vertical), as resultantes dos empuxos de terra passivos  $P_1$  e  $P_2$  têm inclinação  $\delta_1$  e  $\delta_2$  com a horizontal respectivamente. As resultantes dos empuxos de terra passivos  $P_1$  e  $P_2$  atuam conjuntamente com as forças de adesão  $C_1$  e  $C_2$  nas partes superior e inferior da parede, respectivamente. Para pequenas inclinações do carregamento (pequenos valores de  $\alpha$ ) tanto  $P_1$  como  $P_2$  atuam para baixo; com o aumento de  $\alpha$  o ponto de aplicação de  $P_1$  sobe e o ângulo  $\delta_1$  diminui, desta maneira  $P_1$  passa a atuar para cima quando  $\alpha$  se aproxima de  $90^\circ$ , enquanto o ponto de aplicação de  $P_2$  se aproxima da base com seu  $\delta_2$  aproximadamente inalterado. A carga de ruptura por unidade de comprimento da parede pode ser estimada a partir do polígono de forças:

$$P' = c \cdot K_c \cdot D' + \frac{\gamma' \cdot D'^2 \cdot K_b}{2} + W \cos \alpha \quad (37)$$

Onde:

$P'$  = Carga de ruptura por unidade de comprimento (N/m);

$c$  = Coesão (Pa);

$W$  = Peso da fundação (N/m);

$\gamma'$  = Peso específico do solo (N/m<sup>3</sup>);

$D'$  = Profundidade de assentamento da fundação (m);

$K_b$  e  $K_c$  = Coeficientes de arrancamento - Equação (38) (-);

$\alpha_0$  = Inclinação (ângulo medido a partir da vertical) (rad).

$$K_b = 2 \cdot K_u \cdot \tan \phi \quad (38)$$

$K_u$  = Coeficiente de empuxo de terra atuante (-).

Para a determinação do coeficiente de arrancamento ( $K_b$ ) pode-se utilizar a Figura 22:

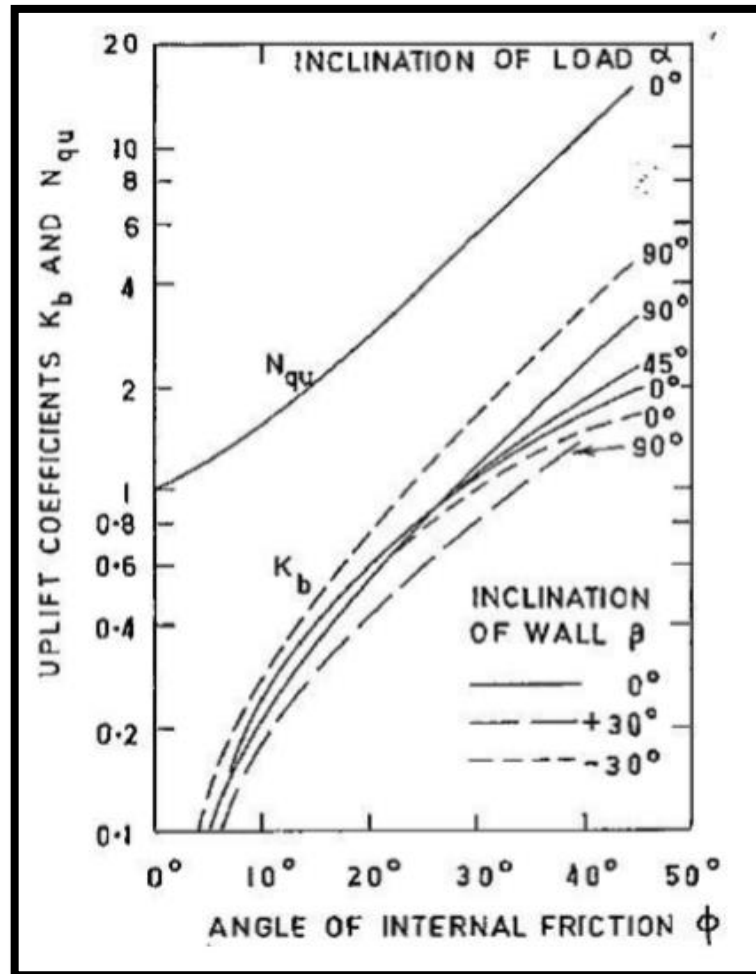


Figura 22 - Coeficientes de arrancamento teóricos ( $K_b$ ) para paredes ancoradas rígidas em função do ângulo de atrito do solo em graus ( $\phi$ ).  
 Fonte: Adaptada de Meyerhof (1973b).

Para paredes em argilas saturadas ( $\phi = 0$ ), o coeficiente de arrancamento é  $K_c = 2$  teoricamente para a inclinação nula ( $\alpha_0 = 0^\circ$ ), e este valor de coeficiente de arrancamento ( $K_c$ ) decresce para aproximadamente 1 com a inclinação ( $\alpha$ ) de  $90^\circ$ .

A carga de ruptura de estacas rígidas pode então ser expressa pela equação (39):

$$P' = \left( c \cdot K'_c \cdot D' + \frac{\gamma' \cdot D^2 \cdot K'_b}{2} \right) B + W \cos \alpha \quad (39)$$

Onde:

$P'$  = Carga de ruptura por unidade de comprimento (N/m);

$c$  = Coesão (Pa);

$W$  = Peso da fundação (N/m);



$\gamma'$  = Peso específico do solo (N/m<sup>3</sup>);

$D'$  = Profundidade de assentamento da fundação (m);

$\alpha_0$  = Inclinação (ângulo medido a partir da vertical) (rad).

$B$  = Largura da fundação (m);

$K'_b$  e  $K'_c$  = Coeficientes de arrancamento para estacas rígidas (-).

As Figura 23 e Figura 24 representam formas de determinar o coeficiente de arrancamento ( $K'_b$ ).

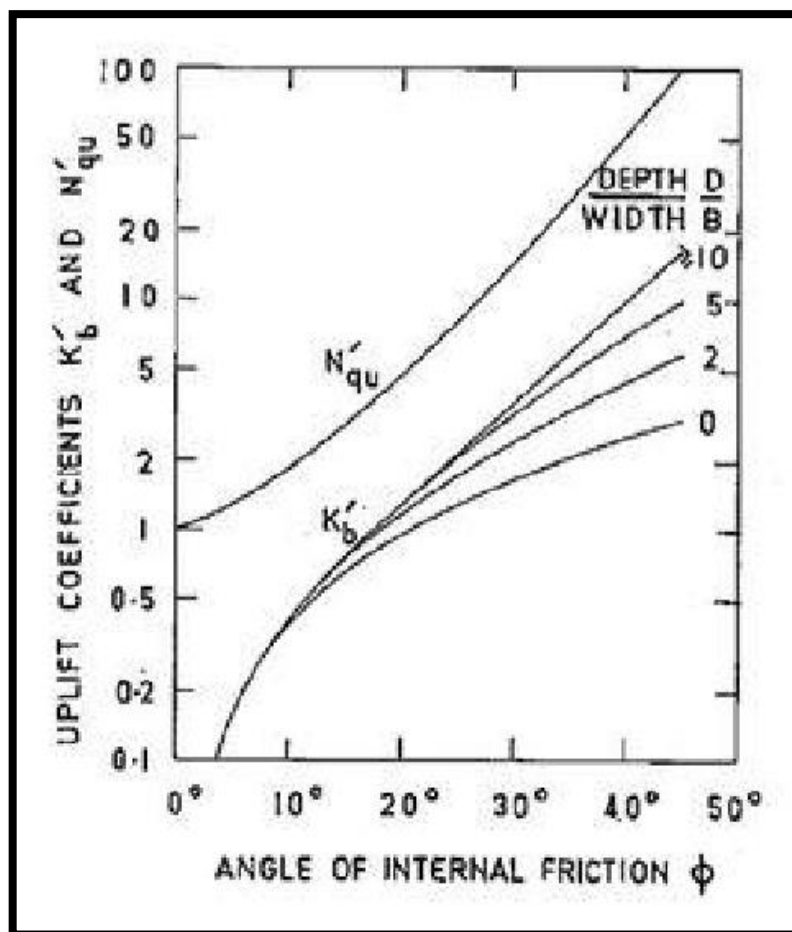


Figura 23 - Coeficientes de arrancamento vertical ( $K'_b$ ) para estacas rígidas em função do ângulo de atrito do solo em graus ( $\phi$ ).

Fonte: Adaptada de Meyerhof (1973a).

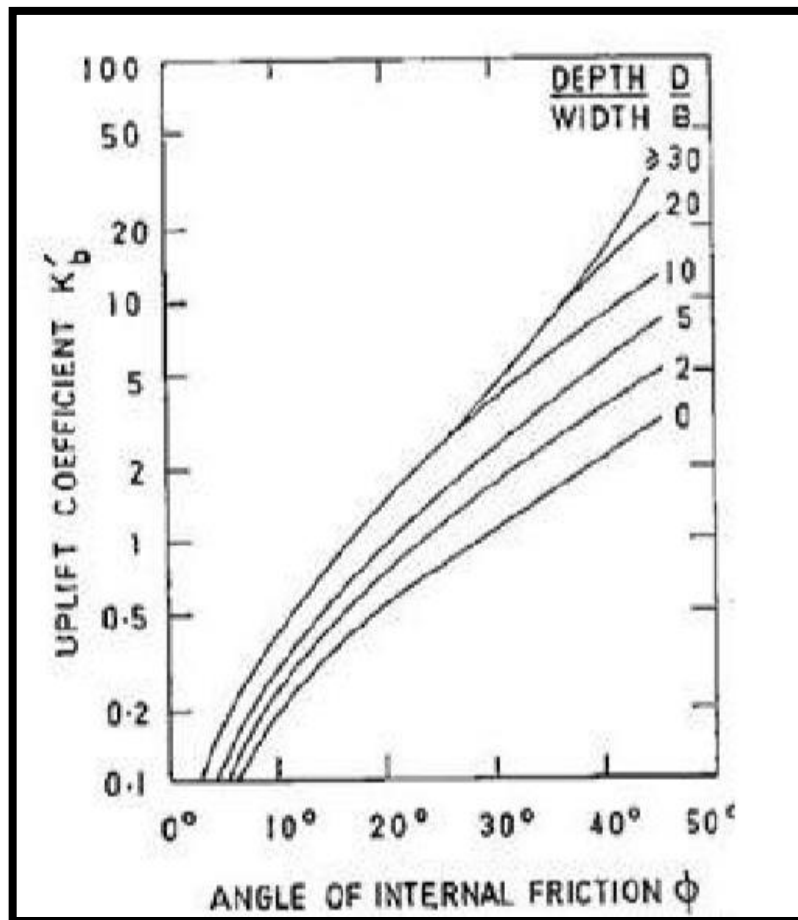


Figura 24 - Coeficientes de arrancamento horizontal ( $K'_b$ ) para estacas rígidas em função do ângulo de atrito do solo em graus ( $\phi$ ).  
 Fonte: Adaptada de Meyerhof (1973a).

Para estacas aproximadamente rígidas em argilas saturadas onde o ângulo de atrito do solo é nulo ( $\phi = 0$ ) sob tração vertical, o coeficiente de arrancamento ( $K'_c$ ) vale  $\pi$ , enquanto para carregamentos horizontais os valores correspondentes ao coeficiente de arrancamento ( $K'_c$ ) variam de aproximadamente 1 para estacas curtas a 3 para estacas longas com alguma variação provindas de trincas de tração (Meyerhof & Adams, 1968).

### 2.1.8 Método de Das (1973)

O método de Das foi desenvolvido baseado em ensaios de protótipos de estacas em solos arenosos variando seus comprimentos (obedecendo a relação profundidade por diâmetro ( $z/D$ ) até 24). Das (1983), em seus estudos, concluiu que a tensão lateral na ligação estaca-solo se desenvolve linearmente até uma profundidade crítica, a partir da qual permanece constante

(Figura 25). Foi verificado que a profundidade crítica  $(z/D)_{cr}$  depende da compacidade relativa  $(D_r)$  da areia.

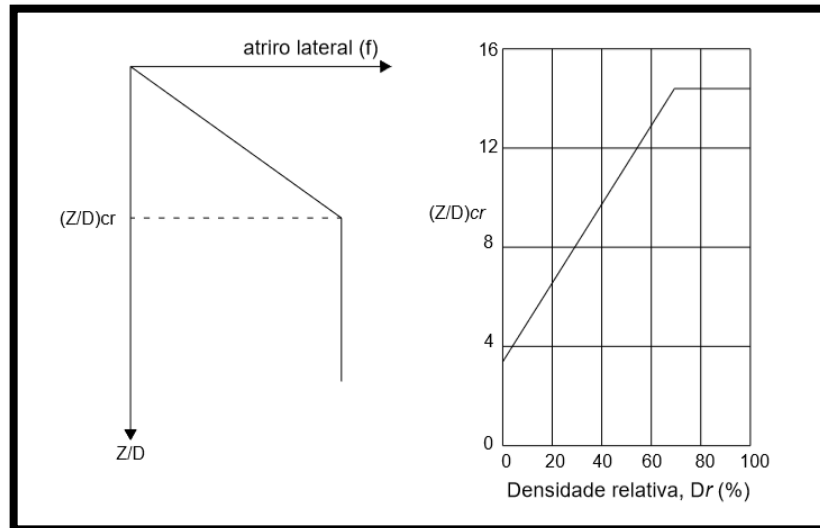


Figura 25 - Profundidade crítica  $(z/D)_{cr}$  em função da densidade relativa  $(D_r)$ .  
Fonte: Das (1983).

Partindo das experiências realizadas nos ensaios, a seguinte metodologia para o cálculo da carga última de uma estaca submetida a esforços de tração foi desenvolvida:

- 1) Com o diâmetro  $(D)$  e o comprimento enterrado  $(z)$  da estaca, calcula-se a relação  $z/d$ ;
- 2) Estima-se a compacidade relativa  $(D_r)$  da areia;
- 3) Com o valor desta última, calcula-se  $(z/d)_{cr}$ , através de uma das relações:
  - A) Para  $D_r \leq 70\%$  :  $(z/d)_{cr} = 0,156 \cdot D_r + 3,58$
  - B) Para  $D_r > 70\%$  :  $(z/d)_{cr} = 14,5$
- 4) Se  $(z/d) < (z/d)_{cr}$ , calcula-se a capacidade de carga à tração segundo a seguinte equação (40):

$$P_u = \left( \frac{\pi}{2} \cdot D \cdot \gamma' \cdot z^2 \cdot K_u \cdot \tan \delta \right) + P_f \quad (40)$$

- 5) Se  $(z/d) > (z/d)_{cr}$ , calcula-se a carga última à tração segundo a equação (41):

$$P_u = \left( \frac{\pi}{2} \cdot D \cdot \gamma' \cdot z_{cr}^2 \cdot K_u \cdot \tan \delta + \pi \cdot D \cdot \gamma' \cdot z_{cr} \cdot K_u \cdot \tan \delta \cdot (z - z_{cr}) \right) + P_f \quad (41)$$

Onde:

$D$  = Diâmetro da estaca (m);

$\gamma'$  = Peso específico do solo ( $\text{N}/\text{m}^3$ );

$z$  = Profundidade (m);

$z_{cr}$  = Profundidade onde a tensão lateral permanece constante (m);

$K_u$  = Coeficiente de atrito estaca-solo (-);

$\delta$  = ângulo de atrito estaca-solo (rad);

$P_f$  = Peso próprio da fundação (N);

$D_r$  = Densidade relativa (%).

O coeficiente de arrancamento ou atrito estaca-solo ( $K_u$ ), Das et al. (1977) e Das & Rozendal (1983) propõe a adoção dos valores propostos por Meyerhof (1973b) de acordo com a Figura 26.

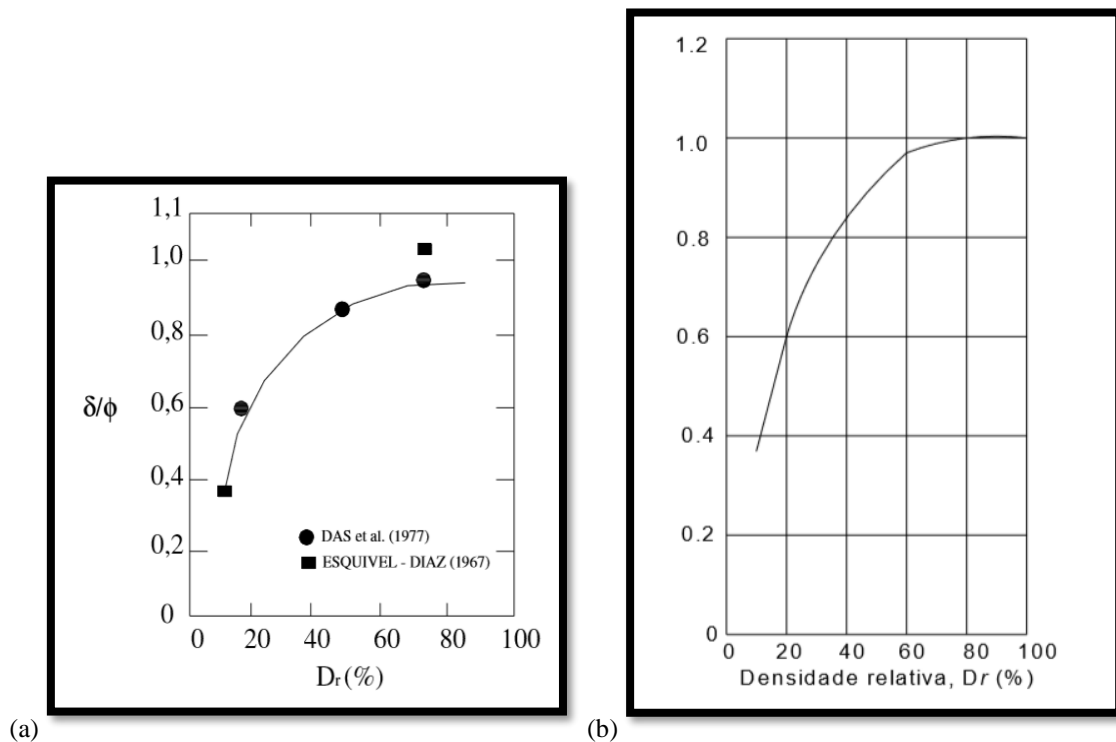


Figura 26 - Variação do ângulo de atrito estaca-solo e do solo ( $\delta/\phi$ ) em função da densidade relativa ( $D_r$ ) em (a) e (b).

Fonte: Adaptado de Das et al. (1977).

Com relação ao ângulo de atrito estaca-solo ( $\delta$ ), Das et al. (1977) sugere a adoção desse valor em função do ângulo de atrito do solo, sendo  $0,4\phi$  para areias fofas e  $\phi$  para areias densas. Esta sugestão foi feita após análise de dados obtidos em modelos por Esquivel-Diaz (1967).

Considerando que a região estudada por Carvalho (1991) foi no Campo Experimental de São Carlos, o valor da densidade relativa ( $D_r$ ) adotada foi igual a 0,3. Neste tipo de solo (areia pouco compacta), a densidade relativa ( $D_r$ ) varia entre 0,2 e 0,4. Esta consideração conduz a um valor de ângulo de atrito estaca-solo ( $\delta$ ) em função do ângulo de atrito do solo igual a  $0,7\phi$ .

O método foi desenvolvido para areias puras, com compacidade entre fofa e densa, não havendo a confiança da extrapolação dos resultados para outros tipos de solo, ou diferentes camadas do terreno, como observaram Das & Rozendal (1983). O método também não considera sobrecargas na superfície do terreno.

#### 2.1.9 Método de Kulhawy (1985) e equipe (Universidade de Cornell)

O método de Kulhawy (1985) descreve a resistência última ( $P_u$ ) de estacas escavadas e tubulões sem base alargada, através do equilíbrio de forças verticais. A equação para avaliação da carga última é dada pela equação (42):

$$P_u = P_f + P_{pu} + P_{lu} = P_f + P_{pu} + \int_{\text{Área}}^{\bar{}} \tau(z) dz \quad (42)$$

Onde:

$P_u$  = Resistência última (N);

$\tau$  = Tensão de resistência lateral ao longo de uma superfície de cisalhamento geral (Pa);

$z$  = Profundidade (m);

$P_f$  = Peso da fundação (N);

$P_{pu}$  = Resistência de ponta (N);

$P_{lu}$  = Resistência de atrito lateral (N) - Equação (43).

$$P_{lu} = \int_0^L p(z) \cdot \sigma'_h(z) \cdot \tan\delta'(z) \cdot dz = \int_0^L p(z) \cdot \sigma'_v(z) \cdot K(z) \cdot \tan\delta'(z) \cdot dz \quad (43)$$

- $L$  = Profundidade onde a estaca se encontra enterrada (m);
- $p$  = Perímetro da fundação (m);
- $\sigma'_h$  = Tensão efetiva horizontal que age como uma tensão normal na interface solo-estaca (Pa);
- $\delta'$  = Ângulo de atrito efetivo para a interface solo-estaca (rad);
- $\sigma'_v$  = Tensão vertical efetiva (Pa);
- $K$  = Coeficiente de empuxo horizontal ( $\sigma'_h/\sigma'_v$ ) (-).

Estudando a superfície de cisalhamento, verificou-se que as estacas escavadas rompiam, principalmente, ao longo da interface solo-fuste, conduzindo em formato cilíndrico. A transferência de carga correspondente é mostrada na Figura 27. O deslocamento típico para mobilizar toda a resistência lateral está em torno de 5 a 10mm. (Stewart & Kulhawy, 1981).

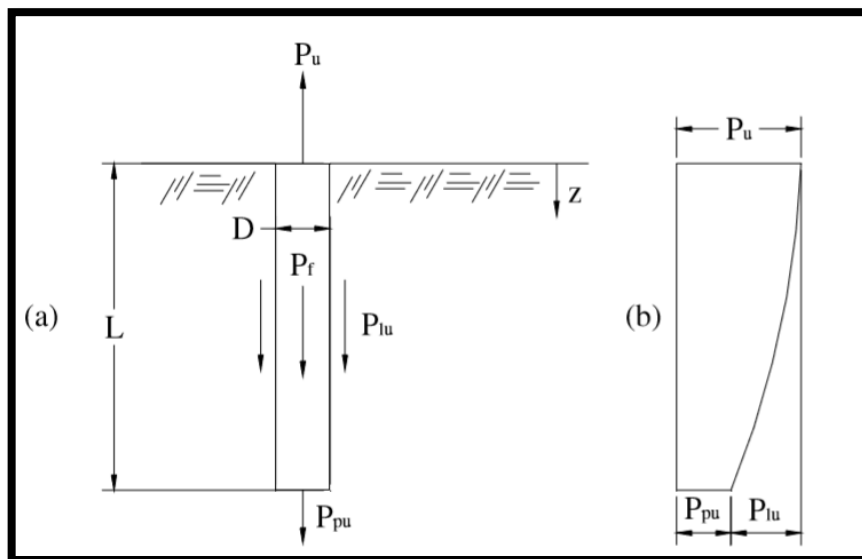


Figura 27 - Estaca ou tubulão sem base alargada submetidos à tração. a) representação dos esforços; b) diagrama de transferência de carga ao longo do fuste.

Fonte: Adaptado de Kulhawy (1985).

#### 2.1.10 Método de Braja (1986)

No método de Braja a capacidade de carga das estacas quando submetidas a tração pode ser calculada através da equação (44):

$$Q_0 = f_s \cdot A_s \quad (44)$$

Onde:

$Q_0$  = Capacidade de carga máxima ao arrancamento (N);

$f_s$  = Atrito médio (Pa);

$A_s$  = Área lateral da estaca ( $m^2$ ).

A parcela do atrito médio pode ser determinada seguindo a equação (45):

$$f_s = K_u \cdot \frac{\gamma' \cdot z}{2} \cdot \tan \delta \quad (45)$$

Onde:

$K_u$  = Coeficiente de empuxo do solo (-);

$\gamma'$  = Peso específico do solo ( $N/m^3$ );

$z$  = Comprimento da estaca enterrada (m);

$\delta$  = Ângulo de atrito estaca-solo (rad).

Em seus estudos, Meyerhof (1973a) sugeriu a determinação do coeficiente de empuxo do solo ( $K_u$ ) através de uma estimativa teórica onde relacionava-se o ângulo de atrito do solo ( $\phi$ ). Esses valores são demonstrados na Figura 28:

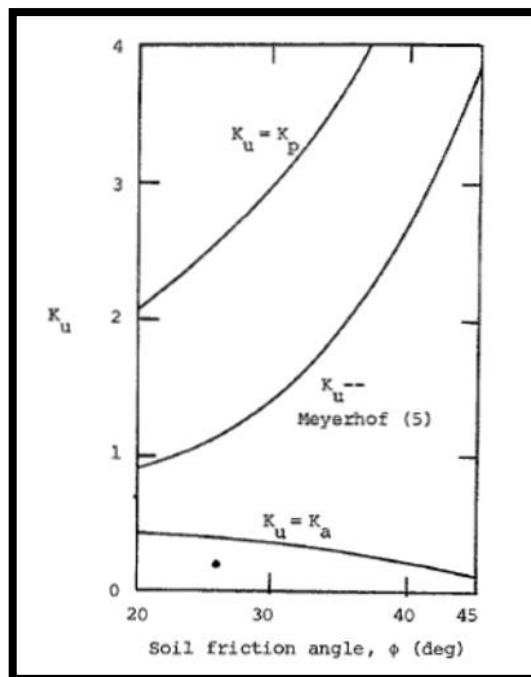


Figura 28 - Variação do coeficiente de empuxo do solo ( $K_u$ ) em função do ângulo de atrito do solo em graus ( $\phi$ ).  
Fonte: Adaptado de Meyerhof (1973a).

Na bibliografia, Goel & Patra (2006) também descrevem algumas sugestões de valores para o coeficiente de empuxo do solo ( $K_u$ ), demonstrados na Tabela 3.

Tabela 3 - Sugestões de valores para o coeficiente de empuxo do solo ( $K_u$ ).

<b>Parâmetro</b>	<b>Condição Estaca-Solo</b>	<b>Referência</b>
$2/3 < K_u/K_0 < 1$ Onde, $K_0 = (1 - \sin \phi)$	Estacas de concreto moldadas <i>in situ</i> .	Kulhawy (1985)
$K_u = 0,5$	Estacas de aço cravadas por bate-estaca.	American Petroleum Institute (1977)
$K_u = 0,8$ (Deslocamento pequeno)	Estacas de aço cravadas por bate-estaca.	American Petroleum Institute (1984)
$\delta = \phi$	Estacas de concreto moldadas <i>in situ</i> .	Kulhawy (1985)

Fonte: Adaptado de Goel & Patra (2006).

#### 2.1.11 Método de Christensen et al. (1991a, 1991b) - Estaca a Sucção

O método de Christensen leva em conta uma formulação para ruptura por tração analisando somente o atrito externo. O peso da estaca adiciona-se ao peso da bucha de solo e uma resistência à tração que é mobilizada na base da estaca. Esta resistência à ação está essencialmente relacionada às características do solo, descrita pela equação (46):

$$F = W_{est} + W_{solo} + F_u^{out} + T_e + F_t \quad (46)$$

Onde:

$F$  = Carga de ruptura (N);

$W_{est}$  = Peso da estaca (N);

$W_{solo}$  = Peso da bucha do solo (N);

$F_u^{out}$  = Pressão de água acima da estaca (N);

$T_e$  = Atrito lateral na parte externa da estaca (N) - Equação (47);

$F_t$  = Resistência à tração na base da estaca (N) - Equação (48).

$$T_e = A_e \cdot S_u \cdot \alpha_e \quad (47)$$



Onde:

$A_e$  = Área externa da estaca em contato com o solo (m<sup>2</sup>);

$S_u$  = Resistência ao cisalhamento não drenado (Pa);

$\alpha_e$  = Fator atrito externo (-).

$$F_t = A_e \cdot \min(\sigma_t; P_{tip}) \quad (48)$$

Onde:

$P_{tip}$  = Pressão da água na base da estaca (Pa);

$\sigma_t$  = Resistência de tração na parte inferior da bucha de solo (Pa).

#### 2.1.12 Norma API (2005)

A Norma API (*American Petroleum Institute*) de 2005 determina que a capacidade de carga última ( $Q_0$ ) de estacas é determinada pela equação básica derivada da teoria de equilíbrio limite, conforme a equação (49):

$$Q_0 = Q_f + Q_p = f \cdot A_s + q \cdot A_p \quad (49)$$

Onde:

$Q_0$  = Capacidade de carga máxima ao arrancamento (N);

$Q_f$  = Resistência lateral (N);

$Q_p$  = Resistência de ponta (N);

$f$  = Capacidade do atrito lateral unitária (Pa);

$A_s$  = Área da superfície lateral (m<sup>2</sup>);

$q$  = Capacidade de ponta unitária (Pa);

$A_p$  = Área da seção transversal da ponta (m<sup>2</sup>).

Para a norma, em caso de solos arenosos (não coesivos), a parcela de atrito lateral unitária ( $f$ ) é dada pela equação (50):

$$f = K_s \cdot \sigma'_{vo} \cdot \tan \delta \quad (50)$$

Onde:

$f$  = Capacidade de atrito lateral unitária (Pa);

$K_s$  = Coeficiente de empuxo lateral (-);

$\sigma'_{vo}$  = Tensão efetiva do solo (Pa);

$\delta$  = Ângulo de atrito estaca-solo (rad).

A norma sugere, respectivamente, valores para o coeficiente de empuxo lateral ( $K_s$ ) de 0,8 a 1,0 para estacas cravadas em areias de ponta aberta e fechada.

Houve a apresentação por Salgado (2008) e Basu et al. (2011) de valores mínimos para  $K_s$  de 0,2 a 0,4 em estacas cravadas. Foi observado que devido ao grande número de ciclos de carregamento e vibração em areia fofa, as estacas sofriam considerável fadiga do atrito lateral.

Conforme Velloso & Lopes (2010) e Broms (1966),  $K_s$  deve assumir valores entre 0,5 a 1,0 para estacas de aço cravadas em areias fofas e compactas, respectivamente.

Alguns estudos foram realizados para a determinação do ângulo de atrito ( $\delta$ ) entre o solo e o material que compõem a fundação. O ângulo de atrito de interface ( $\delta$ ) pode ser expresso em termos do ângulo de atrito do estado crítico ( $\phi_{cv}$ ) para a areia fina (Salgado, 2005; 2008; Velloso & Lopes, 2010; Basu et al., 2011; Basu & Salgado, 2012).

Potyondy (1961) e Kulhawy et al. (1983) realizaram ensaios com materiais de diferentes rugosidades e areia utilizando o equipamento de cisalhamento direto para medir o ângulo de atrito entre solo e estaca. O valor adotado para o ângulo de atrito ( $\delta$ ) foi de  $0,75\phi_{cv}$  para estacas de aço,  $0,85\phi_{cv}$  para estacas de concreto e  $0,95\phi_{cv}$  para estacas de madeira.

Salgado (2008) sugere uma razão entre o ângulo de atrito pelo ângulo de atrito do estado crítico ( $\delta/\phi_{cv}$ ) igual a 1,0 para estacas escavadas. Já para estacas cravadas de aço e concreto, sugere valores de  $0,85\phi_{cv}$  a  $0,90\phi_{cv}$  e  $0,95\phi_{cv}$ , respectivamente.

A norma estabelece que a capacidade de ponta unitária em solos arenosos (não coesivos) é dada pela equação (51):

$$q = \sigma'_{vo} \cdot N_q \quad (51)$$

Onde:

$q$  = Capacidade de ponta unitária (Pa);

$\sigma'_{vo}$  = Tensão efetiva do solo (Pa);

$N_q$  = Fator de capacidade de carga (-).

Para o caso de solos argiloso (coesivos), a norma descreve a capacidade de atrito lateral unitária como a equação (52):

$$f = \alpha \cdot S_u \quad (52)$$

Onde:

$f$  = Capacidade de atrito lateral unitária (Pa);

$\alpha$  = Fator de adesão (-);

$S_u$  = Resistência ao cisalhamento não-drenada (Pa).

O fator de adesão ( $\alpha$ ) pode ser calculado conforme a equação (53), observando-se que seu valor sempre é menor ou igual a 1,0:

$$\alpha = \begin{cases} 0,5 \cdot \Psi^{-0,5} \leq 0,1 \\ 0,5 \cdot \Psi^{-0,25}, \Psi > 0,1 \end{cases} \quad (53)$$

$$\Psi = \frac{S_u}{\sigma'_{vo}} \quad (54)$$

Onde:

$\alpha$  = Fator de adesão (-);

$S_u$  = Resistência ao cisalhamento não-drenada (Pa);

$\sigma'_{vo}$  = Tensão efetiva do solo (Pa);

$\Psi$  = Razão (-).

A capacidade de ponta unitária ( $q$ ) para solos argilosos (coesivos) é dada pela equação (55).

$$q = N_c \cdot S_u \quad (55)$$

Onde:

$q$  = Capacidade de ponta unitária (Pa);

$N_c$  = Fator de capacidade de carga (Sugerido em 9 pela norma) (-);

$S_u$  = Resistência ao cisalhamento não-drenada (Pa).

Em função do ângulo de atrito do solo ( $\phi$ ), os valores de  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  fornecidos segundo Terzaghi & Peck, (1948) são apresentados na Figura 29:

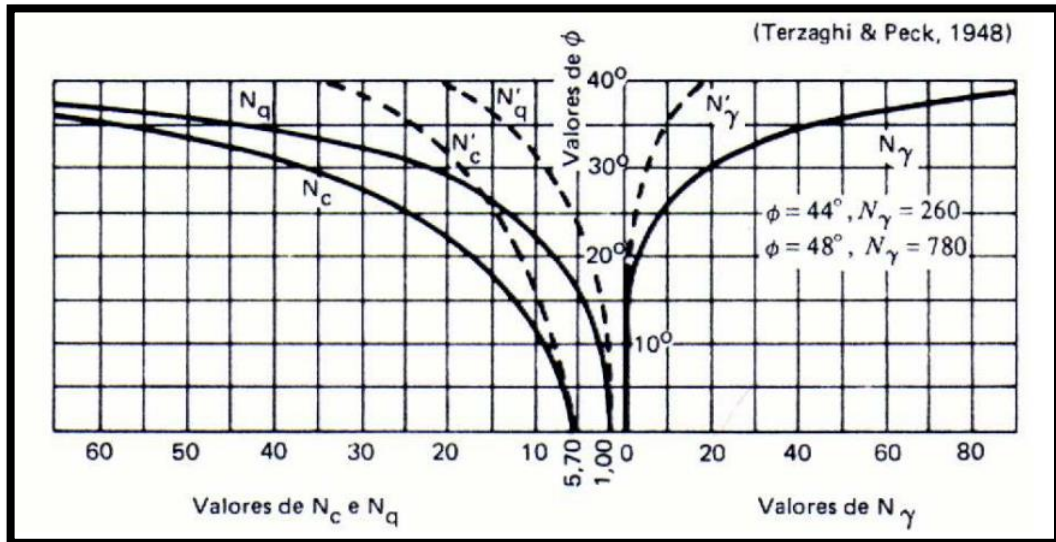


Figura 29 - Valores dos fatores de capacidade de carga -  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  - em função do ângulo de atrito do solo em graus ( $\phi$ ).

Fonte: Adaptado de Terzaghi & Peck (1948).

Concluindo, a capacidade de carga última calculada de acordo com a norma API (2005), considera que as solicitações (cargas) são aplicadas verticalmente. Assim, a ruptura ocorre mobilizando um pequeno volume de solo que circunda a estaca. Além disso, é importante salientar que a Petrobras, em seus cálculos de capacidade de carga última ao arrancamento de estacas torpedos, não considera a resistência de ponta na base da estaca (ponta cônica), sendo denominada de resistência reversa, porém considera a resistência de ponta no topo da estaca.

## 2.2 Capacidade de Carga à Tração em Argilas Offshore

Dentre as metodologias para a estimativa da capacidade de carga de estacas em solos argilosos, há a análise em termos de tensões totais e em termos de tensões efetivas. O método que acabou por prevalecer na prática usual é o das tensões totais. Neste caso, o atrito lateral unitário da estaca  $f(z)$  é obtido em uma profundidade  $z$  através da equação (56). A partir da resistência não drenada ( $S_u$ ), o procedimento de cálculo é baseado na ISO (2016). Tal

metodologia é aceita uma vez que, a capacidade de carga de um condutor de superfície é aproximadamente igual à força do atrito lateral entre o condutor de superfície e o solo circundante (Zhou et al., 2016).

$$f(z) = \alpha S_u(z) \quad (56)$$

Onde:

$f(z)$  = Resistência lateral unitária (N);

$\alpha$  = Fator de Adesão (-);

$S_u$  = Resistência não drenada (Pa);

$z$  = Profundidade (m).

O fator de adesão ( $\alpha$ ), também conhecido como fator adimensional de atrito lateral, pode ser obtido pelas equações (57), (58) e (59). Seu valor é condicionado a ser menor ou igual a 1. No caso da capacidade de carga à tração em solos argilosos, a norma ISO (2016) estabelece que o atrito lateral unitário deve ser o mesmo que à compressão.

$$\alpha = 0,5 \cdot \Psi^{-0,5}, \text{ para } \Psi \leq 0,1 \quad (57)$$

$$\alpha = 0,5 \cdot \Psi^{-0,25}, \text{ para } \Psi > 0,1 \quad (58)$$

$$\Psi = \frac{S_u}{\sigma'_{vo}(z)} \quad (59)$$

Onde:

$\alpha$  = Fator de adesão (-);

$S_u$  = Resistência ao cisalhamento não-drenada (Pa);

$\sigma'_{vo}$  = Tensão efetiva do solo (Pa);

$\Psi$  = Razão (-).

A análise dos testes de campo feitos por Zakeri et al. (2015) indicou que o fator de adesão inicial ( $\alpha$ ) poderia ser tão baixo quanto 0,03 a 0,07 durante e imediatamente após o jateamento. Wei et al. (2016) acrescenta que a força de cisalhamento não drenada da argila tende a cair seriamente no início do processo de jateamento e, em seguida, a subir com o

aumento do tempo, conseguinte a um aumento óbvio do excesso de poro-pressão durante o processo de condução de condutores.

Uma questão fundamental surge quanto à determinação da resistência não drenada, que não é um parâmetro intrínseco do solo, variando de acordo com o caminho de tensões aplicado no ensaio e a velocidade de aplicação do carregamento. Além disso, uma vez que os ensaios de laboratório são altamente dependentes da qualidade da amostra, os resultados correspondentes também o são.

Dentre os ensaios de laboratório, considera-se que o mais representativo para a obtenção do atrito lateral unitário é o de cisalhamento simples (DSS - *Direct Simple Shear*), Karlsrud (2012). É representado na Figura 30 os ensaios de laboratório que melhores representam as deformações sofridas pelo solo em cada direção de deformação.

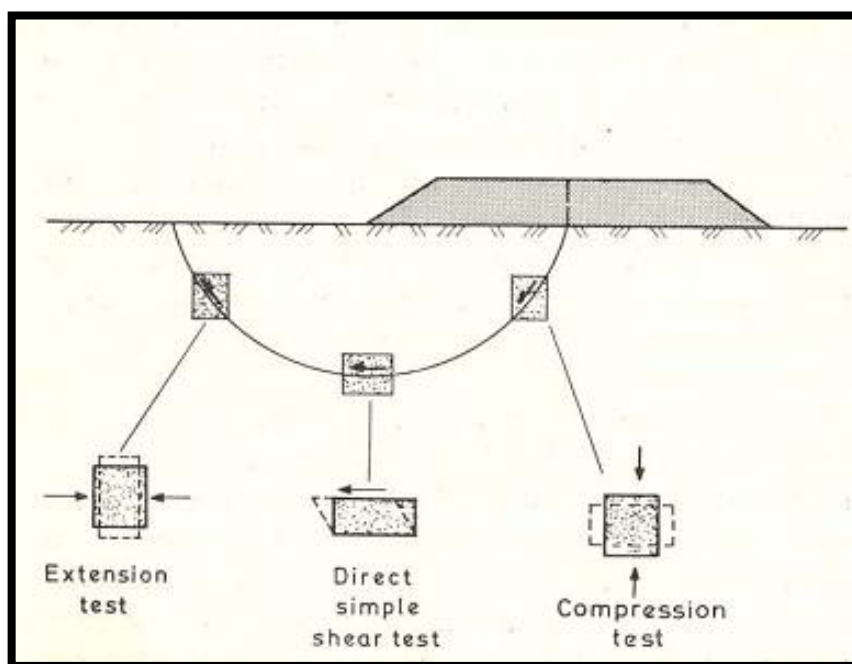


Figura 30 - Relevância dos ensaios de laboratório para análise de campo.  
Fonte: Bjerrum (1973).

Partindo deste princípio, a Figura 31 demonstra que é nítido que o ensaio DSS é o representante das deformações sofridas pelo solo ao redor de um condutor quando o elemento é solicitado por tração. No esquema,  $P$  é a carga de tração,  $P_f$  é a carga de peso próprio,  $s$  é a representante do atrito lateral,  $z$  é a profundidade de assentamento,  $D$  é o diâmetro do condutor e a região em marrom representa a deformação do solo (correspondente ao ensaio DSS).

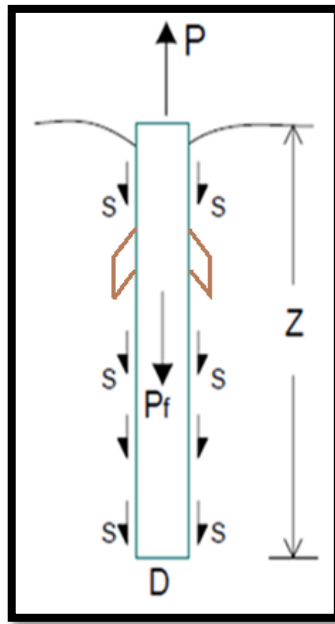


Figura 31 - Condutor sendo solicitado a tração.  
Fonte: Adaptado de Bessa (2005).

As equações acima aplicam-se à capacidade de carga a longo prazo. Entretanto, uma das questões fundamentais para o estudo de condutores é o ganho de resistência a curto prazo, uma vez que há a necessidade de carregamento do condutor o mais rapidamente possível. De fato, é usual considerar-se que a capacidade de carga logo após a cravação pode ser obtida pelas mesmas expressões acima em que o valor da resistência não drenada corresponde ao valor amolgado ( $S_{ur}$ ).

Em poços de petróleo, segundo Zakeri et al. (2014), a capacidade axial de um condutor é necessária apenas por um curto período, pois, geralmente, o carregamento axial neste elemento ocorre alguns dias após a sua instalação. Enquanto os dados de campo indicam a capacidade axial de um condutor jateado continua a aumentar com o tempo, estes valores são necessários apenas ao desempenho inicial dos condutores.

Jeanjean (2002) publicou o primeiro método de projeto para calcular racionalmente a capacidade axial de um condutor jateado. O método combinou o diagrama de força externa que atuam no condutor durante o jato com um número limitado de testes de arrancamento axial em condutores offshore de tamanho normal.

Um aspecto chave do método, não reconhecido antes da publicação, é que a capacidade imediata é na maior parte independente das propriedades do solo e quase totalmente ditada pelo procedimento de jateamento. O método de projeto, conseqüentemente, afirmou que a

capacidade média do condutor de superfície é igual ao último *WoB* (*Weight on Bit* - Peso sobre a broca) registrado durante o jato.

Para evitar flambagem, a maximização do valor de *WoB* em pelo menos 80% do disponível durante o jateamento é fundamental. A capacidade de carga imediata é admitida arbitrariamente como sendo a que ocorre a um tempo de 0,01 dia (14 minutos) pós finalização de instalação do condutor. O *WoB* disponível será tipicamente calculado adicionando o peso próprio do condutor de superfície, o peso do alojamento da cabeça do poço, o peso dos colares de perfuração e a ferramenta CADA como demonstrado na equação (60):

$$Q_0 = WoB_{\text{último}} = R \cdot (W_{\text{cond}} + W_{WH} + W_{DC} + W_{CADA}) \quad (60)$$

Onde:

$Q_0$  = Capacidade do condutor imediatamente após o jateamento ( $t = 0,01 \text{ dias} = 14 \text{ min e } 24 \text{ s}$ ) (N);

$WoB_{\text{último}}$  = Último peso sobre a broca gravado durante a instalação (N);

$R$  = Taxa (Razão) de *WoB* (entre 0,8 e 1) (-);

$W_{\text{cond}}$  = Peso do condutor de superfície (N);

$W_{WH}$  = Peso do alojamento da cabeça do poço (N);

$W_{DC}$  = Peso dos colares de perfuração (N);

$W_{CADA}$  = Peso da ferramenta CADA, em água (N).

A razão de *WoB*,  $R$ , deve ser mantida abaixo de 1,0 para evitar tensões de compressão no BHA (*Bottom Hole Assembly* - Ferramenta inferior a sonda de perfuração que dá forma ao poço) e na sequência da execução evitando assim, a flambagem. Jeanjean (2002) também propôs a equação (61) para quantificar o aumento da capacidade axial com o tempo devido à montagem (também referida como imersão):

$$Q_t = WoB_{\text{último}} + \alpha \cdot \pi \cdot D \cdot L \cdot Su_{AVE} \quad (61)$$

$$\alpha = 0,05 + 0,055[2 + \log(t)] \quad (62)$$

Onde:

$t$  = Tempo (s);

$Q_t$  = Capacidade do condutor no tempo ( $t < 10 \text{ dias}$ ) (N);



$D$  = Diâmetro do condutor (m);

$L$  = Comprimento do condutor abaixo do fundo do mar (m);

$Su_{AVE}$  = Média da resistência ao cisalhamento não drenada ao longo do comprimento do condutor (Pa).

Cabe aqui uma comparação entre a prática em terra, para o caso de estacas, e o caso de condutores. Na grande maioria dos casos de estacas em terra, o peso da estaca é tão pequeno frente à sua capacidade de carga que, na maioria dos casos, é desprezado. Já o peso do condutor (e demais componentes de perfuração) é fundamental para a resolução do problema de penetração de condutores.

Uma vez que o carregamento do revestimento de superfície ocorre alguns dias após a instalação do condutor, é fundamental conhecer-se a capacidade de carga do condutor nessa ocasião. Analisando uma série de ensaios à tração (testes do puxão) no Golfo do México, Jeanjean (2002) propôs a equação (63) abaixo para o valor da variação de adesão ( $\Delta\alpha_t$ ), expressando o ganho de resistência num tempo  $t$  (*set-up*), e, em relação à capacidade de carga inicial ( $Q_0$ ) mostrada na equação (64).

$$\Delta\alpha_t = 0,055(2 + \log t) \quad (63)$$

$$\Delta\alpha_t = \frac{Q_t - Q_0}{\alpha\pi DLSu_{AVE}} \quad (64)$$

Onde:

$t$  = Tempo (s);

$Q_t$  = Capacidade do condutor no tempo ( $t < 10$  dias) (N);

$Q_0$  = Capacidade do condutor imediatamente após o jateamento ( $t = 0,01$  dias = 14 min e 24s) (N);

$D$  = Diâmetro do condutor (m);

$L$  = Comprimento do condutor abaixo do fundo do mar (m);

$Su_{AVE}$  = Média da resistência ao cisalhamento não drenada ao longo do comprimento do condutor (Pa).

A proposta de Jeanjean (2002) baseava-se em testes do puxão realizados no máximo 5 dias após a instalação dos condutores. Zakeri et al. (2014) realizaram ensaios em centrífuga, em caulim, confirmando a tendência inicial em intervalos de tempo mais elevados. Cabe salientar,

entretanto, uma questão de grande importância. É sabido que o *set-up* tem relação tanto com a tixotropia como a dissipação das poro-pressões, altamente dependentes das propriedades do material. Portanto, as equações acima devem ser vistas como válidas para argilas semelhantes às do Golfo do México, e extrapolações para outras argilas vistas com ressalvas.

Os resultados dos testes realizados por Zakeri et al. (2014) demonstraram também que a capacidade axial de condutores jateados continua a aumentar com o tempo dentro de, pelo menos, os primeiros 1000 dias após a instalação. A taxa de aumento para os testes de campo do Golfo do México e para os testes de centrífuga seguem uma lei de potência.

Na ausência de teste de modelo adicional usando o solo Golfo do México, a equação (63) poderia fornecer uma estimativa da capacidade axial de condutores jateados para tempos de preparação superiores a 10 dias. Neste caso, há uma estimativa para o limite inferior da configuração para a variação de adesão no tempo ( $\Delta\alpha_t$ ). Pois os testes em centrifugas usaram um modelo de superfície lisa, que reduz consideravelmente o atrito lateral. A equação (63) também pode ser usada para reavaliar a capacidade dos condutores existentes.

Outra questão, relacionada à aplicação das expressões acima, diz respeito ao valor da resistência não drenada ( $S_u$ ) de referência a ser utilizado. Jeanjean (2002) recomenda o ensaio de *mini-vane* (palheta de laboratório), enquanto é mais aceito, como demonstrado, que o melhor ensaio para se representar a adesão em estacas é o DSS.

A força de atrito lateral por unidade de área do condutor de superfície aumenta exponencialmente com o *set-up*. Segundo Zhou et al. (2016), a força de atrito restaura mais rápido no início do tempo do *set-up* e aumenta lentamente com o avanço do tempo, tendendo a ser estável. De acordo com a mecânica do solo, o modelo de cálculo da capacidade de suporte do condutor de superfície é expresso na Equação (65).

$$F = \int_0^L \pi D f_u dx \quad (65)$$

Onde;

$F$  - Capacidade de suporte do condutor de superfície (N);

$f_u$  - Força de atrito lateral por unidade de área (Pa);

$D$  - Diâmetro (m);

$L$  - Comprimento do condutor de superfície abaixo da linha de lama (m)

### 2.3 Ensaios de Arrancamento

O teste do puxão é paralelo ao processo de ensaios de arrancamentos, possuindo a sequência lógica metodológica semelhante. Dessa forma, esta seção traz uma revisão bibliográfica baseada em pesquisas de fundações à tração em grandes profundidades. O objetivo é absorver os processos de realização e interpretação destes ensaios, tanto em laboratório quanto em campo, e realizar uma intertextualidade para o teste do puxão.

No planejamento dos ensaios de arrancamento, em primeiro passo, são definidas as profundidades de assentamento. Para argila mole, em campo, as profundidades das fundações estudadas por Alves (2013) e Freitas (2014), foram iguais aos seus comprimentos, cerca de 2,15 m. Em laboratório, Brum (2009), inseriu suas fundações cerca de duas vezes os seus comprimentos.

Para inserir seus protótipos no solo por jateamento, Jung (2012) e Passini (2015) optaram pela análise por meio de jatos de água submersos verticais circulares incidentes em solo. Variaram as grandezas inerentes ao jateamento de acordo com a Tabela 4.

Tabela 4 Vazões e velocidades analisadas na cravação por jateamento.

Referências - Tipo de solo	Velocidade de saída do jato (m/s)	Vazão (L/min)
Jung, 2012 - Solo Argiloso	$0,20 < x < 2,12$	$0,60 < x < 7,07$
Passini, 2015 - Solo Argiloso	Não houve controle	4,20 e 7,00
Passini, 2015 - Solo Arenoso	$0,06 < x < 0,50$	$0,70 < x < 2,20$

Fonte: Autor (2019).

De acordo com Freitas (2014), no estudo da capacidade de carga de uma estaca por meio de abordagem teórica, até atingir-se o equilíbrio, deve-se considerar as mudanças ocorridas durante a instalação da estaca e o processo de dissipação do excesso de poro-pressão gerado pela cravação. Quando uma estaca é cravada no solo argiloso saturado por pressão, ela inicialmente desloca um volume de solo igual ao volume da própria estaca. Durante a

instalação, o solo em torno da estaca rompe, sofrendo um amolgamento e assim é gerado um excesso de poro pressão, que faz com que as tensões efetivas diminuam, facilitando a cravação.

Sendo assim, após a cravação, constata-se um tempo de repouso em torno de 24h (Jung, 2012; Rocha, 2014; Freitas, 2014; Sampa, 2015; Melo, 2015 e Passini, 2015) e de 40h (Brum, 2009) visando a dissipação do excesso de poro-pressão e o *set-up*. Para monitorar esta dissipação, foram usados transdutores de poro-pressão. As capacidades nominais dos transdutores de poro-pressão usados por Brum (2009); Melo (2010) e Melo (2015) foram de 700 kPa. Freitas (2014) além do citado anterior, também utilizou equipamentos com capacidades de 500 e 1000 kPa.

Para o controle da movimentação ao arrancamento das fundações foram necessários transdutores de deslocamento, chamados de extensômetro ou régua potenciométrica. Os instrumentos usados por Brum (2009); Melo (2010); Neves (2012); Melo (2015); Corrêa (2015) e Guizardi (2017) possuíam 250 mm de limite. Alvez (2013) e Freitas (2014) usaram equipamentos com capacidade de 100 mm. Em todos os casos foram suficientes.

Outro equipamento utilizado para o controle são as células de carga, sua função é monitorar a carga incidente no elemento a ser tracionado. Em laboratório, a capacidade nominal deste equipamento ficou em torno de 4,5 kN (Brum, 2009; Neves, 2012; Corrêa, 2015 e Guizardi, 2017) e em campo, 50 kN (Alves, 2013 e Freitas, 2014). Para a aplicação da carga de arrancamento foram usados equipamentos hidráulicos (Bessa, 2005; Melo, 2010; Ruver, 2011; Alves, 2013; Melo, 2015), pesos unitários (Jung, 2012; Rocha, 2014; Sampa, 2015 e Passini, 2015) ou talha manual (Ruver, 2011).

Nos casos em que a velocidade de arranque foi controlada, a aplicação do carregamento se deu a velocidade constante. Entretanto, não houve um consenso entre esses valores.

Tabela 5 - Velocidades de aplicação do carregamento ao arrancamento de fundações.

Referências	Velocidades (mm/s)
Brum, 2009	6,50 e 5,00
Melo, 2010	0,20
Neves, 2012	0,50
Melo, 2015	2,60
Guizardi, 2017	1,00

Fonte: Autor (2019).

## 2.4 O Teste do Puxão em Poços Jateados

O teste do puxão é uma prova de carga à tração, executada com as ferramentas disponíveis offshore quando da instalação dos condutores. O teste é executado apenas com o intuito de se medir a carga de ruptura do condutor, e não os deslocamentos sob carga, ou seja, a curva carga – deslocamento (Souza et al., 2019). No teste do puxão, registra-se a força de elevação ao puxar o condutor de superfície. A força de elevação instantânea máxima, em vez do peso úmido do condutor de superfície, pode ser considerada como a força de atrito lateral entre o condutor de superfície e o solo (Zhou et al., 2016).

Cabe salientar que as condições de realização do ensaio são bem distintas do caso de provas de carga à tração em terra, em que os sistemas de reação e de medida de aplicação de carregamentos, por maiores sejam as cargas, podem representar condições bem controladas (Barata et al. 1978, 1979). Para a realização do teste do puxão em campo experimental, a estrutura jateada finalizada é simplesmente erguida por um guincho mantendo todas as variáveis intrínsecas a dinâmica das variações de tensões sobre monitoramento. Um guincho é responsável por aplicar a carga de tração no condutor levando-o a ruptura (Figura 32).



Figura 32 - Guincho executando o teste do puxão em campo experimental.  
Fonte: Adaptado de Zhou et al. (2016).

A execução da montagem para jateamento de condutores de águas profundas é geralmente realizada com uma ferramenta CADA (*Cam Actuated Drill Ahead*) bloqueando o condutor e o tubo de perfuração (BHA) juntos para formar uma coluna de tubulação combinada. Assim, durante o processo de injeção submarina não há deslocamento relativo na direção

vertical entre o condutor e o tubo de perfuração interno, e ambos os componentes são instalados no estrato durante o processo de injeção. (Kan et al., 2018).

Faz-se necessário mencionar alguns aspectos relacionados à execução de condutores jateados importantes para a compreensão dos aspectos geotécnicos correspondentes. A Figura 33 ilustra a montagem do sistema. Em detalhe, a broca de perfuração, que está saliente (*Drill bit stick-out*) em relação ao condutor, cerca de 150 mm, variando em 75mm tipicamente. O valor da saliência da broca (*Bit stick-out*) é assunto de pesquisa, não sendo consensual entre as companhias de petróleo.

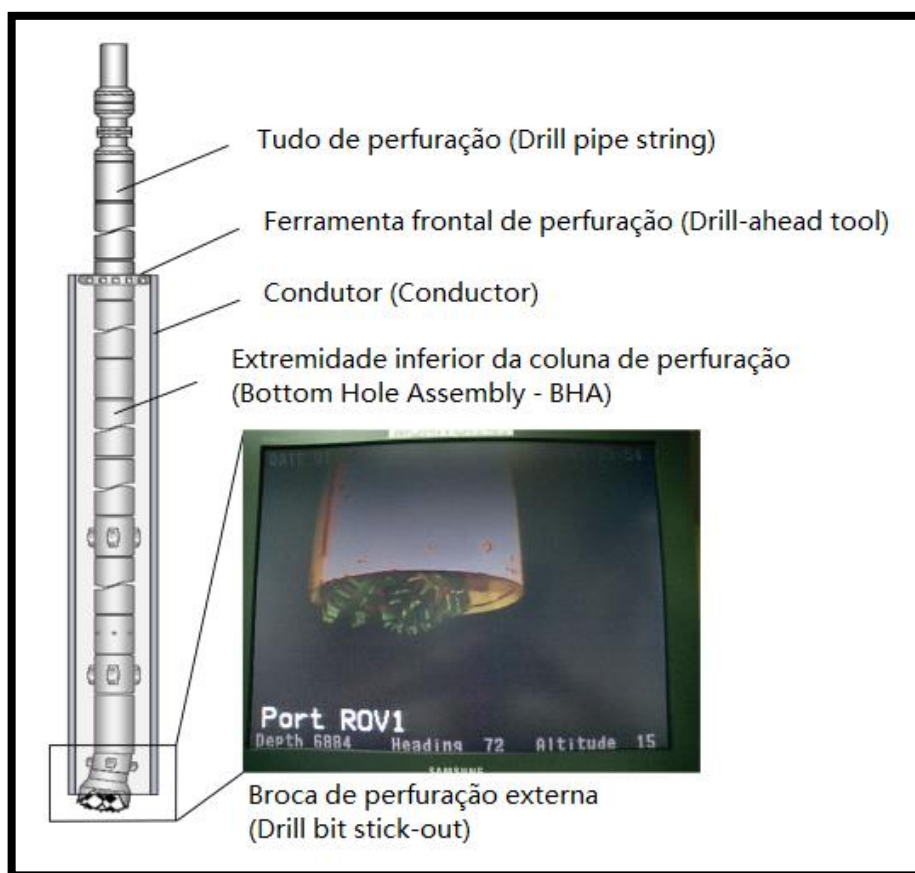


Figura 33 - Esquema do condutor de jateamento: o BHA (*bottom hole assembly*) instalado no interior do condutor e pronto para operação.

Fonte: Adaptado de Zakeri et al. (2014).

Na fase inicial do jateamento, o condutor de superfície é transportado até o fundo do leito do mar, devendo ser assegurado que a estrutura esteja na posição vertical na cabeça do poço e sob pressão (Zhou et al. 2016). Uma vez descido até o leito marinho, o condutor penetra lentamente sob a ação do peso próprio. O peso próprio disponível para a penetração representa uma parcela do peso próprio total, uma vez que a coluna de perfuração não pode ficar sob

compressão, por risco de flambagem. Vale lembrar que a coluna de perfuração pode atingir 2000 m, por exemplo. Esse peso é denominado WoB, sendo constantemente monitorado através de toda a operação, de modo a garantir a coluna de perfuração sob pressão (Zakeri et al. 2014).

A margem de segurança em relação ao peso próprio varia de companhia para companhia e é recomendado ainda que a mobilização desse valor esteja dentro de limites relativamente estreitos, ilustrados na Figura 34. A Petrobras adota como margem de segurança um jateamento cuja linha neutra de flambagem fique abaixo do primeiro comando de 8" do BHA de jateamento. Vale salientar que o meio técnico de petróleo emprega terminologia em inglês, bem como unidades do sistema americano.

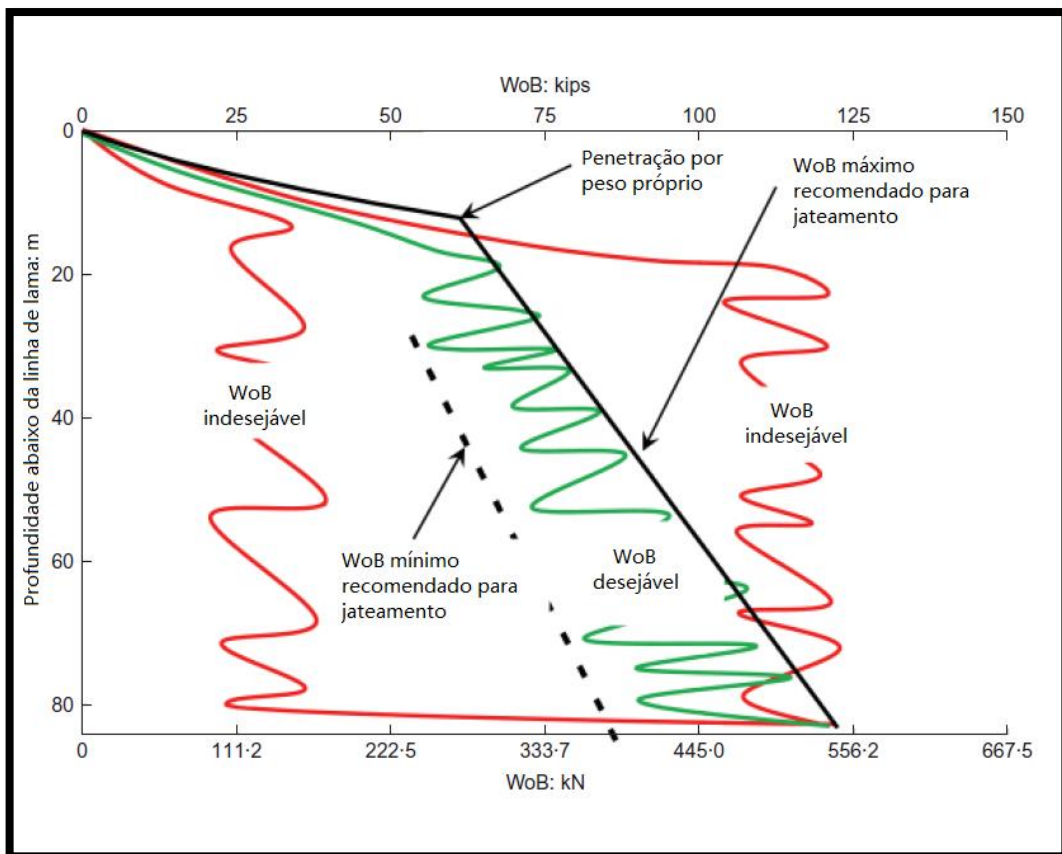


Figura 34 - Exemplo de perfil de WoB (*weight-on-bit*): recomendado, desejado e indesejado  
Fonte: Zakeri et al. (2014).

Depois da penetração inicial, onde não há mais a possibilidade da penetração por peso próprio, a penetração é auxiliada pelo emprego de jateamento de água através da broca pelo acionamento das bombas.

Seguindo a inserção do condutor, quando a velocidade de penetração é considerada baixa pelo operador, o processo de erguimento e queda do condutor é realizado, a reciprocção.

Tal ação, reduz a resistência do solo ao redor da estaca e permite a penetração mais fluída (Zakeri et al., 2015).

Após a instalação do condutor, um curto período de imersão é necessário para fornecer recuperação do solo. Então, o tubo de perfuração interno ao BHA será desbloqueado operando a ferramenta CADA. Tal movimento liberará a carga do condutor sobre o solo. A ferramenta CADA será removida da montagem em execução e então o processo de perfuração continua. Finalmente, quando a ferramenta CADA é desarmada no final do processo de perfuração do condutor, a sua instalação é considerada completa (Kan et al., 2018). Em seguida, é feita a lavagem com água do mar do condutor para varreduras de lamas, que possuem alta viscosidade, injetadas através da broca (Zakeri et al., 2015).

Após o processo de jateamento, segundo Wei et al. (2016), o condutor de superfície é resistido e suportado pelo atrito lateral exercido por camadas do solo do fundo do mar. Portanto, a força axial do condutor de superfície é um sistema onde os pesos do conjunto de cabeça de poço são equilibrados por atrito lateral, demonstrado na Figura 35.

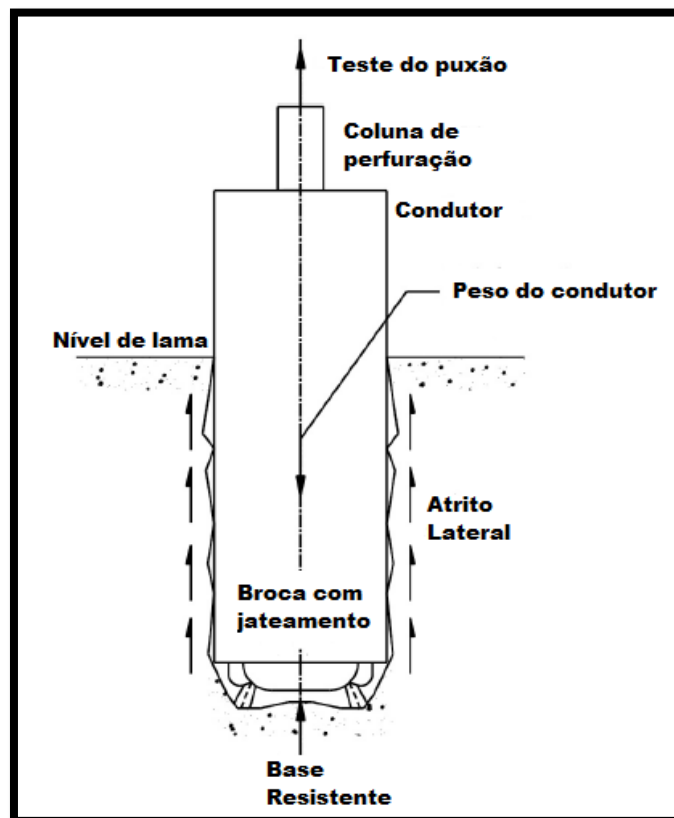


Figura 35 - Análise de força do condutor de superfície durante o processo de jateamento  
Fonte: Adaptado de Wei et al. (2016)



Na prática experimental, Kan et al. (2018) adverte sobre a elaboração de uma plataforma temporária antecedente a instalação dos procedimentos de ensaio (Figura 36). Em suas pesquisas, foi construída uma plataforma de madeira que agia como um piso em que a sonda de perfuração poderia ser colocada e fornecia acesso para a pessoal necessário.



Figura 36 - Plataforma de madeira usada como base para passagem e instalação de equipamentos.  
Fonte: Kan et al. (2018).

Um exemplo de teste do puxão com intuito de se pesquisar a influência do sistema de jateamento, em condições controladas, é apresentado na Figura 37 (Zhou et al. 2016). Para a realização do teste do puxão foram necessários equipamentos de jateamento, condutor de superfície, bomba de lama, mangueira rotativa, plataforma de suporte e medidor de poro pressão.

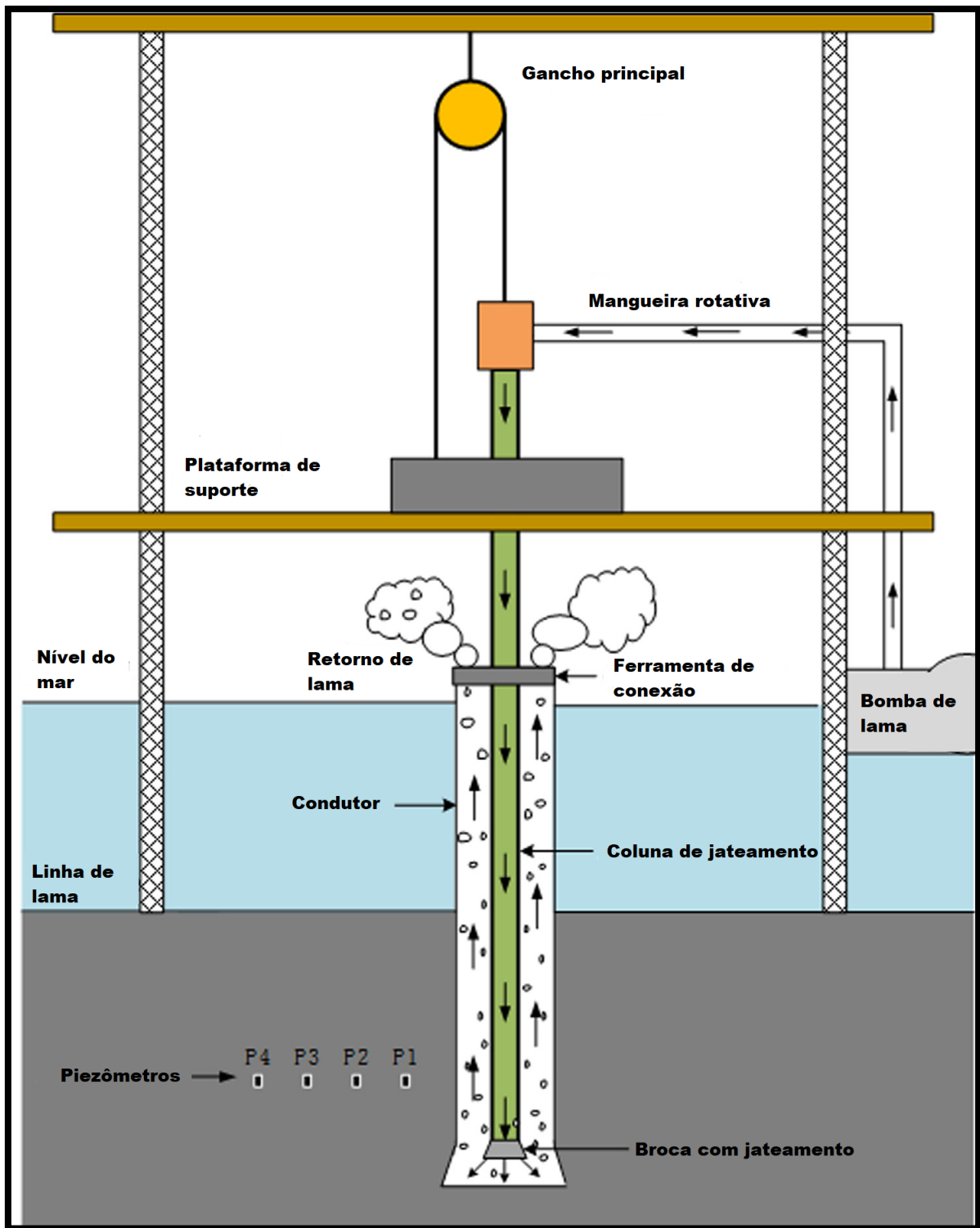


Figura 37 - Esquema de simulação de jateamento em condutor, com realização de teste do puxão.  
 Fonte: Adaptado de Zhou et al. (2016).

Como visto, a aplicação do carregamento se faz através de guincho, e não com o emprego de macaco hidráulico, como no caso em terra, em que a velocidade de aplicação de carregamento pode ser muito mais controlada. Esse aspecto representa, aliás, outro motivo para

futuros estudos; de fato, a capacidade de carga de uma fundação é função da velocidade de aplicação do carregamento (Barata et al. 1978), e o teste do puxão é um ensaio essencialmente rápido, mas sem um controle na velocidade de aplicação do carregamento. Futuros estudos devem, portanto, levar em consideração esse aspecto na análise dos resultados.

Zhou et al. (2016) descreve o processo que precede a realização do teste do puxão e se aproxima da metodologia utilizada por Wei et al. (2016). Um dos princípios do ensaio é obter a regra de mudança da tensão efetiva no medindo a tensão total e a poro-pressão durante o processo de jateamento. No experimento, a localização do jateamento foi primeiramente determinada e amostras de solo foram coletadas e analisadas (Figura 38).



Figura 38 - Amostras coletadas.  
Fonte: Wei et al. (2016)

Com base em sensores, foram determinadas as poro-pressões. Tais equipamentos foram incorporados em posições perfuradas e permaneceram por uma semana até que o solo do fundo do mar se recuperasse para condições não perturbadas (Figura 39).

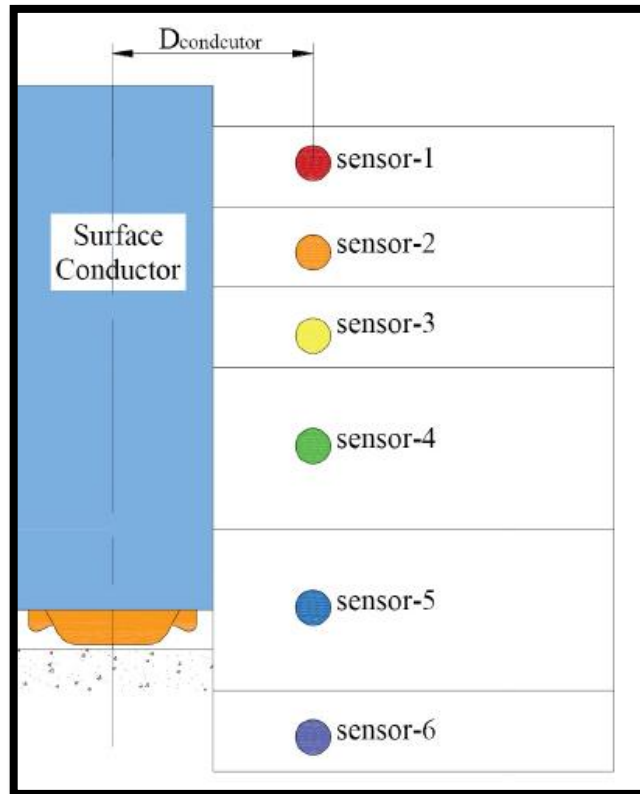


Figura 39 - Posicionamento dos sensores de poro-pressão.  
 Fonte: Adaptado de Wei et al. (2016)

Por fim, sensores de tensão foram soldados no lado do condutor (Figura 40). Os condutores foram levados para o leito do mar por jateamento e a tensão radial e a poro-pressão ao redor camadas de solo foram medidas separadamente durante o processo. Baseado no princípio das tensões efetivas, a tensão efetiva é a diferença da tensão total (tensão radial do condutor) e poro-pressão.



Figura 40 - Posicionamento dos sensores de tensão.  
 Fonte: Wei et al. (2016)

Em seus estudos, Zakeri et al. em 2014 monitorou a dinâmica do excesso de poro-pressão usando dois transdutores de poro-pressão (PPTs) e dois transdutores diferenciais variáveis lineares (LVDTs). Uma célula de carga no topo do condutor mediu a resistência do solo.

Kan et al. (2018) utilizou como principais componentes do sistema de interpretação, um transdutor de deslocamento, sensor de ângulo, sensor de pressão do solo, medidor de fluxo eletrônico, sensor de peso sobre a broca (WoB), *tachogenerator*, sistema de aquisição de dados e computador de aquisição de dados.

Principalmente pós-jateamento do condutor, segundo Akers (2006), uma vez que o processo de jateamento foi um sucesso para profundidade projetada, o furo e o anel de perfuração devem ser limpos, assim como o condutor, mencionado anteriormente. Para isso, a ação chamada de *sweeps* (varredura) é realizada. As Varreduras viscosas são periodicamente bombeadas para varrer o furo na região da abertura. As varreduras são geralmente compostas de água do mar com goma ou bentonita pré-hidratada. Uma vez que o fluido de perfuração usado no processo de jateamento é a água do mar, há baixa capacidade de transporte. As varreduras são importantes durante todo o processo de jateamento. A partir disso, o período de imersão é empregado para permitir que a adesão entre o solo e o condutor aumente (*set-up*). Um período de imersão de uma a duas horas é seguro e prudente.

No experimento de Kan et al. (2018) a resistência do solo foi considerada como sendo um valor conhecido. Os parâmetros de construção e parâmetros hidráulicos foram considerados variáveis, e o comprimento de *bit stick-out* foi variado através de uma gama de valores para que a influência de sua mudança, que afeta a velocidade de injeção e a estabilidade do condutor fossem avaliados. Ao injetar o condutor, os parâmetros para a profundidade de perfuração, tempo de jateamento, pressão de perfuração, velocidade de perfuração, e assim por diante foram gravados pelo computador de aquisição. O tempo de imersão foi estabelecido quatro horas após a conclusão do processo de injeção, após o qual a experiência da capacidade de carga vertical à tração foi realizada, e o volume de água de lastro, deslocamento do condutor, e a mudança de pressão do solo durante o teste foram registradas.

Em análise empírica realizada por Zhou et al. (2016), levando em conta o *set-up* dos condutores de superfície nos tempos de 1 h, 6 h, 12 h, 24 h, 48 h, 72 h, 96 h, 120 h, 144 h e 192 h após o jateamento na profundidade designada, arrancou-se o condutor de superfície e registrou-se a força máxima para o deslocamento. Constatou-se que a força de atrito lateral por unidade de área de condutor de superfície se altera significativamente com o *set-up*. Já Wei et al. (2016) usou os seguintes tempos 0,5h, 1h, 2h, 3h, 4h, 5h, 6h, 8h, 10h, 12h, 24h, 48h, 72h,

96h, em seguida, puxou para cima os condutores. Kan et al. (2018) descreve que o tempo de imersão é geralmente definido entre 2 e 12 h em locais de perfuração em águas profundas, onde optou-se por 4h.

### 3 ANÁLISE E DISCUSSÃO

Jeanjean em 2002 descreve que há pouca informação publicamente disponível sobre design, registros de instalação e desempenho a longo prazo de condutores jateados. Em geral, o aumento na resistência axial de um condutor após a instalação é atribuído ao ganho de resistência com o tempo (*set-up*). Entende-se que o *set-up* depende de três principais fatores tixotropia, dissipação da poro-pressão e pré-cisalhamento (Karsrud, 2012).

Consequente, a ação da vazão é uma das variáveis que introduz o efeito de *set-up*, pois causa danos significativos ao solo, reduzindo assim a sua força. Esse dano é um resultado de vários fatores: cisalhamento cíclico, remodelação, mistura de água no solo e remoção do solo da fundação por jateamento. Esses fatores causam tensões de amaciamento no solo ao redor do condutor (Zakeri et al., 2014; 2015). O amolgamento do solo ao redor do condutor também pode ser observado na região superior ao jateamento, na região cravada a pressão, quando se introduz a reciprocação para facilitar a penetração do condutor.

Outro fator a ser discutido e se mescla com a ação da vazão é o efeito do grau de *bit stick-out* na montagem do condutor em funcionamento. No processo de instalação do condutor, o projeto de *bit stick-out* é um dos principais fatores que afetam a eficiência de jateamento, a segurança e a estabilidade do condutor quando a injeção está terminada. (Kan et al., 2018).

O método de jateamento em instalação de condutores em águas profundas é o método mais amplamente aplicado nos últimos anos e nesta seção serão discutidas, por meio de experiências passadas, as avaliações sobre os efeitos de tixotropia, poro-pressão, pré-cisalhamento, vazão, *bit stick-out* e reciprocação na capacidade de carga final de um condutor de superfície.

#### 3.1 Tixotropia

O fenômeno da tixotropia é puramente geoquímico e representa um ganho de resistência sob tensão e volume constantes. Tal fenômeno ocorre na camada do solo adjacente ao condutor, que é totalmente amolgada no processo de instalação. Nos efeitos tixotrópicos, segundo Zakeri et al. (2014) as partículas de argila suspensas em ambiente fluido exibem comportamento visco-

plástico. Em engenharia geotécnica, tal estado tipicamente existe onde o teor de umidade de um solo é entorno do seu limite de liquidez ou superior e, como resultado, as tensões são mínimas.

Consequente, independentemente do tipo de solo, o efeito da tixotropia é significativo em torno do limite de liquidez do solo e menos notável nos pontos mais baixo e mais alto do condutor. Outros fatores como composição mineralógica do solo e sua atividade também contribuem para o ganho de força tixotrópica. O papel e a contribuição exatos de cada fator (teor de água, mineralogia, tamanho de partícula e assim por diante) ainda são questão de mais pesquisas. A tixotropia tem a ver com a maneira como as partículas de argila são dispostas no ambiente fluido quando estacionam, uma vez que esta estrutura é perturbada. É importante notar que apenas uma pequena tensão é necessária para quebrar essa ligação estrutural.

Seng & Tanaka (2012) descrevem que o endurecimento tixotrópico é, após amolecimento por remodelação, o processo de retorno dependente do tempo a um estado mais duro sob teor constante de água ou volume. A recuperação da rigidez ou força dependem total ou parcialmente das propriedades do material. Quando o solo é remodelado, sua força ou rigidez é reduzida por causa da estrutura de dispersão causada por forças repulsivas. No entanto, as partículas floculadas após a remodelação são gradualmente reorganizadas por forças de atração a criarem uma estrutura até que um estado de equilíbrio seja alcançado. Os dados da maioria das investigações apresentadas na literatura mostram que o aumento do teor de água causa um aumento no efeito tixotrópico. Desta forma, pode assumir-se que a tixotropia desempenha um papel importante alterando as propriedades do solo natural.

Em argilas naturais, a tixotropia pode ter um efeito sobre o set-up durante os estágios iniciais do adensamento. Jeanjean (2006) analisou as resistências da instalação e recuperação de fundações à sucção (logo após a instalação) no Golfo do México. Ele concluiu que a tixotropia sozinha parece fornecer uma boa estimativa de limite inferior da capacidade axial final, mas o efeito combinado da tixotropia e adensamento superestima muito a capacidade. Houve a conclusão que fundações a sucção atingirão 90% do adensamento após cerca de 30 dias no Golfo do México, nesse momento, a sua capacidade axial pode ser estimada usando as abordagens convencionais descritas nos padrões (por exemplo, API, 2005). No entanto, mais dados e investigações são necessários para confirmar as características de configuração entre 1 e 30 dias. Alguns dos ganhos de força observados por Jeanjean (2006) em seu banco de dados logo após a instalação do condutor, talvez possa ser atribuído à tixotropia. Durante esse tempo, as poro-pressões adjacentes ao eixo da estaca são altas, resultando em tensões efetivas muito baixas. A tixotropia pode desempenhar um papel durante esse tempo, após o qual, os efeitos de adensamento tornam-se dominante.

Os resultados descritos por Zakeri et al. (2015) indicaram resultados semelhantes ao de Jeanjean (2006), a tixotropia pode desempenhar um papel durante os estágios iniciais do *set-up* quando as tensões efetivas radiais são bastante baixas. A tixotropia pode ser significativa para condutores jateados, mas não para capacidade de longo prazo. Sua importância é representada com mais de 30% de dissipação de poro-pressão. Além disso, a força da tixotrópico cai significativamente uma vez que as ligações estruturais entre as partículas estão quebradas. Existe incerteza em relação ao nível de força necessária para quebrar as ligações tixotrópicas em comparação com o necessário para mobilizar força de cisalhamento não drenado do solo. Essa incerteza é ainda agravada pela falta de clara compreensão da força tixotrópica em altas concentrações de tensões e sua relação com o grau de adensamento.

Karlsruud (2012) avaliou os resultados de cerca de 15 programas de teste de carga em campo realizados nos últimos 30 anos em estacas cravadas bem instrumentadas e descobriu que os efeitos tixotrópicos são mais fortes, enquanto o excesso de poro-pressão é de cerca de 30% (condizendo com Zakeri et al., 2015). Como tal, o papel da tixotropia foi investigado para os condutores jateados. Concluiu-se que o efeito de tixotropia pode ocorrer mais ou menos em paralelo com o adensamento (ou aumento da tensão efetiva) até 30 a 50% de dissipação da poro-pressão; no entanto, é difícil distinguir o efeito da tixotropia e do adensamento.

Zakeri et al. (2014) descreve que outra maneira de avaliar o assunto é considerar os efeitos tixotrópicos em relação à profundidade ao longo do condutor. Os testes de tixotropia realizados sob este programa foram projetados com amostras de campo para representar o teor de água do solo no fundo do mar normalmente encontrado ao longo do condutor no Golfo do México em águas profundas. Note-se que estes testes não representam as condições corretas de tensão e, portanto, o ganho de força é puramente de tixotrópico e não de adensamento.

A capacidade axial a longo prazo de um condutor vem principalmente da contribuição dos solos em maiores profundidades, onde os teores de umidade são mais baixos e o efeito de tixotropia é menor. Portanto, considera-se prudente excluir os efeitos tixotrópicos no projeto e estimar a capacidade axial de um condutor jateado após um *set-up* quase completo. No entanto, a tixotropia será mais importante para os condutores que serão carregados apenas alguns dias após a instalação. Deve-se notar também que as propriedades tixotrópicas de os solos podem variar dependendo da composição e mineralogias de argilas. Portanto, a longo prazo, conclui-se que os efeitos tixotrópicos devem ser excluídos para estimar a capacidade axial de condutores jateados.

Os estudos de Seng & Tanaka (2012) levaram a conclusão que o incremento do módulo de cisalhamento desenvolvido no processo de tixotropia parece ser visivelmente maior do que



no processo de adensamento secundário. Acredita-se que esses achados sejam muito úteis para estabelecer uma nova teoria para o adensamento do solo preenchido por argilas muito moles ou solos amolgados com um teor de água extremamente elevado. Outro fator é a possibilidade de compreender os efeitos do *ageing* (envelhecimento) nas propriedades de adensamento dos solos naturais.

Deve-se notar que a incerteza ainda permanece para estimar a capacidade axial de condutores após a dissipação do excesso de poro-pressão baseados em recomendações existentes para o cálculo dos efeitos do *ageing* (Zakeri et al., 2014). O fenômeno de *ageing*, não é associado à variação do estado de tensões e é um fenômeno pouco conhecido, necessitando de muita investigação. O fenômeno baseia-se nos efeitos do envelhecimento dos revestimentos.

### 3.2 Dissipação da poro-pressão.

A dissipação do excesso de poro-pressões gerada pela cravação e conseqüentemente levando ao aumento das tensões efetivas, que corresponde diretamente ao ganho de resistência do solo, é um fenômeno bastante conhecido, e tanto a geração do excesso de poro-pressão na interface estaca x solo como a dissipação vêm sendo estudadas de maneira intensa ao longo das últimas décadas. Tanto a teoria de expansão de cavidades (Torstensson 1977) como o método do caminho de deformações (Levadoux, 1980; Baligh & Levadoux, 1986; Houlsby & Teh 1988), têm sido usados para simular a previsão das tensões e poro-pressões geradas.

A interpretação do ensaio de dissipação de piezocone é baseada nas teorias acima. Uma das conseqüências dessas teorias é de que a dissipação das poro-pressões é função do diâmetro ao quadrado do penetrômetro (ou da estaca), ou seja, estacas com maior diâmetro levam mais tempo para dissiparem o excesso de poro-pressão gerada, e conseqüentemente ganharem resistência. Uma outra questão é que as teorias existentes modelam penetrômetros de seção cheia, o que equivale a estacas de ponta fechada. Verifica-se na prática que estacas de ponta aberta dissipam mais rapidamente o excesso de poro-pressão que as estacas de ponta fechada (Karslrud 2012).

No processo de instalação do condutor de superfície por jateamento, segundo Zhou et al. (2016) o solo em torno do condutor de superfície é liquefeito, levando a diminuição da capacidade de suporte do condutor de superfície. Os valores da poro-pressão aumentam exponencialmente com o aumento da vazão de jateamento incidente, além disso a geração do excesso de poro-pressão reduz a medida que a distância radial aumenta. Tal variável começa a

se dissipar logo após a conclusão da instalação. Os valores também diminuem exponencialmente com o *set-up*.

Levando em conta o processo de adensamento, segundo Zakeri et al. (2015), a capacidade do condutor imediatamente após a instalação pode ser tão baixa quanto 7% da acionada no *set-up*. Ao longo de um período de 30 dias, a capacidade de carga pode aumentar para 20% em um condutor. Vale ressaltar que o modelo não levou em conta efeitos tixotrópicos, nem possíveis aumentos na condutividade hidráulica devido à ação de jato (microfissuras). Portanto, os *set-up* calculados são inferiores aos medidos. No entanto, essa diferença reduz com o tempo.

Reafirmando, Wei et al. (2016) descreve abaixo as características encontradas em seus estudos e explica os principais pontos a serem analisados para a poro-pressão. Para a tensão total radial, o valor da tensão medida por um sensor mais superficial é obviamente maior que a dos sensores seguintes; para a poro-pressão, na mesma camada há a tendência de aumentar no início e diminuir subsequentemente; para tensão efetiva (tensão do esqueleto), ela cai enquanto a poro-pressão está aumentando, mas começa a subir quando a poro-pressão está diminuindo.

Depois que o condutor de superfície é instalado, a água escorre pelos poros e rachaduras. Então, a poro-pressão desenvolvida começaria a se dissipar levando ao aumento do atrito lateral. Este é o processo crescente do atrito lateral causada pela dissipação do excesso de poro-pressão. Para tal fenômeno existem três fatores que podem influenciar diretamente: permeabilidade, rachaduras e tempo de imersão.

Para o primeiro, a permeabilidade do solo desempenha um papel importante na regra de alteração do atrito lateral. Durante o processo de jateamento do condutor de superfície, uma vez que as condições de drenagem encontradas em cada área são diferentes, o tempo para dissipar a poro-pressão também não seria diferente. Na área de águas profundas, a areia arenosa e siltosa perto da superfície das camadas do fundo do mar agilizariam o processo de dissipação do excesso de poro-pressão, pois a permeabilidade é alta. Assim, o solo se adensaria rápido e o atrito lateral tende a se recuperar rapidamente após o solo ser perturbado. Não sendo tão trivial assim para argilas, que podem levar anos para adensar.

Para o segundo, se o processo de jateamento do condutor perturba o solo severamente e quebra o esqueleto, então rachaduras se formariam na área circundante. Baseado na teoria da fratura hidráulica, por causa da baixa resistência à tração do solo, as rachaduras ocorreriam logo após o excesso de poro-pressão chegar a tensão de fratura de solo. Essas rachaduras aumentariam os caminhos para a drenagem da água acelerando a recuperação do atrito lateral.

Para o terceiro, a dissipação do excesso de poro-pressão e o aumento da tensão efetiva são altamente relacionados com o tempo de imersão após o processo de jateamento. De acordo com o princípio do adensamento, o grau de adensamento do solo está positivamente relacionado com o tempo de imersão do condutor. Em outras palavras, o grau de recuperação do atrito lateral aumentaria à medida que o tempo de imersão passasse.

Dentro das primeiras 10 horas, o atrito lateral está aumentando exponencialmente com o tempo de repouso. Mas a taxa é crescente de baixo para cima. As camadas de solo, partindo da base até o topo, começam a drenar e a adensar. Portanto, o aumento integral da recuperação não é evidente e ocorre a uma taxa lenta. A recuperação do atrito lateral pode ser verificada nas horas seguintes.

Esta tendência explicada anteriormente, é reflexo do processo de dissipação do excesso de poro-pressão e aumento da resistência ao cisalhamento do corpo do solo. Mas os valores adicionados de atrito lateral são pequenos e a mudança se torna plana após 72 horas. Portanto, três dias são considerados como o momento em que o atrito lateral se aproxima de seu limite superior. No campo, este deve ser o menor tempo de imersão antes de carregar o condutor de superfície.

### 3.3 Pré-cisalhamento

Os efeitos da descarga - recarga são indeterminados e difíceis de quantificar (Karlsrud, 2012), e certamente não são estudados ou levados em conta em condutores jateados. A questão do pré-cisalhamento tem aplicação direta com os procedimentos relacionados à instalação de condutores jateados. Ocorrem descarrega e recarga em um condutor com valores próximos da sua capacidade no processo (Zakeri et. Al, 2014). De fato, o teste do puxão é um ensaio à tração que, se possível, leva o condutor à ruptura. Entretanto, a carga aplicada posteriormente é uma carga de compressão, portanto o solo cisalha em sentido inverso ao do teste do puxão quando é realmente carregado. O efeito correspondente precisa ser estudado, inclusive com a consideração do tempo, uma vez que o carregamento até à ruptura, dependendo dos níveis de deformação alcançados, representam uma perda de resistência na interface, a qual é recuperada ao longo do tempo.

Cabe ainda considerar um aspecto, relativo à velocidade de aplicação do carregamento. A norma brasileira de provas de carga em estacas, Norma ABNT NBR 12131 (2006), admite dois tipos de ensaio: o lento, que procura representar a condição de carregamento de construções de um modo geral, como edifícios; o rápido, que é apropriado para carregamentos

aplicados mais rapidamente. Na discussão da versão da norma que incluiu o ensaio rápido, o professor Dirceu Velloso, em discussões na comissão, lembrava que o ensaio lento não é lento o suficiente para representar o carregamento de edifícios. Da mesma forma, o ensaio rápido não é rápido o suficiente para representar cargas de vento, que representam a situação mais comum de carregamentos rápidos.

No caso de condutores, o ensaio é rápido, embora não haja controle da velocidade, já que o carregamento é aplicado através de guincho. Por outro lado, a carga que o condutor precisa suportar também a curto prazo é aplicada rapidamente, havendo, portanto, compatibilidade entre o teste do puxão e a aplicação da carga no que concerne à velocidade. (Souza et al., 2019).

Já no que diz respeito à previsão da carga de ruptura, em que o valor da resistência não drenada ( $S_u$ ) de algum ensaio é utilizado, é importante que esse aspecto seja levado em consideração. De fato, é conhecida a dependência de  $S_u$  com a velocidade de cisalhamento, seja em ensaios de laboratório seja em ensaios de campo. Exemplificando, a Figura 6, de Kulhawy & Mayne (1990), ilustra a influência da velocidade de cisalhamento em ensaios triaxiais não drenados. A conhecida correção de Bjerrum (1973), que reduz os valores de ( $S_u$ ) dos ensaios de palheta para aplicação em aterros sobre argilas moles, é principalmente relacionada ao efeito de velocidade.

O problema se torna ainda mais complexo quando se considera que o efeito de velocidade é associado à viscosidade do solo, e esta por sua vez à temperatura. Os ensaios de laboratório são realizados tipicamente à temperatura de 20° C, enquanto o solo onde são instalados os condutores apresentam temperatura de apenas poucos graus.

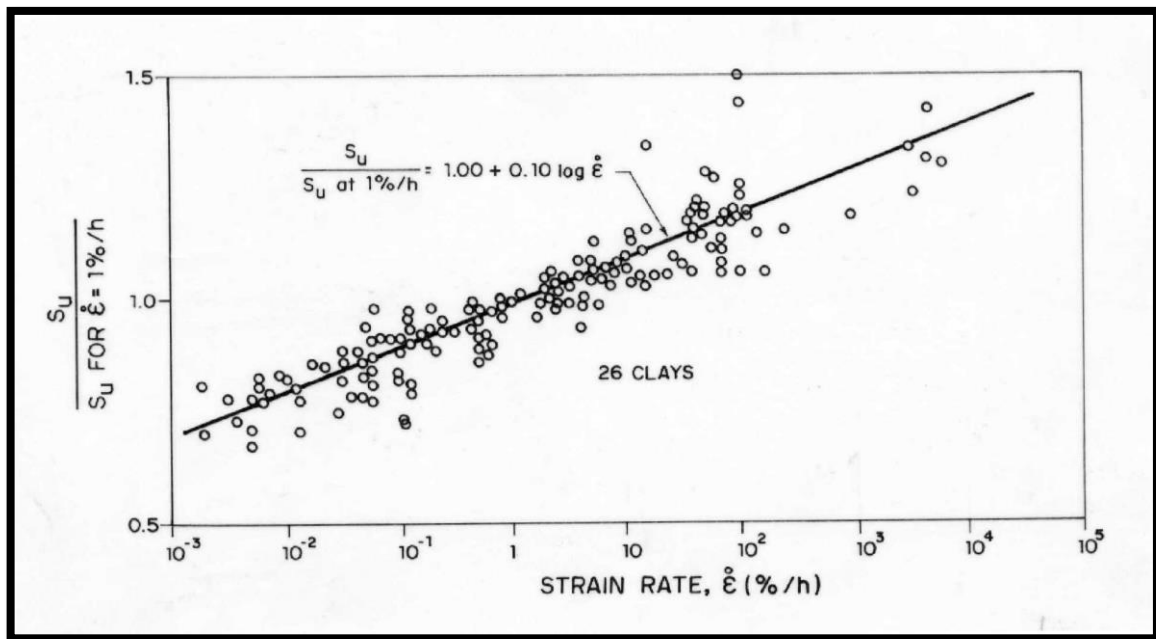


Figura 41 - Efeito da velocidade de cisalhamento em ensaios triaxiais não drenados realizados em 26 argilas.  
 Fonte: Adaptado de Kulhawy & Mayne 1990.

A comparação entre a resistência lateral de uma estaca submetida a esforço de tração e de compressão é um assunto que causa bastante controvérsia. Em solos finos onde o carregamento pode ser admitido com não drenado, a resistência lateral é geralmente admitida como sendo igual tanto na tração como na compressão.

Entretanto, quando uma estaca é comprimida, as tensões cisalhantes transmitidas ao solo pela estaca devem aumentar as tensões verticais do solo junto à estaca, aumentando assim a tensão horizontal que o solo exerce na lateral da estaca. Já para uma estaca tracionada ocorre o oposto, uma vez que as tensões cisalhantes impostas pela estaca ao solo devem diminuir as tensões verticais efetivas do solo em torno da estaca. Sendo assim, a resistência lateral a compressão é maior que a resistência lateral a tração (Bessa, 2005)

Dessa forma, adotando-se a hipótese de que a resistência a tração de uma estaca corresponderia a uma porcentagem da resistência lateral de uma mesma estaca submetida a compressão, sugere-se que o atrito lateral na tração igual a 70% do atrito lateral na compressão, porém não é um comum a todos. Outra sugestão é assumir o atrito lateral na tração igual a 2/3 da compressão. (Bessa, 2005 e Neves, 2012)

### 3.4 Vazão

A vazão de água e a pressão de jateamento (chamada pressão estática do tubo - SSP - *static standpipe pressure*) são medidas durante toda a operação. A pressão de jateamento é relativa à atmosfera e varia para superar a pressão hidrostática da coluna de água. A vazão de água é essencialmente a vazão da bomba que flui para dentro do conjunto do condutor e é descarregada acima da linha de lama. Durante o jateamento do primeiro um terço do comprimento do condutor a ser instalado, as vazões e pressões normalmente começam com um valor baixo e gradualmente são aumentadas para o valor alvo. Além disso, a ação do jato da broca pode vir a criar uma região completamente amolgada maior do que o caso de estacas, e nesse caso a ação da tixotropia pode se tornar mais relevante do que no caso de estacas.

Os valores de projetados para esses dois parâmetros podem variar amplamente entre os operadores da plataforma. O objetivo é alcançar uma vazão de penetração aceitável enquanto minimize os danos aos solos da fundação que poderiam afetar o *set-up*. (Zakeri et al., 2014).

Baseado nos estudos realizados por Zhou et al. (2016) e Kan et al. (2018) foi apresentada uma análise da vazão como variável do processo de jateamento. A vazão de jateamento é o principal parâmetro a ser verificado, pois afeta o excesso de poro-pressão e a capacidade de suporte do condutor de superfície no processo de jateamento. Se os valores de vazão selecionados forem inadequados, o jato de água não conseguirá romper o solo efetivamente e o tamanho do poço tende a ser pequeno. Esse fato torna difícil ou mesmo impossível instalar o condutor de superfície na posição projetada, como mostrado na Figura 42.

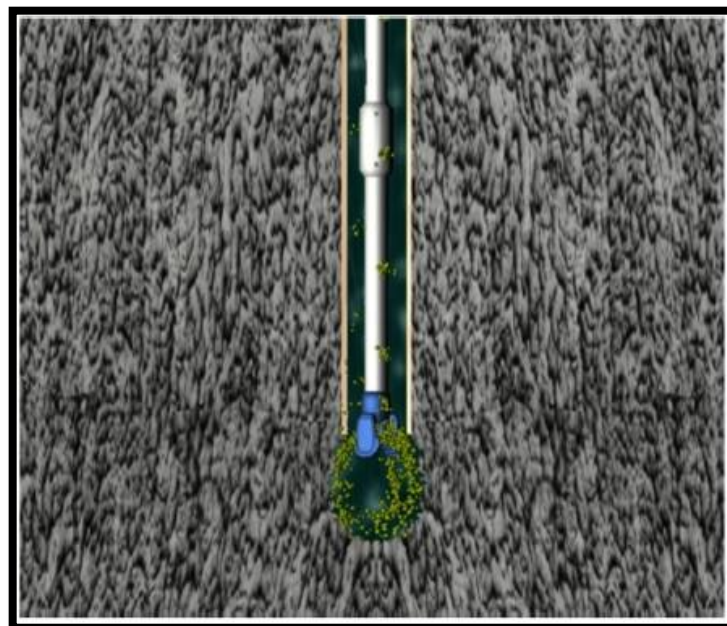


Figura 42 - Esquema de jateamento com vazão subestimada.  
Fonte: Zhou et al., 2016.

Por outro lado, se os valores de vazão selecionados forem excedidos, o tamanho do poço será ampliado. Nesse caso, o aterramento e a solidificação do solo ao redor do condutor de superfície tornam-se difíceis, causando uma diminuição significativa na capacidade de suporte, como mostra a Figura 43.

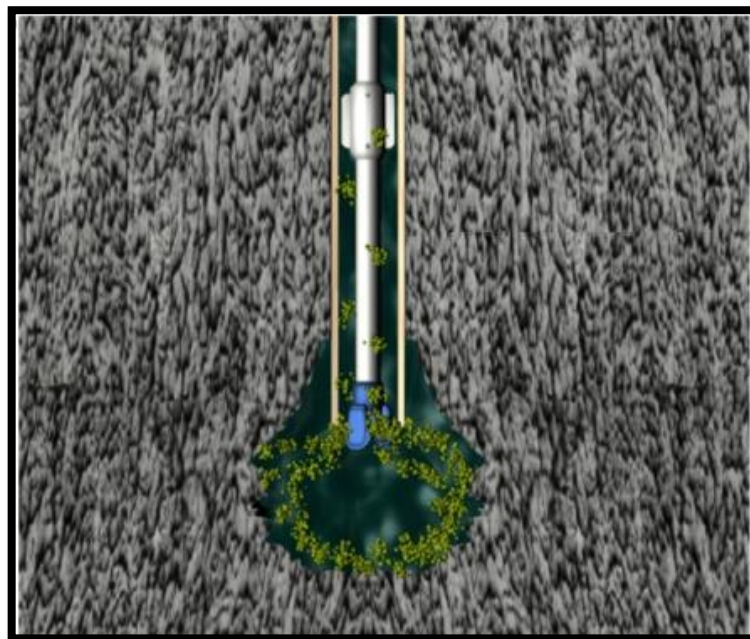


Figura 43 - Esquema de jateamento com vazão superestimada.  
Fonte: Zhou et al., 2016.

Há um veículo submerso que é operado remotamente e utilizado para verificar se há detritos no solo transbordando no espaço entre o condutor de superfície e o estrato. Se houver escoamento de detritos no solo, a vazão deve ser reduzida imediatamente até que não haja detritos nesta região.

A instalação do condutor por jateamento baseia-se na tecnologia dos jatos de água em ambiente submerso. Tal tecnologia refere-se a um fenômeno de vazão que é causado por um meio aquoso com determinada energia e aspirado para outro meio relativamente estático de água em alta velocidade por um bocal. De acordo com os comportamentos do fluxo, o jato de água pode ser dividido em 3 seções. A Figura 44 demonstra como tais seções estão distribuídas no processo de jateamento.

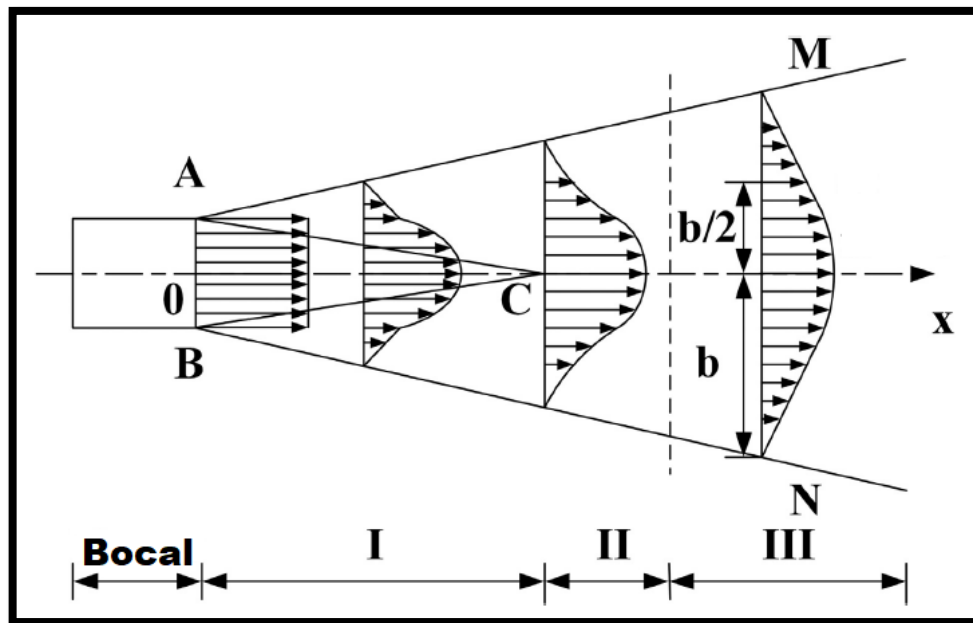


Figura 44 - Características geométricas do jato de água submersa.  
 Fonte: Adaptado de Zhou et al., 2016.

A Seção inicial (I) refere-se à área de saída do bocal até o final da área central. A área cercada por ACB é referenciada como a área central onde tanto o valor quanto a direção da velocidade de cada ponto são os mesmos. O limite ACB da área central é conhecido como o limite interno da vazão de jateamento, enquanto AM e BN são referenciados como limite externo da vazão de jateamento. A área entre o limite interno e o limite externo é definida como a camada de mistura, onde há um gradiente de velocidade.

A Seção de transição (II) é uma seção de mixagem muito curta com condições de fluxo complicadas. Por outro lado, a seção principal (III) também chamada de seção de desenvolvimento completo ou seção de velocidade semelhante, possui perfis de velocidade média em cada seção transversal ao longo da linha central que são semelhantes e distribuídos em forma de sino. Entende-se a seção III como a área de trabalho mais importante do fluxo de jateamento. A variável  $b$  é a semi amplitude e conhecida como a espessura da camada limite do fluxo de jateamento.

A força do processo de jateamento pode ser dividida em duas direções. Uma está perto do bocal, com uma área de atuação muito pequena do fluxo de jateamento e uma pressão muito mais alta do que a de cisalhamento do solo. A outra está mais distante do bocal, a pressão do jato não consegue romper o solo, mas é capaz de compactá-lo e impulsionar líquido do processo de jateamento para o solo, o que acarreta o surgimento de excesso de poro pressão. A infiltração prevalece no solo não coeso. Enquanto para o solo coeso, a compactação desempenha um papel



importante. O solo é submetido a uma deformação devido ao impacto do jato hidráulico. A força de jateamento média (Pressão dinâmica) atuando na área unitária pode ser obtida pela seguinte Equação (66):

$$P_j = \frac{\rho Q^2}{10^4 A_0^2} + \rho g h \quad (66)$$

$$A_0 = \frac{\pi}{4} \sum_{i=1}^n d_i^2 \quad (67)$$

Onde:

$P_j$  - Pressão dinâmica de jato de água (Pa);

$\rho$  - Densidade da água (kg/m<sup>3</sup>);

$Q$  - Vazão do jato (m<sup>3</sup>/s);

$A_0$  - Área Seccional do bocal (m<sup>2</sup>);

$h$  - Altura da coluna de líquido (m);

$g$  - Aceleração gravitacional (m/s<sup>2</sup>);

$d_i$  - Diâmetro do bocal (m);

$n$  - Número de bocais (-).

Sob o impacto da água, a condição necessária de falha do solo por cisalhamento é que a pressão dinâmica na superfície do solo exceda a sua resistência. A pressão crítica de ruptura do solo pode ser aproximadamente igual à resistência ao cisalhamento não drenada do solo ( $S_u$ ) expressa na Equação (68).

$$\frac{\rho Q^2}{10^4 A_0^2} + \rho g h \geq S_u \quad (68)$$

Onde:

$\rho$  - Densidade do fluido de perfuração (kg/m<sup>3</sup>);

$Q$  - Vazão do jato (m<sup>3</sup>/s);

$A_0$  - Área Seccional do bocal (m<sup>2</sup>);

$h$  - Altura da coluna de líquido (m);

$g$  - Aceleração gravitacional (m/s<sup>2</sup>);

$S_u$  - Resistência não drenada (Pa).

A taxa de jateamento mínima pode ser obtida da seguinte como descrito na Equação (69). O efeito da escavação hidráulica está relacionado tanto aos parâmetros de jateamento quanto às propriedades do solo. A vazão mínima ( $Q_m$ ) está relacionada ao diâmetro do bico ( $d_i$ ), a densidade do fluido de perfuração ( $\rho$ ), a resistência ao cisalhamento do solo ( $S_u$ ) entre outros. Esses parâmetros podem ser adquiridos pela análise da estrutura do bocal e da amostra do solo.

$$Q_m = 10^2 A_0 \sqrt{\frac{S_u}{\rho} - gh} \quad (69)$$

Onde:

$Q_m$  - Vazão mínima de jateamento teórica (m<sup>3</sup>/s).

$\rho$  - Densidade do fluido de perfuração (kg/m<sup>3</sup>);

$A_0$  - Área Seccional do bocal (m<sup>2</sup>);

$h$  - Altura da coluna de líquido (m);

$g$  - Aceleração gravitacional (m/s<sup>2</sup>);

$S_u$  - Resistência não drenada (Pa).

Na prática, aumenta-se gradualmente a vazão a partir do seu valor mínimo durante cada ensaio para analisar o impacto da taxa de vazão na capacidade de suporte do condutor de superfície. Quando a vazão de jateamento excede o valor mínimo teórico, a força lateral de atrito do condutor de superfície diminui obviamente.

A relação entre a vazão de jateamento e a velocidade de condução do condutor de superfície é estabelecida com base nos resultados da experiência. A velocidade média de condução do condutor aumenta com o aumento da vazão. Quando a vazão excede a vazão mínima teórica da falha de corte do solo, haverá um aumento exponencial na velocidade de condução.

O projeto da vazão de jateamento deve considerar o efeito da vazão tanto na eficiência da operação quanto na capacidade de carga do condutor de superfície. Recomenda-se que a vazão máxima seja 1,15 vezes a vazão mínima.

### 3.5 *Bit stick-out*

Um grau apropriado de *bit stick-out* causará um erguimento completo do solo sob a broca, permitindo a recuperação eficaz de fragmentos de solo do poço e, por sua vez, melhorando a velocidade com que o condutor de perfuração se encaixa ao solo. Por outro lado, um inadequado grau de *bit-out* vai levar a jatos ineficientes ou entupimento de detritos de lama do condutor, reduzindo a tempo de operação e aumentando a duração do procedimento. Tal situação pode, potencialmente, levar ao fracasso do procedimento de jateamento do condutor. (Kan et al., 2018).

De acordo com os estudos feitos por Akers (2006), há duas questões importantes no projeto de um BHA para a operação de jateamento: a localização da broca em relação ao final do condutor (*bit stick-out*) e a dimensão da broca. O tamanho da broca é geralmente selecionado com base no diâmetro do projeto do condutor bem como até onde foi planejado perfurar. Uma broca maior em relação ao diâmetro interno do condutor resultará em menos solo sendo inserido no interior do tubo e sendo removido apenas por varredura. Segundo Kan et al. (2018) o espaço entre a broca e a parede interna do condutor será muito pequena, causando uma perda de pressão hidráulica no fluido de perfuração perto da broca. Além disso, a broca de perfuração e detritos não fluirão de forma suave e constante quando invertidos para fora do fundo do poço e bombeado para a superfície, resultando em bloqueios de solo no condutor e conseqüentemente a instalação do condutor terá que ser interrompida.

Por outro lado, se o diâmetro da broca é muito pequeno, a excentricidade entre o eixo da broca e o condutor será grande. Essa incompatibilidade de tamanho relativo causa destruição do solo na superfície do fundo do poço de forma heterogênea. Por conseguinte, há a criação de uma distribuição não uniforme da resistência lateral do condutor que pode levar a inclinação sob a ação do momento de flexão transversal. Neste cenário, os requisitos técnicos para a verticalidade dos condutores não estar satisfeito. Além disso, a coluna de perfuração se torna propensa a oscilar de forma instável, o que pode fazer com que a broca gire contra um dos lados da parede, produzindo o desnivelamento irregular do interior da parede do poço e resultando na ampliação irregular do furo e, mais uma vez, inclinação inaceitável do condutor.

Através da análise dos fatores influenciadores, o *bit stick-out* pode ser determinado de acordo com a Equação (70):

$$\Delta_h = \Delta_{hG} + H(A_w + A_s + A_c) \quad (70)$$

Onde:

$\Delta_h$  - *Bit stick-out* ideal (m);

$\Delta_{hG}$  - Componente geométrico do *bit stick-out* (m);

$H$  - Comprimento axial da broca (m);

$A_w$  - Fator de correção pelo jato hidráulico (-);

$A_s$  - Fator de correção pela força do solo (-);

$A_c$  - Fator de correção pelo tamanho do condutor e tamanho da broca (-).

Cada fator de correção deve ser calibrado de acordo com o experimento. No Mar da China Meridional, os intervalos de valores para essas variáveis são geralmente entre 0,03 e 0,16.

A posição da broca em relação ao final do condutor é denominada também de *bit space-out* além de *bit stick-out*. Em 1991, Beck, et al. apud Akers (2006) defendeu a localização da broca entre 12 e 18 polegadas dentro do condutor. Em 2002, Jeanjean defendeu que a broca deveria estar em até 18 polegadas dentro do condutor. Eaton, et al. apud Akers (2006) menciona que a broca deveria estar a 6 polegadas abaixo do condutor. O *bit-out* ideal foi determinado como sendo de 147,4 mm no experimento de Kan et al. (2018), e o intervalo razoável foi definido entre 96,6 e 198,2 mm.

Alguns operadores optam por posicionar a broca dentro do condutor para evitar a lavagem do solo em torno do elemento, enquanto outros operadores preferem posicionar a broca fora do condutor para permitir que a broca perfure o solo com mais eficiência. Contudo, quando o solo é heterogêneo, segundo Kan et al. (2018), se o *bit-out* for muito longo, potencialmente pode levar à ampliação irregular ou produzir canalizações na parede externa do condutor. Ao mesmo tempo, devido ao grande efeito de alargamento, a redeposição e a readensamento do solo circundante perturbado serão atrasadas e o processo de recuperação de tensão será prolongado assim que a instalação for concluída.

No entanto, se o comprimento do *bit stick-out* for muito pequeno, apenas as regiões imediatamente abaixo da broca serão expostas e farão contato com os jatos de água. Os bocais de água no lado da broca vão projetar uma coluna de líquido na parede interna do condutor em vez de fazer contato direto com o solo e fratura-lo. Neste ponto, a área efetiva de corte a jato do bocal está somente na parte inferior do poço, levando a uma baixa eficiência hidráulica e mau alargamento do orifício e ação erosiva.

Portanto, as condições de controle de construção são aquelas onde a coluna de líquido a jato deve efetivamente cortar o solo sem criar um furo de grandes dimensões. A experiência

mais bem-sucedida apresenta a broca externa ao condutor. O objetivo do projeto foi localizar a broca de modo que seus bocais permanecessem dentro do condutor, enquanto as suas superfícies de perfuração estivessem posicionadas fora do condutor. Além disso, a perfuração realizada com a broca dentro do condutor aumenta a probabilidade de *broaching*.

*Broaching* é causada por uma restrição no interior do condutor (Figura 45), tal como o entupimento das portas de saída na ferramenta de cabeça de poço e equipamentos de execução. Deve-se impedir que o condutor entre em *Broaching* ou entupimento durante a operação (Akers, 2006).



Figura 45 - *Broaching*.  
Fonte: Akers (2006)

Se o *broaching* ocorrer dentro do condutor, a água faz um caminho alternativo e flui para fora do condutor em direção à linha de lama (ou seja, caminho de menor resistência) e a capacidade axial desejada pode não ser alcançada. Um cuidado especial é tomado quando se faz o último terço de instalação do condutor onde a maior contribuição para a capacidade axial é obtida. No Golfo do México, as magnitudes da vazão de água variaram entre intervalos bem definidos (Zakeri et al., 2014).

Kan et al. (2018) analisou que no estrato de argila macia, a resistência ao cisalhamento do solo é relativamente baixa, então o condutor simulado é capaz direcionar completamente a força de jato hidráulico da broca para quebrar a formação do solo abaixo do condutor, permitindo que a instalação siga progressiva e suave. Neste caso, durante o processo de instalação, a força de ruptura produzido pelo jato hidráulico desempenha um papel importante na quebra do solo, enquanto a mudança no *bit stick-out* tem pouco efeito sobre a taxa de penetração por causa da força de ruptura ser efetiva.

### 3.6 Reciprocção

A opção de implementar a reciprocção em um condutor de superfície enquanto está ocorrendo o jateamento é um assunto polêmico, com diferentes opiniões existentes mesmo dentro das organizações e das equipes de perfuração. Ao mesmo tempo que não há muitas informações disponíveis sobre como a ação afeta diretamente a capacidade de carga final do condutor (Souza, et al., 2019).

Segundo Akers (2006), a reciprocção do condutor consiste na realização de movimento vertical na estrutura em ambas as direções, para cima e para baixo. A formação é atritada contra o solo rompendo a adesão existente, principalmente na região cravada por pressão do condutor. Tal procedimento pode ser solicitado durante todo o processo de jateamento, porém sendo mais importante no momento antes do início do jateamento e pós a inserção do condutor por peso próprio.

Dessa forma, é necessário reduzir ao máximo a perturbação (amolçamento) sofrido pelo solo ao passar por reciprocção. A redução dos elementos de conexão entre as tubulações é uma importante medida, assim como os elementos sensores anexados ao condutor (Figura 46).

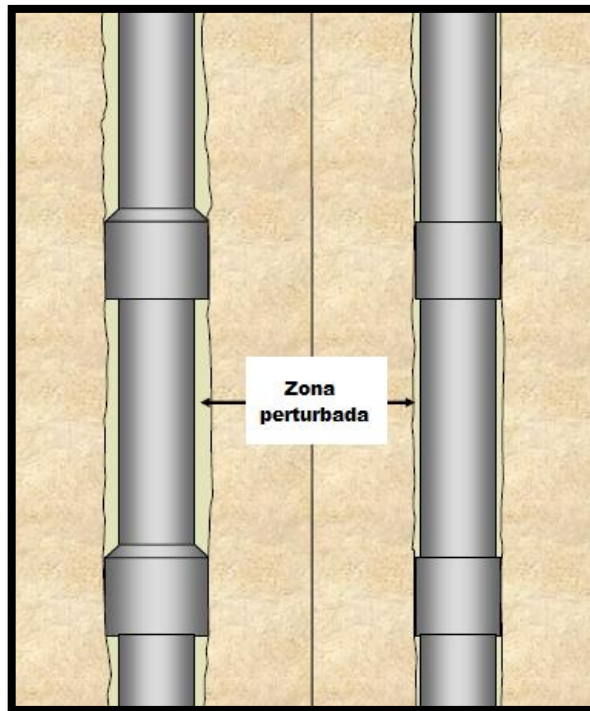


Figura 46 - Amolgamento do solo causado por conexões do condutor.  
Fonte: Adaptado de Akers (2006).

A ação reduz a fricção da pele em desenvolvimento, e como resultado, a folga necessária para avançar é alcançada. Entretanto, é importante destacar que a reciprocação não auxilia na limpeza do furo e não leva ao *broaching*, desde que o fluxo de fluido siga o caminho de menor resistência, que deve estar dentro do condutor.

O efeito da reciprocação na capacidade de carga, a curto e a longo prazo, é assunto que necessita de investigação pois frequentemente múltiplas reciprocações são necessárias para atingir a profundidade de projeto (Zakeri et al., 2015). Como ressalva e por falta de informação, a reciprocação só deve ser usada para manter o cronograma WoB segundo Akers (2006).

#### **4 CONCLUSÃO E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS**

O presente trabalho abordou o chamado Teste do Puxão focado nos procedimentos de instalação de um condutor pelo processo de jateamento. Tal ensaio é definido como uma prova de carga à tração realizada em condutores para verificar a capacidade de carga destes dispositivos antes de receberem os carregamentos oriundos do peso próprio, revestimentos de superfície e de alguns equipamentos.

A análise geotécnica de condutores instalados em argilas moles é de elevada complexidade e apresenta características diferentes da problemática enfrentada no caso de estacas em terra, e mesmo de fundações diversas offshore. É observado também que cada região deve ser estudada em suas particularidades, pois as equações e conclusões chegadas até então sobre o assunto apresentam caráter intrínsecos e não sendo garantido o sucesso para a absorção de regiões diferentes. Apesar disso, os condutores podem ser entendidos como estacas de elevada relação comprimento/diâmetro, mais próximos do que seria o caso de estacas de ponta aberta, instalados de uma maneira em que as condições de interface condutor-solo dependem muito da operação de instalação.

No caso de condutores jateados, durante o processo de jateamento (pré-teste do puxão) a velocidade de carregamento, a vazão, o *bit stick-out* e a reciprocação representam parâmetros de controle na capacidade de carga do condutor, tanto a imediata como a longo prazo, e precisam ser investigados com detalhe. Durante a realização do teste do puxão deve-se atentar-se ao pré-cisalhamento do solo e como esse processo afeta a absorção da carga na direção contrária, quando o condutor é finalmente carregado a compressão (tração no ensaio e compressão no carregamento). Finalmente os efeitos tixotrópicos e a dissipação da poropressão (adensamento) devem ter seu espaço de estudo bem definidos durante o processo inerente de *set-up*. Ao longo do tempo, o envelhecimento da estrutura como um todo deve também receber uma atenção de estudo, pois o efeito de *ageing* pode aderir uma parcela de resistência.

Além disso, são fundamentais para a análise do teste do puxão a boa qualidade e representatividade dos ensaios de laboratório feitos com as amostras recolhidas nas regiões a serem jateadas. Tais resultados decifram detalhes importantes quanto ao comportamento dos materiais.

O objetivo da discussão descrita neste trabalho foi disponibilizar informação sobre como as variáveis do processo de jateamento, visando o teste do puxão, podem afetar o sucesso da obtenção da capacidade de carga à tração e seu valor otimizado. Espera-se, com isso, uma boa contribuição para o processo de decisões dos testes do puxão na argila mole do Campo Experimental de Sarapuí II, além de disponibilizar conteúdo para a realização e interpretação dos testes. No fim, espera-se que sejam feitas as comparações entre dos resultados encontrados nos ensaios com os valores previstos por diversos métodos.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ADAMS, J.I.; HAYES, D.C. (1967). The Uplift Capacity of Shallow Foundations, Ontario Hydro Research Quarterly 19, 1.
- ADAMS, J.I.; HAYES, D.C. (1967). The Uplift Capacity of Shallow Foundations, Ontario Hydro Research Quarterly 19, 1.
- AKERS, T. J. (2006). Jetting of Structural Casing in Deepwater Environments: Job Design and Operational Practices. In: SPE Internacional Annual Technical Conference in San Antonio, Texas, U.S.A. 15 p.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas (2006). NBR 12131. Estacas - Prova de carga estática: método de ensaio. Rio de Janeiro.
- ALI, M. S. (1968). Pullout resistance of anchor plates and anchor plates and anchor piles in soft bentonite clay. M. Sc. Thesis. School of Engineering, Duke University (Soil Mechanics Series n. 17), Durham, North Carolina. 53 p.
- ALVES, A. F. B. (2013). Capacidade de carga de estaca-torpedo modelo, em argila mole, submetida a prova de carga a tração inclinada. Projeto de Graduação, Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro / UFRJ, p. 12, 30-31, 36, 40, 53.
- API - AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. (2005). Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms – Working stress design. API-RP-2A - WSD, 21st Edition, USA.
- AZEVEDO, C. P. B. (2001). Projeto de Fundações de Linhas de Transmissão Baseado em Confiabilidade, Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.
- BAKER, W. H.; KONDNER, R. L. (1966). Pullout load capacity of a circular earth anchor buried in sand. Highway Research Board, (108): p. 1-10.
- BALIGH, M. M.; LEVADOUX, J. N. (1986). Consolidation after undrained piezocone penetration. II: Interpretation. ASCE. JGED, Vol. 112, N°. 7. p. 727-744.
- BALLA, A. (1961). The resistance of breaking out of mushroom foundations for pylons. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 5, 1961. Proceedings... v. 1, p. 569-576.

- BASU, P., LOUKIDIS, D., PREZZI, M., SALGADO, R. (2011). Analysis of shaft resistance of jacked piles in sands. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 35: p. 1605–1635.
- BASU, D.; SALGADO, R. (2012). Load and resistance factor design of drilled shafts in sand. *J. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 138: p. 1455–1469.
- BARATA, F.E., (1985). Fundações de Torres Submetidas ao Arrancamento - Filosofia e Métodos de Projetos. Anais do Seminário de Engenharia de Fundações Especiais (separata). In: FERNANDO EMMANUEL BARATA, 80 anos: tributo ao brasileiro, professor, engenheiro e pesquisador, na comemoração de seus 80 anos, São Paulo, Brasil. pp. 415-428.
- BARATA, F. E.; PACHECO, M. P.; DANZIGER, F. A. B. (1978). Uplift tests on drilled piers and footings built in residual soil. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 6, 1978, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: p. 1-37.
- BARATA, F. E.; PACHECO, M. P.; DANZIGER, F. A. B.; PINTO, C. P. (1979). Foundations under pulling loads in residual soil: analysis and application of the results of load tests. In: Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 6, 1979, Lima. Proceedings... Lima: p. 165-176.
- BESSA, A.O. (2005). Avaliação da Resistência Lateral em Estacas Escavadas com Trado Submetidas à Tração. Tese de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Brasil. p. 183.
- BIAREZ, J.; BARRAUD, Y. (1986). Adaptation des foundations de pholones au terrain per les méthodes de la mécanique des sds. Conference Internationale des Grands Reseaux Electriques, Paris, 1968. Compte Rendu (Repport 22-06).
- BJERRUM, L. (1973). Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays. State-of-the-Art Report, Session IV, Proc. 8th Int. Conf. SMFE, Moscow. Also in NGI, p. 100.
- BRAJA, M. D. (1986). Uplift Capacity of Piles and Pile Groups in Sand. *Institute of Electrical and Electronics Engineers (IEEE)*. p 90-95.
- BROMS, B. B. (1966). Methods of calculating the ultimate bearing of piles. A summary, *Sols-Soils*, v. 5. p. 21–31.
- BRUM, S. A. (2009). Ensaio de centrifugação para avaliação do desempenho de penetrômetros dinâmicos para ancoragens de estruturas offshore. Dissertação de Mestrado, Centro de Ciência e Tecnologia, da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro / UENF, p. 48, 50, 59, 84, 89.

- CAMPELLO, N.S. (1994). Comportamento de estacas submetidas a esforços verticais de tração, em solo colapsível. São Carlos, 1994. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 139 p.
- CARVALHO, D. (1991). Análise de cargas últimas à tração de estacas escavadas, instrumentadas, em Campo Experimental de São Carlos – SP. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 204p
- CHRISTENSEN N.H.; HAAHR F.; RASMUSSEN J.L. (1991a). Breakout resistance of large suction piles. OMAE vol I-B, Offshore Technology, p. 617-622.
- CHRISTENSEN N.H.; HAAHR F.; RASMUSSEN J.L. (1991b). Soil structure interaction model for a suction pile platform, OMAE vol I-B, Offshore Technology, p. 601-610.
- CORRÊA, J. M. (2015). Estudo da variação do preenchimento interno no comportamento de estacas tubulares vazadas submetidas ao arrancamento, através de ensaios em centrífuga geotécnica. Dissertação de Mestrado, Centro de Ciência e Tecnologia, da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro / UENF, p. 76.
- DANZIGER, F. A. B. (1983). Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de tração. 331p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- DANZIGER, F. A. B. (1985). Tema V: Fundações de torres de linhas de transmissão. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, 1, São Paulo, 1985. Debates... São Paulo: ABMS, (3), p. 139-163.
- DANZIGER, F. A. B.; FREITAS, A. C.; SANTANA, C. M.; JANNUZZI, G. M. F.; GUIMARÃES, G. V. M.; ALVES, A. F. B. (2013). Relatório final de atividades – Provas de carga horizontal, vertical e inclinada da estaca torpedo modelo – Realização das provas de carga, apresentação e análise dos resultados. Relatório técnico PEC-11444-rt5, abril.
- DANZIGER, F. A. B.; PEREIRA PINTO, C. (1979). Análise Comparativa de Métodos para o Dimensionamento de Fundações a partir dos Resultados das Provas de Carga Realizadas na LT 500 kV Adrianópolis-Grajaú, Anais do V Seminário Nacional de Produção e Transmissão de Energia Elétrica, Recife, Brasil.
- DAS, B. M. (1983). A procedure for estimation of uplift capacity of rough piles. Soils and Foundations, Japan, 1983, pp. 122-126.
- DAS, B. J.; SEELEY, D.; PFEIFLE, M. (1977). Pullot resistance of rough rigid piles in granular soil. Soils and Foundations, 17 (3): p. 72-77.

- DAS, B. J.; ROZENDAL, D. (1983). Ultimate uplift capacity of piles in sand. *Transportation Research Record*, p. 40-45.
- ESQUIVEL-DIAZ, R. F. (1967). Pullout resistance of deeply buried anchors in sand. M. Sc. Thesis. School of Engineering, Duke University (Soil Mechanics Series n. 8), Durham, North Carolina. 57 p.
- FREITAS, A. C. (2014). Comportamento à tração de estaca-torpedo modelo em argila mole. Tese de Doutorado, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro / UFRJ, p. 23, 52, 65-71, 93-94, 144, 173, 195, 329.
- GOEL, S.; PATRA, N. R. (2006). Prediction of load displacement response of single piles under uplift load. *Geotech Geol Eng.* 25. p. 57–64.
- GUIZARDI, G. V. (2017). Estudo do comportamento de estacas submetidas ao arrancamento em diferentes direções, através de ensaios em centrífuga geotécnica. Dissertação de Mestrado, Centro de Ciência e Tecnologia, da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro / UENF, p. 41-42, 80.
- HOULSBY, G.T.; TEH, C.I. (1988). Analysis of the piezocone in clay. *Proc., I ISOPT, Orlando, Vol. 2.* p. 777-783.
- ISO (2016). International Organization for Standardization. Petroleum and natural gas industries - Specific requirements for offshore structures - Part 4: Geotechnical and foundation design considerations. Second edition, 2016-07-15.
- KARLSRUD, K. (2012). Prediction of load-displacement behavior and capacity of axially loaded piles in clay based on interpretation of load test results. Ph.D. Thesis. Norwegian Univ. of Science and Technology, Trondheim, Norway, 321 p.
- KAN, C.; YANG, J.; YU, X.; XIE R.; WU, Y.; LI, Y.; CHEN, H.; GUAN, S.; LIU, H.; GU, C.; LIN, S.; WANG, H.; ABIMBOLA, F. (2018). Field experimental investigation of bit stick-out for different soil strengths during deepwater conductor injection. *Journal of Petroleum Science and Engineering* 169: p. 825–836.
- KÉRISEL, J. (1961). Foundations profondes em milieux sableux: variation de la force portante limite em fonction de la densité, de la profondeur, du diamètre et de la vitesse d'enfoncement. In: *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 5, 1961, Paris. *Proceedings...* v. 2, p. 73-83.
- KÉRISEL, J. (1964). Deep foundations basic experimental facts. In: *Conference on Deep Foundation*, 1964, México. *Proceedings...* v. 1, p. 5-44.

- KILLER, J. (1953). Fondations économiques des pylones de lignes aerines. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3, Zurich, 1953. Proceedings... v. 3, p. 265-276.
- KULHAWY, F. H. (1985). Drained uplift capacity of drilled shafts. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 11, 1985, San Francisco. Proceedings... v. 3, p.1549-1552.
- KULHAWY, F.H.; MAYNE, P.W. (1990). Manual of estimating soil properties for foundation design. Geotechnical Engineering Group, Cornell University, Ithaca.
- KULHAWY, F. H.; TRAUTMANN, C. H.; BEECH, J. F.; O'ROURKE, T. D.; MCGUIRE, W.; WOOD, W. A.; CAPANO, C. (1983). Transmission line structure foundations for uplift compression loading. Report EL-2870, Electric power research institute, Palo Alto, USA, p.412.
- JANNUZZI, G.M.F.; DANZIGER, F.A.B.; MARTINS, I.S.M. (2015). Geological-geotechnical characterisation of Sarapuí II clay. Engineering Geology, 190, p. 77-86.
- JEANJEAN, P. (2002). Innovative Design Method for Deepwater Surface Casings. In: Annual Technical Conference and Exhibition, SPE Internacional - Society of Petroleum Engineers, San Antonio, Texas, 14 p.
- JEANJEAN, P. (2002). Innovative Design Method for Deepwater Surface Casings. In: SPE Internacional Annual Technical Conference - Society of Petroleum Engineers, San Antonio, Texas, 14 p.
- JEANJEAN, P. (2006). Set-up characteristics of suction anchors in soft Gulf of Mexico clays: experience from field installation and retrieval. Proceedings of the offshore technology conference, Houston, TX, paper OTC 18005.
- JUNG, J. G. (2012). Estudo do jateamento em solos argilosos e sua aplicação à engenharia de fundações offshore. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul / UFRS, p. 56-58, 64-65, 67-68.
- LEVADOUX, J. N. (1980). Pore pressures in clays due to cone penetration. Ph.D. Thesis, Dept. of Civil Engineering, MIT, Cambridge, MA. 752 p.
- MARTIN, D. (1966). Étude à la rupture de différents ancrages sollicitées verticalement. Thèse de Docteur-Ingénieur. Faculté des Scinences de Grenoble.
- MARTIN, D. (1973). Calcul des Pieux et Fondations a Dalle des Pylones de Transport d'énergie Électrique, Étude Théorique et Résultats D'essais en Laboratoire et in Situ. 161 ed. Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics.

- MARTIN, D. (1975). Calcula L'Arrachement des Fondations. *Electra*, n. 38.
- MATOS, L. F. S. (1989). Pesquisa experimental da resistência ao arrancamento de estacas escavadas de pequeno diâmetro, num solo parcialmente saturado. Dissertação (Mestrado) – CPGEC, UFRGS. 131 p.
- MATOS, L. F. S.; MILITITSKY, J. (1990). Resistência ao arrancamento de estacas em solos parcialmente saturados. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 9, 1990, Salvador. Anais... São Paulo: ABMS, v. 2, p. 523-534.
- MELO, C. M. A. R. (2010). Avaliação de desempenho e desenvolvimento de metodologias para estudos de ancoragem de estruturas flutuantes com estacas de sucção. Dissertação de Mestrado, Centro de Ciência e Tecnologia, da Universidade Estadual do Norte Fluminense / UENF, p. 43, 50-51, 78.
- MELO, C. M. A. R. (2015). Avaliação da influência da geometria do fuste na capacidade de carga das estacas de sucção por modelos centrifugados. Tese de Doutorado, Centro de Ciência e Tecnologia, da Universidade Estadual do Norte Fluminense / UENF, p. 34, 63-65, 81-82, 90-91, 118.
- MEYERHOF, G. G. (1973a). The uplift capacity of foundations under oblique loads. *Canadian Geotechnical Journal*, 10 (1). p. 64-70.
- MEYERHOF, G. G. (1973b). Uplift resistance of inclined anchors and piles. In: International Conference on Soils Mechanics and Foundations Engineering, 8, Moscou, 1973. Proceedings... v. 2, p. 167-172
- MEYERHOF, G. G.; ADAMS, J. I. (1968). The ultimate uplift capacity of foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 5, n. 4, p. 225-244.
- NEVES, D. P. (2012). Estudo da capacidade de carga ao arrancamento de estacas tubulares vazadas. Dissertação de Mestrado, Centro de Ciência e Tecnologia, da Universidade Estadual do Norte Fluminense / UENF, p. 12-13, 36, 46.
- ORLANDO, C. (1985). Fundações submetidas a esforços verticais axiais de tração: Análise de provas de carga de tubulões em areias porosas. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. 235 p.
- ORLANDO, C. (1990). Tubulões submetidos a esforços de tração em areias porosas. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 9, 1990, Salvador. Anais... São Paulo: ABMS, v.2, p. 371-376.
- PASSINI, L. B. (2015). Instalação e capacidade de carga axial de estacas modelo fluidizadas em solos arenosos. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia

- Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul / UFRS, p. 23-31, 85-97, 104, 107-110.
- PATERSON, G.; URIE, R. L. (1964). Essais de resistance au Soulevement en vraie grandeur sur fondations de pylones de lignes de transport. In: Conference Internationale des Grands Reseaux Electricques a Haute Tension, 20, 1964, Paris. Compte Rendu... v. 2.
- PINTO, C.S. (2006). Curso Básico de Mecânica dos Solos 3ª ed. São Paulo, ISBN: 978-85-86238-51-2, p 96-101.
- PORTO, E.C.; MEDEIROS JR.; C.J.; HENRIQUES JR. P.R.D.; FOPPA, D.; FERREIRA, A.C.P.; COSTA, R.G.B.; FERNANDES, J.V.V.; DANZIGER, F.A.B.; JANNUZZI, G.M.F.; GUIMARÃES, G.V.M.; SILVA JR., S.P.; ALVES, A.M.L. (2010). The development of the torpedo-piezocone. Proceedings, 29th International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering, OMAE 2010. American Society of Mechanical Engineers, New York.
- POTYONDY, J. G. (1961). Skin friction between various soils and construction materials. *Géotechnique*, 11 (4), p. 339-353.
- POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. (1980). Pile foundation analysis and design. New York, Wiley.
- ROCHA, C. C. M. (2014). Atenuação de cargas estáticas em modelo reduzido de linha de ancoragem de sistema offshore. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul / UFRS, p. 104-109.
- RUVER, C. A. (2011). Estudo do arrancamento de fundações em solos tratados com cimento. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul / UFRS, p. 49, 156-158.
- SALGADO, R. (2005). Analysis of the axial response of non-displacement piles in sand. *Geomechanics II: Testing, Modeling and Simulation*. p. 427–439.
- SALGADO, R. (2008). *The engineering of foundations*. McGraw-Hill Science/Engineering/Math, 1 edition, 896p.
- SAMPA, N. C. (2015). Atenuação de cargas dinâmicas em linhas de ancoragem de plataformas offshore. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul / UFRS, p. 77, 103-104.
- SANTOS, A. P. R. (2005). Análise de Fundações Submetidas a esforços de Arrancamento pelo método dos elementos Finitos. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro.

- SENG, S.; TANAKA H. (2012). Properties of very soft clays: A study of thixotropic hardening and behavior under low consolidation pressure. *Soils and Foundations*, Hokkaido University, Japan. 11 p.
- STEWART, J. F.; KULHAWY, F. H. (1981). Interpretation of uplift load distribution data. In: *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 10, 1981, Stockholm. *Proceedings... v.2*. p. 277-280.
- SOUZA, J. A.; DANZIGER, F. A. B.; JANNUZZI, G. M. F.; DIAS, R.; GONÇALVES, C. J. C. (2019). O Teste do Puxão: uma aplicação interessante de fundações à tração à engenharia de petróleo. In: *9º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia - SEFE9*, São Paulo, Brasil.
- ZAKERI, A.; LIEDTKE, E.; CLUKEY, E. C.; JEANJEAN, P. (2014). Long-term axial capacity of deepwater jetted piles. *Géotechnique*, 64, N° 12, p. 966-980.
- ZAKERI, A.; MCCARRON, W. O.; LIEDTKE, E.; CLUKEY, E. C.; JEANJEAN, P. (2015). Deepwater jetted piles: Numerical modeling of jetting action and axial bearing capacity. In: *Frontiers in Offshore Geotechnics III – Meyer (Ed.)*. Taylor & Francis Group, London, ISBN: 978-1-138-02848-7, 6 p.
- TERZAGHI, K.; PECK, R. B. (1948). *Soil mechanics in engineering practice*. New York, John Wiley & Sons.
- THOMAS, E. T. (2001) *Fundamentos de Engenharia de Petróleo*, 2nd ed., Copyright - Interciência, Rio de Janeiro, Brasil. p. 114-116.
- TOMLINSON, M. J. (1997). *Pile design and construction practice*. E & FN SPON. 4th edition. Londres. p 107.
- TORSTENSSON, B. A. (1977). The pore pressure probe. *Norsk jord og - fjellteknisk forbund*. *Fjellsprengningsteknikk, bergmekanikk, geoteknikk*. Foredrag, p. 34.1-34.15.
- VELLOSO, D. A., LOPES, F. R. (2010). *Fundações profundas*. v. 2, Oficina de Textos, 569 p.
- VESIC', A. S. (1964). Investigations of bearing capacity of piles in sand. In: *Conference on Deep Foundations*, 1964, México. *Proceedings... v. 1*, p. 197-225.
- VESIC', A. S. (1967). A study of bearing capacity of deep foundations. Final Report, Proj. B-189, School of Civil Engineering, Georgia Inst. Tech., Atlanta.
- WEI, M.; JIN, Y.; GANG, T.; NANDING, H.; YI, Z.; LI, H.; HE, D.; YIHUI, Z. (2016). Simulation Experiment and Mechanism Research on the Change of Lateral Friction Against Surface Conductor in Deepwater Drilling. In: *Offshore Technology Conference in Houston, Texas, USA*. 22 p.



ZHOU, B.; YANG, J.; LIU, Z.; ZHOU, R. (2016). Model and experimental study on jetting flow rate for installing surface conductor in deep-water. *Applied Ocean Research* 60, p. 155-163.