

2 Revisão Bibliográfica

2.1. Modelagem Física

No contexto científico contemporâneo, o processo de modelagem assume um papel importante e fundamental na procura de respostas que auxiliem o homem a compreender o mundo em que vive (Brandão *et al.*, 2008). Sobrinho (2007) citando Candeias (1999) descreve que a necessidade do homem de compreender a realidade física desencadeou o desenvolvimento de teorias interpretativas que poderiam explicar de maneira racional a ocorrência dos mais diversos fenômenos existentes na natureza, como também fenômenos produzidos artificialmente pelo homem como consequência do seu desenvolvimento integral. Tais teorias estão constituídas por hipóteses, que podem ser pressupostos baseados em raciocínios matemáticos, que descrevem as limitações bem como simplificações que garantem a ocorrência dos principais mecanismos físicos de comportamento. Os requisitos necessários para a validação destas teorias consistem primeiramente, na adequação das hipóteses, baseadas na evidência, seguido da adequação dos resultados confrontados com a realidade. A validade de uma teoria só pode ser aferida mediante observação direta do fenômeno, verificando que a solução obtida seja suportada pela contrapartida real.

A modelagem física consiste em uma representação física, às vezes em escala real, mas geralmente em escala reduzida, de uma estrutura ou parte da mesma, sendo composta de um elemento ou um conjunto de elementos estruturais executados em escala reduzida, que permitem reproduzir, sob condições controladas, o fenômeno em análise, onde podem ser empregadas leis de escala e semelhança para interpretar os resultados. Esta reprodução é normalmente chamada de ensaio de modelo físico (ACI Committee 444, 1982).

Um dos principais objetivos de ensaiar modelos reduzidos é de extrair dados experimentais que permitam avaliar aspectos técnicos de um determinado fenômeno, permitindo conhecer o comportamento da estrutura sob condições

controladas que simulam as diversas solicitações à que estará submetida ao longo da sua vida útil. Desta maneira, antes que um protótipo inicie a sua fabricação, o seu modelo reduzido pode ser ensaiado, permitindo a análise de parâmetros de projeto (Pacheco, 2011). Os resultados provenientes dos ensaios poderão ser convertidos para as dimensões do protótipo mediante escalas específicas determinadas a partir de uma análise dimensional.

2.2. Modelagem Física em Centrífuga

A modelagem centrífuga é uma das mais eficientes ferramentas disponíveis na engenharia geotécnica, que permite estudar, analisar e projetar mecanismos envolvidos com materiais geotécnicos, utilizando um modelo para replicar um evento relacionado a um protótipo. Este modelo é, frequentemente, uma versão em escala reduzida do protótipo que permite extrapolar resultados com leis de escala apropriadas (Taylor, 1995).

Um modelo em pequena escala, utilizando o mesmo material e tendo uma geometria similar à do protótipo, pode ser submetido a um campo de aceleração que simula a distribuição vertical de tensões induzida pela gravidade para o protótipo. Pontos homólogos no modelo em escala reduzida, geometricamente idênticos aos do protótipo em escala natural, são submetidos as mesmas tensões, acarretando deformações análogas às do protótipo, predizendo o seu comportamento (Altaee e Fellenius, 1994).

O solo contido no recipiente do modelo apresenta uma superfície superior livre de tensão. A magnitude da tensão no interior do corpo do solo aumenta com a profundidade a uma taxa dependente do peso específico do solo e da força do campo de aceleração. Caso o solo do modelo seja similar ao do protótipo e os procedimentos de preparação da amostra garantam a similitude do histórico de tensões, para o campo inercial aplicado, a tensão vertical para uma profundidade igual a h_m será idêntica do protótipo a uma profundidade h_p onde $h_p = N h_m$. Esta é a lei de escala básica da modelagem centrífuga que, para pontos homólogos, tensões similares são alcançadas pela aceleração de um modelo de escala N para N vezes a aceleração gravitacional.

Em resumo, o princípio básico dos ensaios em centrífuga consiste em submeter um modelo a uma força inercial proporcional à redução da sua escala linear e de magnitude igual à força gravitacional experimentada pelo protótipo (Schofield, 1980). Portanto, a necessidade de obter o campo de tensões no modelo igual à do protótipo é fundamental.

2.2.1. Leis de Escala para modelos quase-estáticos

Na modelagem centrífuga, ao longo dos primeiros anos do seu desenvolvimento, poucos estudos foram direcionados com o propósito de elucidar questões sobre leis de escala e condições de similitude. O crescimento da aplicabilidade desta técnica no mundo trouxe consigo o conhecimento de avanços relevantes concernentes a leis de escala e limites no domínio do uso da modelagem centrífuga (Altaee e Fellenius, 1994)

Ensaio físicos em modelos a pequena escala, em condições gravitacionais normais, são os mais comumente relatados na literatura. Sendo que a maioria das obras publicadas não faz referência às relações de escala, nem indica como esses resultados podem ser trasladados para interpretar o comportamento da estrutura protótipo. A maioria desses modelos consideraram solos com propriedades iguais as do protótipo, ie. solos que apresentavam o mesmo índice de vazios, indicando assim que os mecanismos observados eram pelo menos qualitativamente representativos (Altaee e Fellenius, 1994). No entanto, Scott (1988) e (Ko, 1988) relatam que, a extrapolação de resultados em algumas circunstâncias não é aplicável, por não apresentar resultados representativos do fenômeno modelado.

Na Tabela 2.1 são apresentadas algumas relações escalares das grandezas físicas entre o protótipo e o modelo reduzido submetido a N vezes a aceleração gravitacional (Ko, 1988).

Tabela 2.1 Relação entre escala e protótipo (Ko, 1988)

| Grandeza | Protótipo | Modelo |
|-----------------------------|------------------|---------------|
| Comprimento | N | 1 |
| Área | N ² | 1 |
| Volume | N ³ | 1 |
| Velocidade | 1 | 1 |
| Aceleração | 1 | N |
| Massa | N ³ | 1 |
| Força | N ² | 1 |
| Tensão/Pressão sob líquidos | 1 | 1 |
| Deformação | 1 | 1 |
| Deslocamento | N | 1 |
| Tempo evento dinâmico | N | 1 |
| Tempo difusão | N ² | 1 |
| Tempo fluência | 1 | 1 |
| Frequência | 1 | N |
| Trabalho/Energia | N ³ | 1 |
| Potência | N ² | 1 |

2.3. Comportamento de solos arenosos

A interação solo-duto em leito marinho arenoso compreende, também, o conhecimento do comportamento geotécnico das areias, relativo às características de resistência ao cisalhamento, para o nível de tensões que estarão submetidos.

Como as areias são muito permeáveis, na maioria dos carregamentos aos quais são submetidas, há tempo suficiente para que ocorra a dissipação das poro pressões, o que significa que, em sua grande maioria, os carregamentos em areias se dão de forma drenada. Usualmente, na prática da engenharia limita-se conhecer apenas a resistência drenada das areias, desde que não haja excessos de poro pressão.

Lee e Seed (1967) evidenciaram, em duas areias, por meio de vários ensaios triaxiais, a influência da variação das tensões confinantes (propriedades de estado) na resistência ao cisalhamento. Os resultados (Figura 2.1) foram plotados normalizando-se a tensão principal em relação à tensão de confinamento. Isto permite observar que, entre outros aspectos, o aumento da tensão confinante principalmente produz: (1) aumento da deformação axial de ruptura de ambas

amostras; (2) diminuição do ângulo de resistência drenado; (3) diminuição gradativa da tendência de expansão do material inicialmente compacto, que sob altas tensões confinantes apresentam uma diminuição do volume durante todo o ensaio.

Lee e Seed (1967) apresentaram, também, resultados sobre a forma típica da envoltória de areias (Figura 2.2). Segundo os autores, sob baixas tensões confinantes, a componente de dilatância é a principal responsável pelo elevado valor do ângulo de resistência drenado, principalmente para areias compactas. Sob tensões confinantes médias aparece um outro fator, a quebra dos grãos, que compensa os efeitos já reduzidos da dilatância. Sob tensões confinantes elevadas, a quebra dos grãos conjuntamente com o rearranjo das partículas fazem que a envoltória de ruptura cesse de suavizar-se e volte a subir com um gradiente ligeiramente crescente ou constante.

Guimarães (2014) realizou ensaios triaxiais CD, na areia de estudo, aplicando tensões confinantes relativamente baixas. Os parâmetros de ruptura assim como os módulos de elasticidade obtidos são apresentados na Tabela 2.2. A Figura 2.3 ainda ilustra a obtenção da envoltória de ruptura onde, no espaço q vs p' , foram definidos os parâmetros de c' e ϕ' .

Apresenta-se as tensões cisalhantes normalizadas em função das tensões confinantes (Figura 2.4). De modo geral pode verificar-se que os resultados tipificam o comportamento das areias de baixa compactidade em que pouco ou nenhum aumento da deformação axial de ruptura se produz com o acréscimo das tensões confinantes.

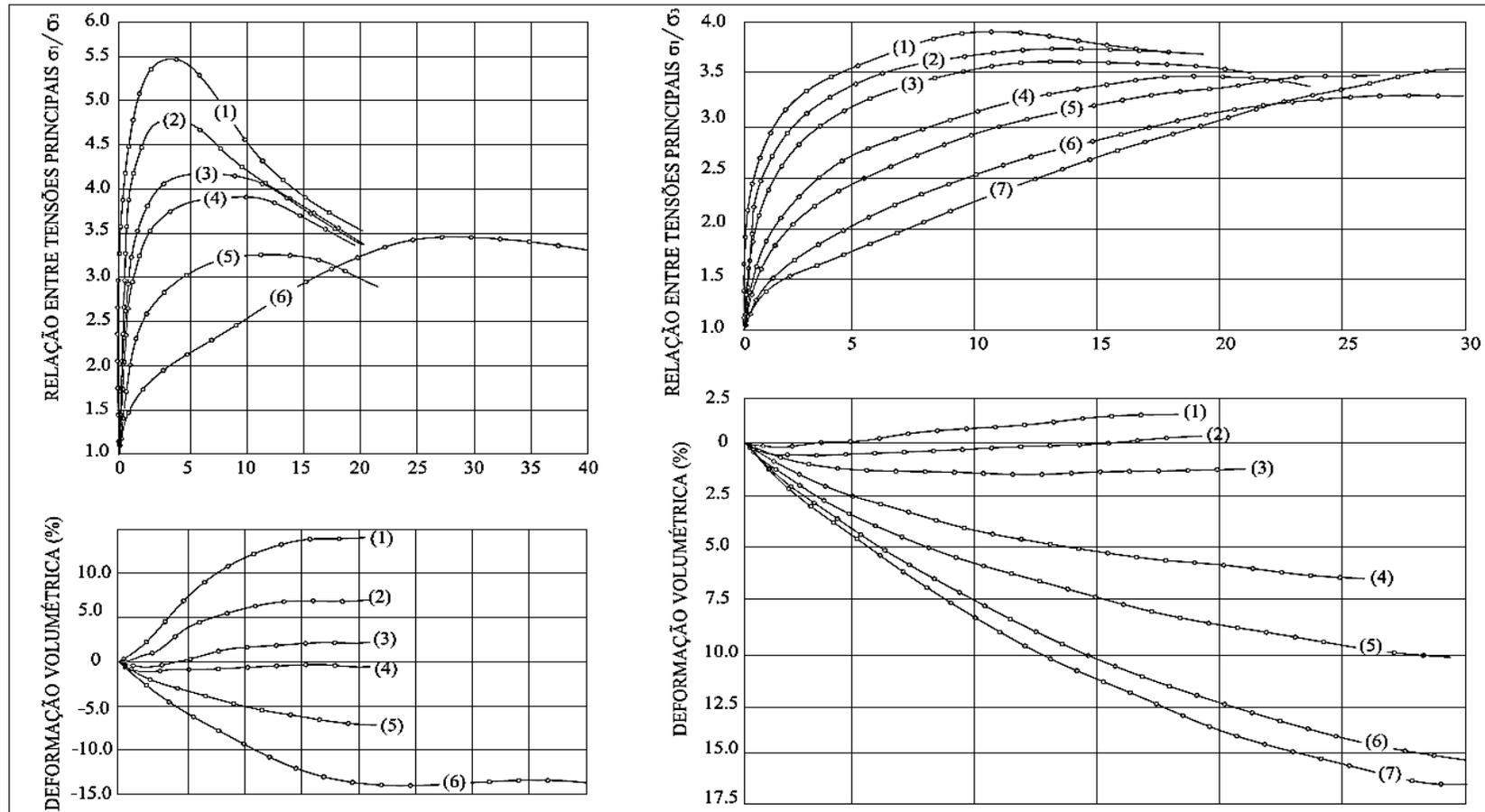


Figura 2.1 - Resultados de ensaios triaxiais CD na areia do Rio Sacramento. (a) amostra compacta, $D_r = 100\%$; (b) amostra fofa, $D_r = 25\%$ (adaptado de Lee e Seed, 1967).

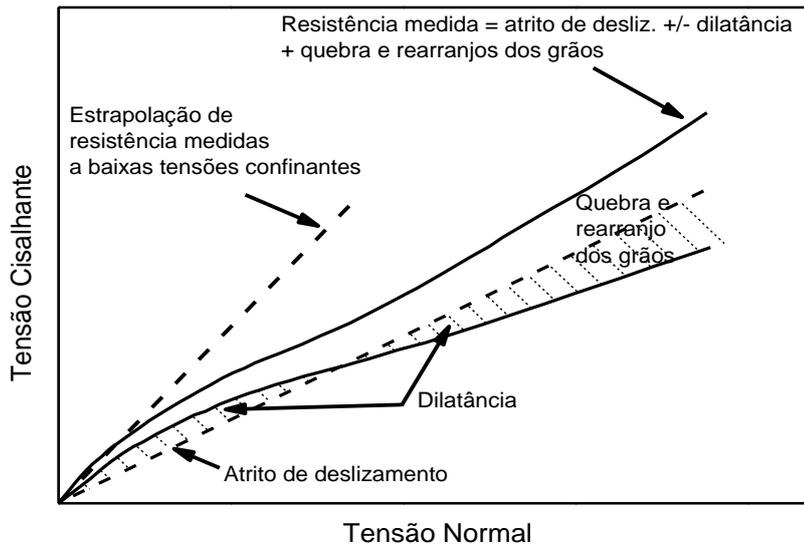


Figura 2.2 – Desenho esquemático das contribuições à envoltória de Mohr das parcelas de atrito, dilatância e quebra dos grãos (adaptado de Lee e Seed, 1967).

Tabela 2.2 – Parâmetros de Ruptura e Módulo de Elasticidade obtidos do ensaio triaxial CD

| σ'_3 (kPa) | σ'_1 (kPa) | q (kPa) | p (kPa) | E ₅₀ (MPa) |
|-------------------|-------------------|---------|---------|-----------------------|
| 30 | 162,794 | 66,397 | 96,397 | 39,90 |
| 60 | 284,702 | 112,351 | 172,351 | 41,60 |
| 80 | 371,417 | 145,708 | 225,708 | 37,80 |

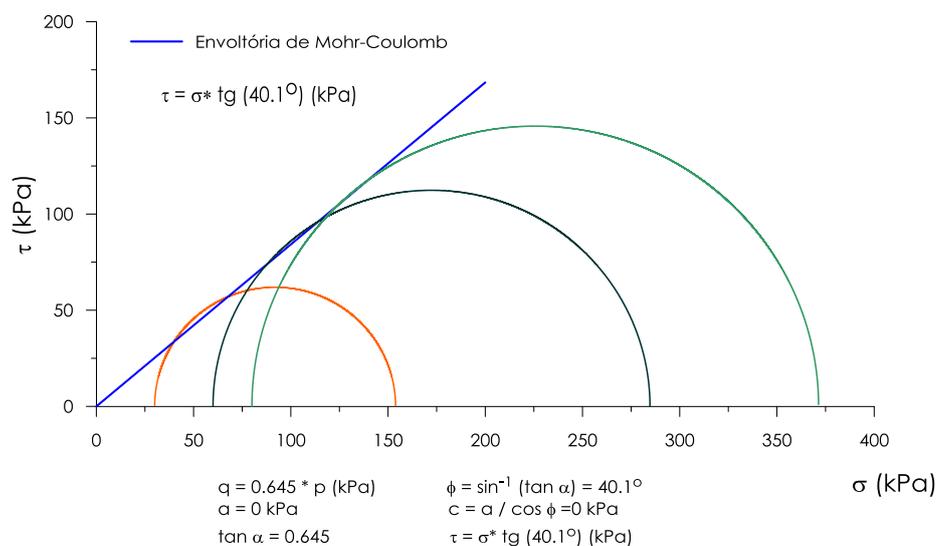


Figura 2.3 – Envoltória de Ruptura

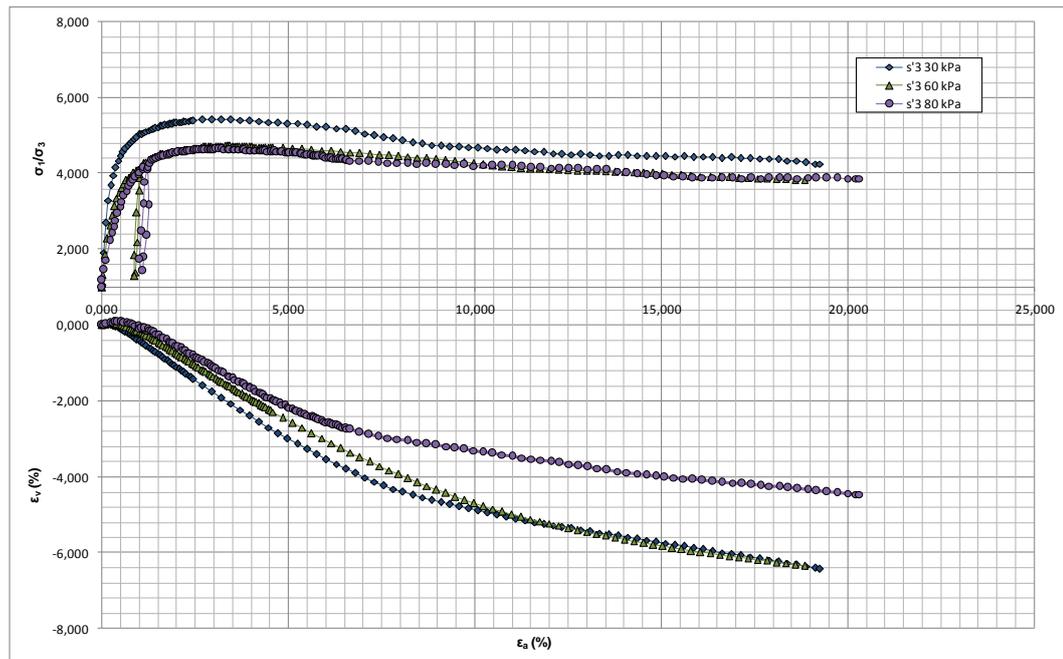


Figura 2.4 - Tensão axial normalizada vs deformação axial e deformação volumétrica vs deformação axial.

Outro estudo experimental importante sobre o comportamento tensão – deformação – resistência de uma areia calcárea saturada submetida a uma condição tridimensional de carregamento foi apresentada por Quaresma (1997). A autora, com base em resultados experimentais, ressalta que o comportamento tensão-deformação de uma areia calcárea fofa não apresenta diferenças marcantes em relação ao comportamento das areias de quartzo. Isto é devido ao fato que as amostras reconstituídas no laboratório não mantêm as características de cimentação entre os grãos, comuns em depósitos de areia calcárea in situ. No entanto a areia pluviada revelou características de deformabilidade acentuadamente dependentes da direção do carregamento devido à anisotropia decorrente da formação do solo.

2.4. Interação Solo-Duto

O conhecimento do fenômeno de interação do sistema solo-duto é de vital importância na projeção de sistemas de transporte de fluidos para quantificar a susceptibilidade dos mesmos aos diversos fenômenos dinâmicos aos quais se encontram constantemente submetidos. Sendo assim, é requerido meios efetivos

que permitam controlar esses fenômenos, (ie., flambagem vertical, lateral, *pipeline walking*, etc.).

Vários trabalhos prévios delimitam duas principais áreas de interesse na abordagem de objetos carregados lateralmente: a obtenção da força máxima horizontal do solo e a relação força-deslocamento. Nestes trabalhos, uma maior relevância é dada na determinação da *força máxima horizontal do solo*, aplicada a placas de ancoragem vertical e estacas rígidas, cujas formulações foram adaptadas para dutos enterrados. Poucos estudos abordam a *relação força deslocamento* em função das tensões e deformações aplicadas no solo. Descobertas experimentais têm sido geralmente usadas para expressar as forças máximas obtidas pelo deslocamento em função da profundidade de enterramento (Trautmann e O'rourke, 1985).

Segundo (Ng, 1994) os principais aspectos a serem considerados na avaliação do problema de interação solo-duto são:

- Comportamento mecânico do duto
- Resposta mecânica do solo ao redor do duto
- Resposta mecânica da superfície de contato solo-duto
- Geometria e orientação do duto
- Prováveis variações nas propriedades do estrato do solo
- Estimação do estado de tensões in situ e carregamento atuante no duto.

2.4.1. Penetração Vertical

A influência da interação solo-duto inicia-se com o lançamento do duto no mar até atingir a superfície do solo marinho, onde a dinâmica da catenária (movimentos complexos) desencadeia uma série de carregamentos e descarregamentos que definem as condições iniciais de enterramento. Desta forma, como consequência da interação destes fenômenos, as condições físicas iniciais do solo circundante ficam alteradas, influenciando assim a resistência axial e lateral (Bruton *et al.*, 2008). Consequentemente, releva-se a importância de conhecer as condições de enterramento inicial do duto no processo de instalação, bem como a evolução durante o funcionamento.

Monitoramentos de dutos dispostos no leito marinho mostraram que o enterramento resultante do processo de lançamento do duto é, geralmente, maior que o devido à combinação do peso estático e a capacidade de suporte do solo. Dois mecanismos principais, que amplificam o enterramento, foram determinados: a concentração de tensões ao longo da zona de contato duto-solo (*touch down zone*) e o amolgamento ou o deslocamento do solo produzido pelos movimentos cíclicos decorrentes do processo de instalação (Randolph e Gourvenec, 2011)

No entanto qualquer análise do processo de instalação de dutos deve considerar três aspectos importantes na determinação da profundidade de enterramento: (1) peso estático do duto, (2) a amplificação das cargas no ponto de contato com o solo, e (3) a magnitude do carregamento cíclico (Cathie *et al.*, 2005).

Brennodden *et al.* (1989) com base numa série de experiências realizadas propuseram um modelo empírico, dependente da resistência do solo, que permite a previsão do enterramento de dutos assentados (não enterrados) no leito marinho. O conceito do modelo é baseado na correlação entre a energia dissipada no solo durante carregamento arbitrário e o embutimento do duto. O modelo considera que resistência total do solo é composta por duas parcelas: a resistência ao deslizamento e a resistência dependente do enterramento. Os autores propuseram a seguinte relação:

$$\frac{z}{D} = \lambda \left(\frac{E}{W_s D} \right)^\beta \quad (2.1)$$

Onde:

z = penetração do duto;

D = diâmetro externo do duto;

W_s = Peso submerso do duto;

E = acumulação da energia a cada intervalo;

λ = função empírica adimensional relativa à densidade da areia ou da resistência da argila, peso e diâmetro do duto, e da amplitude oscilatória;

β = função empírica adimensional do diâmetro e a amplitude oscilatória.

Outro estudo realizado para a previsão de enterramento de dutos assentados, baseado no conceito de energia, foi o de Verley e Sotberg (1994), que

desenvolveram um modelo de interação para areias com base numa análise dimensional utilizando o princípio do trabalho realizado pelas forças que produzem o enterramento do duto. Foram propostas equações empíricas específicas que determinam o desenvolvimento do enterramento do duto a partir da sua colocação considerando um enterramento inicial. O estudo desenvolvido pelos autores ajusta os resultados de ensaios experimentais realizados em diversas areias considerando diversos pesos submersos. A eq. (2.2), (2.3) e (2.4) mostram o ajuste proposto pelos autores.

$$\left(\frac{z_2 - z_i}{D}\right) = K(\xi \kappa_a^{-1} \alpha^{-1/2})^{0.31} \quad (2.2)$$

Onde

z_i = penetração inicial no lançamento do duto;

D = diâmetro do duto;

K = parâmetro de ajuste dos dados igual a 0.23;

α = amplitude de movimento do duto;

κ_a = força de contato média no ciclo de "breakout".

$$\xi = \frac{E}{\gamma'_s D^3} \quad (2.3)$$

$$\kappa_a = \frac{\gamma'_s D^2}{F_{c,av}} \quad (2.4)$$

Sendo:

E = trabalho realizado pela resistência horizontal do solo devido à penetração;

$F_{c,av}$ = força de contato meio ao longo do ciclo;

γ'_s = peso unitário submerso do solo.

Verley e Sotberg (1994) concluíram que o valor do enterramento inicial devido aos efeitos de colocação do duto não representa uma influência significativa

no desenvolvimento do enterramento do mesmo, mas, mesmo assim, apresentaram um ajuste aproximado através da eq. (2.5) e (2.6).

$$\frac{z_i}{D} = 0.037k_0^{-2/3} \quad (2.5)$$

Onde

D = diâmetro do duto;

z_i = penetração inicial no lançamento do duto;

E k_0 e definido pela eq. (2.6).

$$k_0 = \frac{\gamma'_s D^2}{W} \quad (2.6)$$

Sendo:

W = peso submerso do duto;

γ'_s = peso unitário submerso do solo;

D = diâmetro do duto.

Um modelo com um fundo teórico consistente baseado na teoria da plasticidade foi apresentado por Zhan *et al.* (1999). Os autores consideraram um completo programa experimental de ensaios realizados em areia calcárea, considerando ensaios de penetração monotônica, *swipe test* e *probe test*.

Com base na ampla evidencia experimental da época que enunciava o incremento da resistência mobilizada horizontal conforme o aumento do enterramento com o número de ciclos Zhang *et al.* (1999), considerando os mecanismos de interação dentro da zona de contato na colocação do duto, introduziram a terminologia *over penetrated* descrevendo a provável ocorrência de carregamentos superiores à força vertical líquida conduzida principalmente pelo peso do duto. De modo simples, *over penetrated* significa que o duto experimentou uma carga vertical maior do que aquela que está experimentando.

2.4.2. Resistência Axial solo-duto

A interação axial solo-duto é um dos fenômenos mais complexos e pouco conhecidos no âmbito da indústria *offshore*. Consideráveis investimentos têm sido realizados com a finalidade de conseguir ajustes na predição da magnitude das forças e deslocamentos esperados que permitam reduzir os requerimentos de estabilização e ancoragem, no projeto de dutos submetidos a alta pressão e temperatura (Hill e Jacob, 2008).

Durante o lançamento de dutos no leito marinho, movimentos complexos influenciam o comportamento do duto por meio de forças dinâmicas (*touch-down*) que o levam ao assentamento na superfície do solo. Movimentos contínuos provenientes da interação entre as forças hidrodinâmicas e a superfície do solo definem a profundidade de enterramento inicial do duto, parâmetro importante na previsão da resistência axial e lateral. A dinâmica destes mecanismos gera tensões residuais no duto, mas que em comparação com as cargas de funcionamento podem ser consideradas desprezíveis (Bruton *et al.*, 2007).

A resistência axial da interface solo-duto é frequentemente modelada usando, simplesmente, um coeficiente de atrito proporcional ao peso submerso do duto. A mobilização da máxima resistência axial é produzida por um deslocamento inicial finito denominado “deslocamento de mobilização”, e após este pico o valor da resistência cai para um valor residual que se mantém constante ao longo do processo de interação.

Bruton *et al.* (2008) em estudo com solos coesivos, relatam que dois estágios devem ser modelados na projeção de sistemas de transporte de fluidos (Figura 2.5):

1. Resistência axial “*Breakout*” - Descreve a mobilização da força máxima da resistência axial para a primeira movimentação do duto ou após um longo período de repouso. Um significativo pico precede à resposta frágil do material. Existe uma maior influência da geração dos excessos de poro pressão na interface solo-duto do que da mudança na mobilização do ângulo de atrito.
2. Resistência axial residual - Após vários ciclos de deslocamento do duto, a resistência axial cai a um valor residual característico. A resistência axial residual rege a resposta da expansão/contração das

extremidades do duto, assim como, também, a retroalimentação de cada zona flambada lateralmente.

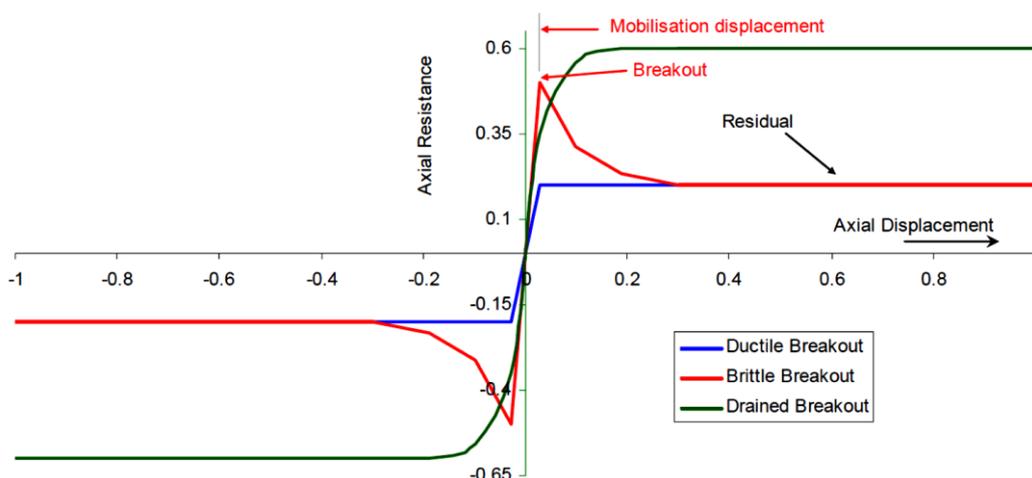


Figura 2.5 - Resistência de atrito axial esquemática com deslocamento de mobilização e *breakout* (Bruton *et al.*, 2008).

A Figura 2.5 apresenta a variação da resposta axial considerando materiais frágeis e dúcteis, onde a curva vermelha descreve a resistência axial pico *breakout* correspondente ao “deslocamento de mobilização” para um material que apresenta ruptura frágil. Se o deslocamento do duto acontece para condições drenadas de maneira a não gerar excessos de pressão de poros a resposta axial do duto apresenta um considerável aumento da resistência axial residual como o descreve a curva verde.

Deslizamento Axial de Dutos - Pipeline Walking

Quando a pressão e temperatura interna aumentam ao longo dos ciclos de operação, o duto tende a se expandir longitudinalmente, sendo parcialmente contida pela resistência axial da interface solo-duto. Com o resfriamento, as deformações ocorridas no duto tendem a se contrair, mas a resistência do solo evita que as mesmas retornem à posição inicial. Durante vários ciclos de funcionamento o duto sofre deformações permanentes localizadas nas extremidades do duto. No entanto em alguns casos esta ciclagem pode estar acompanhada pela acumulação de movimentos axiais globais denominado *pipeline walking*.

Ao longo deste processo, a tendência natural do duto é aliviar as elevadas tensões axiais resultantes nas paredes do duto mediante flambagem vertical ou

lateral dependendo tanto das condições de enterramento como da resistência do solo. Em geral, dutos carregados axialmente aliviam parcialmente as tensões por meio de movimentos de rotação que produzem um aumento de comprimento no duto. Em algum estágio deste mecanismo de ciclagem, a torção pode ser tão significativa que supera a resistência axial disponível levando o duto à deslizar lateralmente arrastando material da frente e gerando uma pequena berma em ambos os lados do duto (Randolph e Gourvenec, 2011).

Comumente a resistência axial é modelada por meio de um simples coeficiente de atrito que relaciona o peso submerso do duto à resistência disponível a movimentação axial (*Finite Elements Analysis*). Este enfoque muito embora simplifique os mecanismos presentes na resposta do solo, não consegue modelar o domínio do solo ao redor do duto e ao longo do seu comprimento, sendo necessário manter um enfoque simplificado de análise de um nodo (*plain strain*) (Bruton *et al.*, 2008).

Segundo Carr *et al.* (2006) os principais fatores que influenciam o *pipeline walking* são:

- O talude do oceano ao longo do comprimento do duto;
- Tensão aplicada na extremidade do duto pelo SCR;
- O transiente térmico, definido por mudanças na temperatura do fluido e carregamento termal durante interrupção de ciclos;
- Comportamento multi-fase do fluxo durante as operações de interrupção.

Interação entre resistência lateral e axial

Apesar dos mecanismos de deslizamento axial e flambagem lateral se apresentarem de maneira global e localizada ao longo do comprimento do duto, a mobilização da resistência axial e lateral ao deslizamento encontram-se vinculadas. Sendo que, para uma determinada profundidade de enterramento, um deslocamento lateral resultante da expansão diferencial do duto, modifica o perfil da resposta axial, por conseguinte influenciando a resposta global ao deslizamento axial (*pipeline walking*). Através dos ciclos de atuação do duto, as deformações por flambagem lateral ao longo do comprimento são incrementadas pela força axial contínua que produz a movimentação longitudinal do mesmo. Este mecanismo irá seccionar o

comportamento estrutural do duto, em linhas curtas localizadas em cada curvatura (Bruton *et al.*, 2010).

Modelos de Resistência Axial de solo. -

Utiliza-se, comumente, nos projetos da indústria offshore, o modelo de atrito de Coulomb para avaliar a resistência axial de dutos parcialmente enterrados para todo tipo de solos, que não leva em consideração a influência das condições de enterramento do duto (Cathie *et al.*, 2005). A força axial (F_a) é determinada pela eq. (2.7).

$$F_a = \mu W^* \quad (2.7)$$

Onde:

W^* = peso total submerso do duto (peso do duto + peso do revestimento);
 μ = coeficiente de atrito.

Normalmente para solos não coesivos o coeficiente de atrito pode ser calculado pela eq. (2.8).

$$\mu = \tan \delta \quad (2.8)$$

Sendo δ dado pela eq. (2.9):

$$\delta = \phi' - 5^\circ \quad (2.9)$$

Onde:

δ = angulo de atrito da interface solo-duto; e
 ϕ' = angulo de atrito interno efetivo.

$$F_a = \mu W^* \quad (2.7)$$

Da eq. (2.7) se infere que a resposta axial é regida pela escolha apropriada do fator de atrito axial, função do angulo de atrito interno do solo e das propriedades da interface solo-duto. Normalmente, os valores recomendados pela British Standart Institute encontram-se entre 0,55 e 1,2 para solos arenosos e entre 0,3 a 1,0 para solos argilosos. Esta abordagem é estritamente válida para condições drenadas.

Finch *et al.* (2000) com base em um extensivo programa de ensaios experimentais descrevem os principais fatores que influenciam a seleção apropriada da resposta solo-duto, como: as condições do solo, rugosidade do duto, a taxa de movimentação do duto e o grau de enterramento. Os autores propuseram valores de coeficiente de atrito (μ) em função da rugosidade da cobertura do duto e do tamanho das partículas, por meio de um fator de redução f_r através da eq. (2.10).

$$\mu = f_r \tan\phi' \quad (2.10)$$

Onde, ϕ' = ângulo de atrito interno.

Valores propostos de f_r em função da rugosidade e do tamanho dos grãos são resumidos na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 Valores do fator de resistência para o coeficiente de atrito axial

| Condição | f_r |
|---|--------------------|
| Solo não coesivo granular e $D_{50} <$ rugosidade do duto | 1 |
| Solo não coesivo granular e $D_{50} >$ rugosidade do duto | $0.75 < f_r < 0.9$ |
| Solo coesivo granular fino e $D_{50} <$ rugosidade do duto | 1 |
| Argila e $D_{50} >$ rugosidade do duto | 0.6 |
| Silte e $D_{50} >$ rugosidade do duto | 0.4 |

Geralmente, nos projetos da indústria *offshore*, os coeficientes de atrito são obtidos pelo ângulo de atrito interno (ϕ') não somente pela equação de Finch *et al.* (2000), mas também através das seguintes relações [eq. (2.10) e (2.11)] (Cathie *et al.*, 2005).

$$\mu = \tan(\phi' - 5) \quad (\text{API RP2A WSD 2000}) \quad (2.11)$$

$$\mu = \frac{2}{3} \tan\phi' \quad (\text{Veritas}) \quad (2.12)$$

Para condições drenadas, Finch *et al.* (2000) e Schaminee (1990) propuseram modelos de previsão da resposta axial para dutos enterrados e para dutos assentados superficialmente no solo marinho, considerando o fator de redução f_r .

Para o caso de dutos enterrados, Schaminee (1990) propôs a eq. (2.12) e (2.13).

$$R_d = \mu \pi D \sigma' \quad (2.13)$$

Sendo:

$$\sigma' = 0.25 \left[\gamma' H + 2K_a \gamma' \left(H + \frac{D}{2} \right) + \gamma' H + \left(\frac{W_p}{D} \right) \right] \quad (2.14)$$

Onde:

R_d = Resistência axial drenada (kN);

μ = coeficiente de atrito;

$\pi = 3,1415\dots$;

D = Diâmetro exterior do duto (m);

σ' = Tensão média nos lados do duto (kPa);

γ' = Peso unitário submerso do material de preenchimento (kN/m³);

H = Altura do material de preenchimento (m);

K_a = Coeficiente de empuxo ativo do solo (adimensional);

W_p = Peso submerso do duto (kN).

A resistência da interface solo-duto para dutos assentados sobre o leito marinho foi proposta por Finch *et al.* (2000) com base nas formulações de Schaminee (1990) conforme a eq. (2.14):

$$R_d = \mu W_p \quad (2.15)$$

Onde:

R_d = Resistencia axial drenada (kN);

μ = Coeficiente de atrito = $f_r \tan(\phi')$;

W_p = Peso submerso do duto (kN);

ϕ' = Ângulo de atrito interno (graus).

Finalmente, para solos sedimentares de grãos finos baixo condições de carregamento suficientemente rápidas que suscitem uma resposta axial do solo não drenada, a resistência axial deverá ser uma função da área de contato e da resistência ao cisalhamento não drenado do solo (S_u) sendo expressa na eq. (2.16):

$$F_a = \alpha S_u L \quad (2.16)$$

Onde: α = fator de adesão e L = arco embutido no solo (incluindo levantamento).

2.4.3. Resistência Lateral

Desde os anos 80, instituições estrangeiras (Norwegian Hydrotechnical Laboratory, Norwegian Institute of Technology, Foundation of Scientific and Industrial Research, Exxon Production Research Company) realizaram pesquisas sobre a interação solo-duto por meio de ensaios experimentais em dutos não enterrados submetidos a carregamentos laterais cíclicos considerando materiais arenosos e argilosos com diferentes estados e resistências. Os resultados revelaram uma importante relação entre a resistência lateral, a profundidade de enterramento do duto, a densidade do solo e a resistência do solo, que extrapolou o pensamento vigente da época de que a resistência lateral do solo dependia simplesmente do efeito do atrito.

A maioria dos estudos apresentados na literatura foram desenvolvidos em modelos em escala real, considerando principalmente materiais de natureza arenosa em condição seca. Na literatura (Trautmann e O'Rourke, 1985; Audibert e Nyman, 1977) a interpretação do fenômeno de interação solo-duto é similar à do comportamento de estacas carregadas lateralmente ou às de placas de ancoragem verticais. Estes modelos foram adaptados para prever o comportamento de dutos enterrados submetidos a carregamento lateral.

Três diferentes enfoques têm sido desenvolvidos na literatura para a avaliação da resistência lateral do solo (Cathie *et al.*, 2005):

1. Um simples enfoque considerando um “fator de atrito”, onde a resistência lateral é relacionada ao peso submerso do duto e ao tipo de solo;
2. Um modelo composto por dois componentes, sendo: um modelo de resistência ao deslizamento e um modelo friccional composto pelo empuxo lateral passivo (Nymann, 1984; Wagner *et al.*, 1987; Verley e Sotberg, 1994).
3. Um modelo baseado na teoria da plasticidade (Zhang *et al.*, 1999, 2002).

Geralmente os modelos componentes são baseados num ajuste empírico dos resultados de ensaios de laboratório, em escala real e reduzida.

Audibert e Nymann (1977) desenvolveram um modelo analítico baseado em um estudo experimental em escala real adaptado do modelo proposto por Hansen (1961) para a determinação do fator de carga N_{qh} em estacas verticais carregadas lateralmente, obtendo a partir de ensaios específicos em dutos enterrados uma série de curvas de carga versus recalque para a determinação da resistência última lateral. De um ponto de vista qualitativo Audibert e Nymann conseguiram captar a essência da influência da profundidade normalizada de enterramento e o ângulo de atrito no duto, embora este apresente condições geométricas e de carregamento diferentes ao modelo original proposto por Hansen (1961).

Outro enfoque usado na previsão do comportamento de dutos enterrados provém da teoria de placas de ancoragem vertical. Trautmann e O’rourke (1985) apresentaram um estudo experimental baseados em uma série de ensaios de laboratório, onde consideraram os efeitos de profundidade de enterramento, densidade do solo, diâmetro e rugosidade do duto; e analisaram as forças laterais resultantes da movimentação do duto no solo circundante em condições de deformação plana. Foi determinada a relevância da densidade do solo na mobilização da máxima força horizontal. Foram desenvolvidas curvas (Figura 2.6) que permitem estimar o fator de capacidade de carga lateral, que modela a relação força-deslocamento por meio de uma função hiperbólica retangular eq. (2.17).

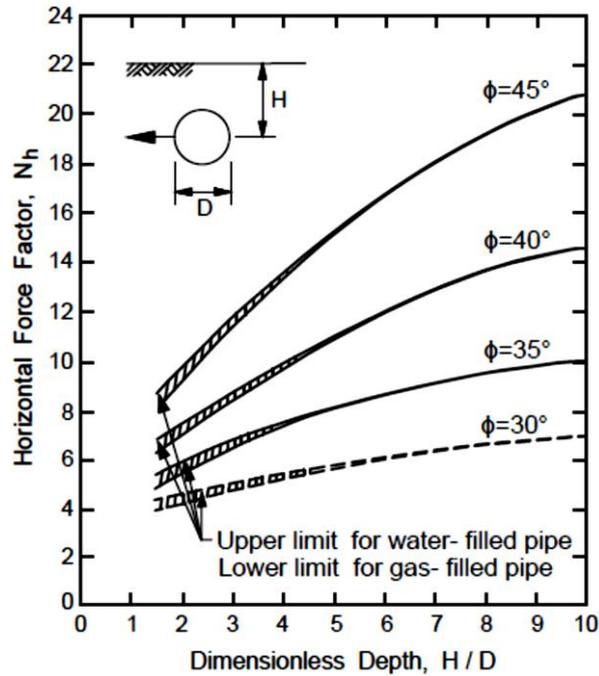


Figura 2.6 - Fator Horizontal de força para diversos ângulos de atrito (Trautmann e O'rouke, 1985).

Trautmann e O'rouke (1985) propuseram uma metodologia simplificada de análise da previsão do comportamento de dutos enterrados, linearizando uma função hiperbólica retangular (obtida dos valores máximos normalizados de força e deslocamento) por meio de uma reta bilinear construída adotando uma inclinação do 70% da força máxima horizontal normalizada, permitindo obter assim, a partir de uma curva experimental calibrada para vários estados da areia, prever valores de força e deslocamento máximos. O procedimento a seguir para obter esta curva é plotar as forças obtidas com os respectivos deslocamentos, tanto as forças quanto os deslocamentos devem ser normalizados com referência aos máximos valores adquiridos de todos os ensaios.

$$F'' = \frac{Y''}{0.17 + 0.83 Y''} \quad (2.17)$$

Onde:

$F'' = \frac{F}{F_m}$ é a força máxima normalizada e F é a força medida

$Y'' = \frac{Y}{Y_f}$ é o deslocamento normalizado e Y é o deslocamento atual

Os autores também definiram: o fator de interação horizontal N_h representado na eq. (2.18); e o fator de rigidez do solo C_k representado na eq. (2.19).

$$N_h = \frac{F_m}{\gamma H D L} \quad (2.18)$$

$$C_k = \frac{D}{0.4 Y_f} \quad (2.19)$$

Onde:

γ é a densidade da areia;

L é o comprimento do duto;

H é a profundidade de enterramento;

D é o diâmetro do duto;

Y_f é o deslocamento lateral correspondente à força máxima F_m .

A Tabela 2.4 sumariza os valores de C_k função da profundidade de enterramento.

Tabela 2.4 Valores do fator de rigidez do solo C_k (Trautmann e O’rourke, 1985)

| Densidade do solo | Deslocamento para a máxima força horizontal | Fator de rigidez estimada do solo, C_k . |
|-----------------------|---|--|
| Fofa | 0.13 H | 20 |
| Medianamente compacta | 0.08 H | 30 |
| Compacta | 0.03 H | 80 |

Portanto, considerando um valor de $K_h = 70$ como inclinação secante da reta bilinear que modela a relação força-deslocamento do sistema solo-duto pode se

encontrar uma força máxima normalizada de $F''=1.0$ com um deslocamento normalizado de $Y''=0.4$ como o mostra a Figura 2.7.

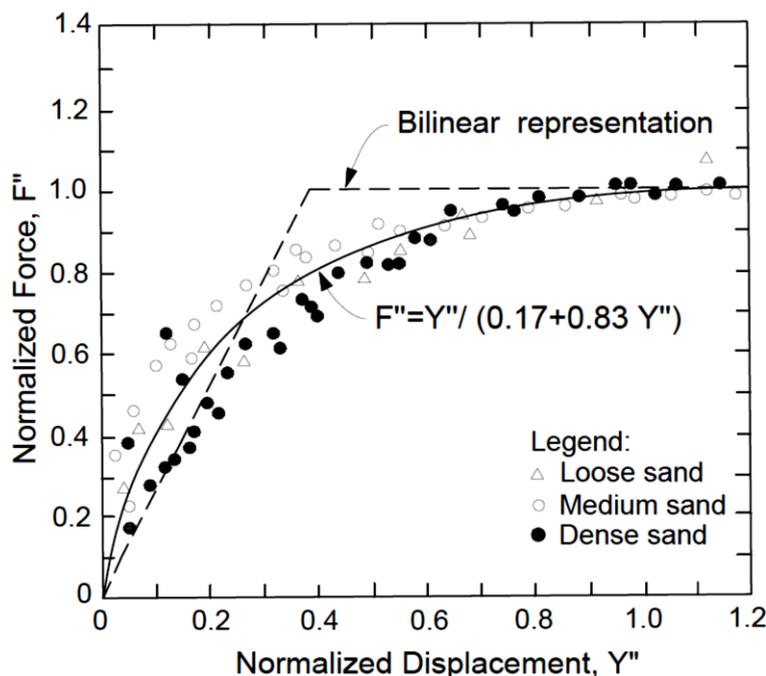


Figura 2.7 - Modelagem hiperbólica e representação bilinear (Trautmann e O'rouke, 1985).

Outro estudo importante que marcou uma delineação para a modelagem em areias submersas foi o de Hurley e Phillips (1999) os quais realizaram vários ensaios experimentais em escala real com o propósito de investigar os efeitos de camada de ensaio em condições submersas na resposta de dutos enterrados em areias densas. Outro dos principais objetivos do mencionado estudo foi realizar uma revisão dos principais métodos de análise da interação solo-duto aceitado na época comparando-os com os resultados obtidos nos ensaios. Os autores relataram que para condições da areia submersa a resistência média final pico foi reduzida ao redor de 62% assim como também o deslocamento obtido para essa resistência pico foi reduzido ao redor de 50%.

Zhang *et al.* (2001) descrevem que ainda existe falta de conhecimento da física do processo de interação solo-duto, principalmente das movimentações verticais complexas de dutos apresentando carga constante (peso próprio) quando submetidos a cargas horizontais, somado a isto os autores referem que a maioria das formulações existentes prove de uma base empírica não conseguindo simular o processo completo dos movimentos de dutos, prevendo simplesmente o recalque

final, em caso de argilas, assim como as cargas ultimas de *breakout*. Os autores desenvolveram um programa experimental de ensaios centrífugos de carga controlada e deslocamentos prescritos em dutos com enterramentos superficiais simulando condições de “sobrecarregamento” e “carregamento normal” no processo de cravação, referente à terminologia razão de pré-adensamento em argilas.

Na Figura 2.8 e Figura 2.10 apresentam-se os resultados obtidos por Zhang *et al.* (2001), tanto das forças horizontais (esquerda) como das forças verticais (direita), durante um ensaio de arraste lateral para condições normalmente carregadas e sobre carregadas respectivamente. Verifica-se de forma geral que durante a movimentação do duto, nos ensaios normalmente carregados, as forças horizontais apresentam um acréscimo até atingir um valor máximo que varia de acordo com a porcentagem de enterramento dos ensaios. Já nos ensaios sobre carregados as forças horizontais pico apresentam um valor similar nos casos em que o índice de “sobrecarregamento” é menor que dois ($R \leq 2$). Onde R é definido como o quociente entre a força vertical máxima e a força vertical no início da movimentação lateral.

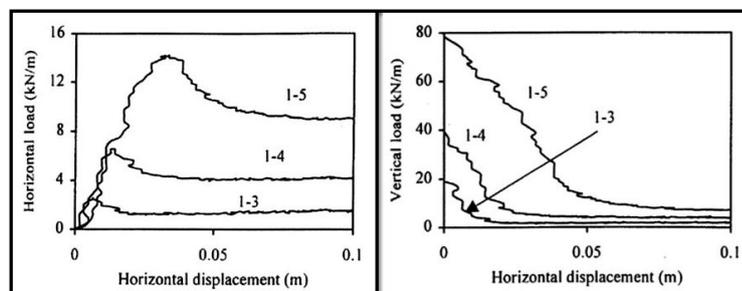


Figura 2.8 – Redução das forças verticais (direita) e acréscimo das forças horizontais (esquerda) durante a mobilização do duto em ensaios normalmente carregados (Zhang *et al.*, 2001).

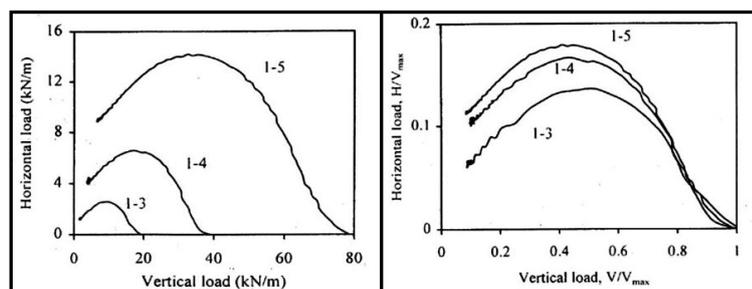


Figura 2.9 – Superfícies de fluência normalizadas (direita) e individuais (esquerda) em ensaios normalmente carregados (Zhang *et al.*, 2001).

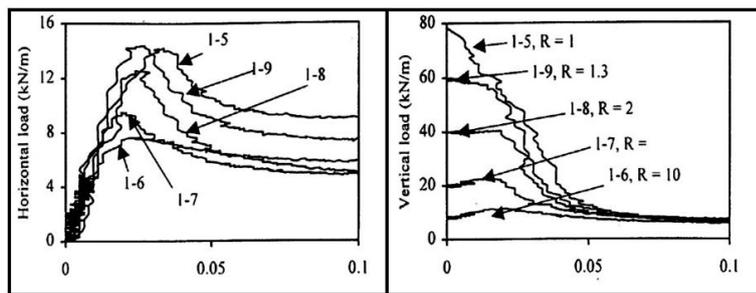


Figura 2.10 - Redução das forças verticais (direita) e acréscimo das forças horizontais (esquerda) durante a mobilização do duto em ensaios sobre carregados (Zhang *et al.*, 2001).

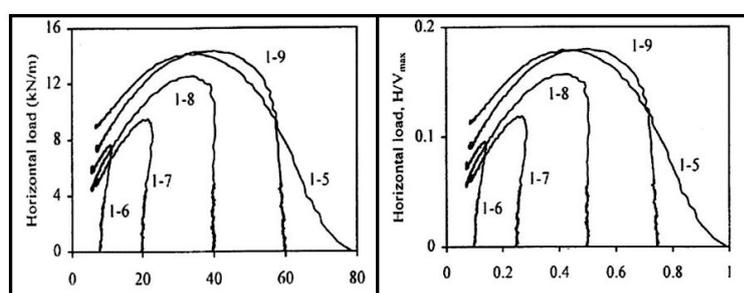


Figura 2.11 - Superfícies de fluência normalizadas (direita) e individuais (esquerda) em ensaios sobre carregados (Zhang *et al.*, 2001).

Condições de pré-carregamento, decorrentes do processo de lançamento do duto, são comumente encontradas em linhas de dutos offshore evidenciando a necessidade de investigar profundamente este fenômeno. Estudos anteriores revelaram que dutos com um alto índice de sobre-carregamento apresentaram movimentos verticais que os levaram à fadiga (Zhang *et al.*, 2002).

Zhang *et al.* (2002) ainda apresentam um modelo com uma base teórica consistente que permite simular a resposta de dutos enterrados superficialmente submetidos a carregamento vertical e horizontal monotônico combinada, vinculando os deslocamentos às cargas aplicadas através da teoria de plasticidade. O modelo foi desenvolvido em base a dados experimentais que foram principalmente obtidos de ensaios de interação solo-duto usando um segmento de duto assentado superficialmente numa areia calcárea considerando possíveis efeitos de pré-carregamento (Zhang *et al.*, 2001). O modelo reproduz características relevantes da resposta força-deslocamento de dutos ajustando-se a valores observados em uma ampla gama de ensaios com materiais similares (arena de sílica) existentes na literatura (Figura 2.12). Os resultados obtidos nos ensaios são

apresentados de forma adimensional na Figura 2.13 onde se encontram traçados forças verticais versus forças horizontais relativas á força vertical máxíma. Podendo ser descritos através da eq. (2.20) denominada superfície de fluência com forma aproximadamente parabólica.

$$F = H - \mu(V - V_{min}) \left(1 - \frac{V}{V_{max}}\right) = 0 \quad (2.20)$$

Onde:

μ = gradiente de H/V para valores pequenos de carga no espaço H-V;

$V_{máx}$ = maior carga vertical que o duto experimentou;

$V_{mín}$ é o intercepto negativo para H=0;

$V_{mín} = -\beta V_{max}$;

β = constante.

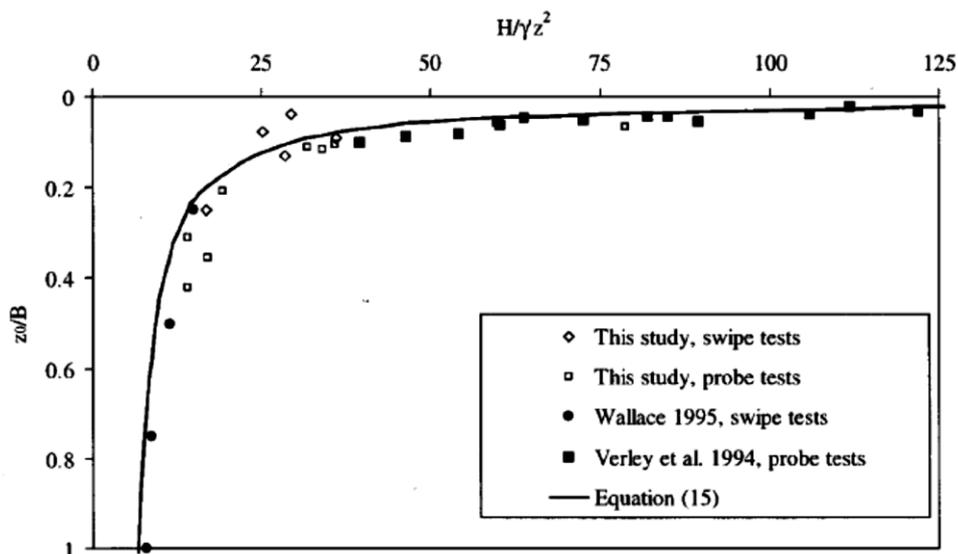


Figura 2.12 - Comparação da predição do modelo e resultados de ensaios (Zhang *et al.*, 2002).

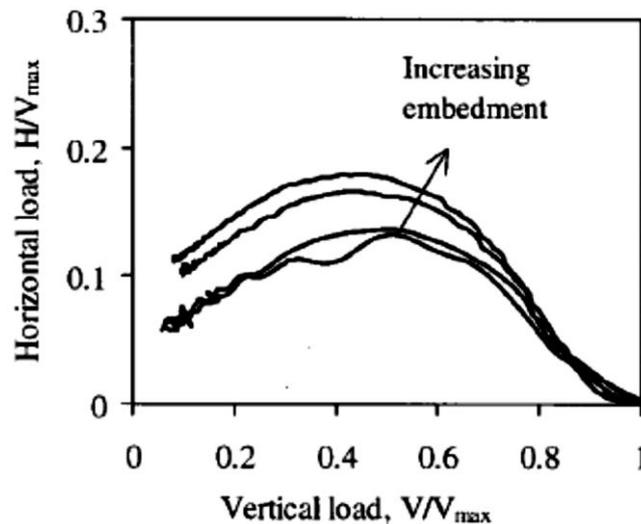


Figura 2.13 - Trajetória de carregamento normalizada dos ensaios de arrasto (Zhang *et al.*, 2002).

Nova e Montrasio (1991) considerando fundações corridas superficiais propuseram uma função de potencial plástico de forma similar à superfície limite, no entanto sem considerar os possíveis efeitos de pré-carregamento e considerando somente fundações carregadas normalmente. A função de potencial plástico apresentada em Zhang *et al.* (2001) mantém o mesmo enfoque e é apresentada a seguir:

$$G = H - \mu_t \left(\frac{V}{V_{max}} - \frac{V_{min}}{V_{max}} \right)^m (V_{max} - V) - C = 0 \quad (2.21)$$

Onde:

μ_t = parâmetro de forma;

C = constante que ajusta a posição da superfície ao ponto de carregamento;

m = uma constante que causa distorção na forma da parábola a modo que a carga vertical, onde o vetor deslocamento torna-se perpendicular ao eixo de carga, possa ser ajustado.

A superfície de fluência normalizada dada pela eq. (2.20) e a superfície de potencial plástica normalizada dada pela eq. (2.21) são mostradas na Figura 2.14 e Figura 2.15 respectivamente.

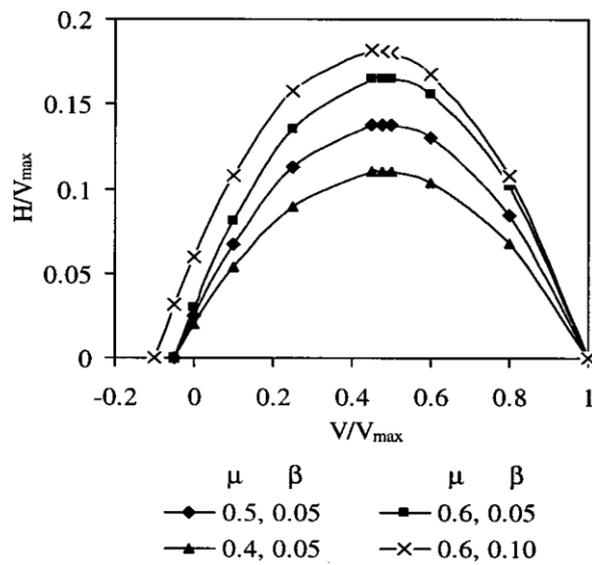


Figura 2.14 - Superfícies limite propostas (Zhang *et al.* 2002).

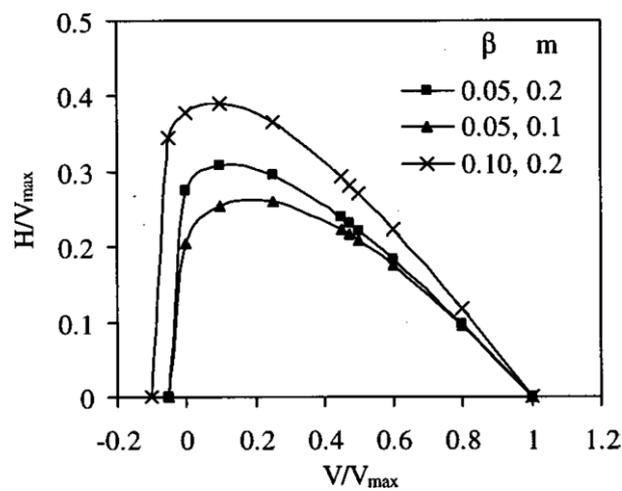


Figura 2.15 Superfícies de potencial plástico propostas (Zhang *et al.*, 2002).

A relação proposta por Zhang *et al.* (2001) que permite a estimativa de valores residuais de resistência lateral é apresentada a seguir:

$$\frac{H}{\gamma'z^2} = \frac{m\mu(1+n)^2}{(1+m)^2} \left(\frac{k_{vp}}{\gamma'z} \right) \quad (2.22)$$

Onde:

H = resistência lateral residual para ensaios de arraste;

m = parâmetro associado à forma da superfície de potencial plástico;

n = parâmetro que relaciona as forças verticais obtidas no intercepto com o eixo H;

$\mu = 0,6$;

k_{vp} = coeficiente de rigidez vertical plástica, obtida do enterramento do duto;

γ' = peso submerso do solo; e

z = enterramento do duto.

Um dos aspectos importantes considerados na análise dos autores, é o uso do critério de abordagem no comportamento estrutural do duto sendo como “Streep footing” segundo proposto pela Association pipeline design guidelines (AGA).