

INTRODUÇÃO

Os tipos de obras que conduzem esforços de tração às fundações são bastante específicos. Podemos citar como exemplos de obras desse tipo, portos, linhas de transmissão, estruturas off-shore (acostamentos sobre estacas ou tubulões, plataformas de prospecção de petróleo), grandes galerias, estruturas estaiadas em geral, etc.

O presente trabalho se originou dos resultados catalogados por Danziger (1983). O trabalho desenvolvido pelo autor comprovou a validade do método da Universidade de Grenoble para o estudo de fundações em dimensões reais submetidas à tração, visto que as premissas que nortearam o desenvolvimento do método foram baseadas em modelos reduzidos e na aplicação em solos sedimentares, de características diferentes do solo da área onde foram realizadas as provas de carga.

Os esforços nas provas de cargas realizadas para o estudo das fundações da linha de transmissão 500kv circuito duplo Adrianópolis – Grajaú, da Light – Serviços de Eletricidade S.A. – Rio de Janeiro atingiram cargas de tração de até 2000kN. Trata-se de dimensões e esforços nunca antes estudados através de provas de cargas em escala real e em solos residuais.

Nesse momento são realizadas análises comparativas entre o método teórico da Universidade de Grenoble e o modelo matemático do método dos elementos finitos usando como ferramenta um programa computacional desenvolvido especificamente para análises geotécnicas, a exemplo do que já havia sido documentado por Ruffier dos Santos (1985). Atualmente, dispõe-se de ferramentas computacionais de cálculo mais sofisticadas e as análises são realizadas a partir das características do solo verificadas nos ensaios tecnológicos.

Análises paramétricas são realizadas a partir da variação da coesão e do ângulo de atrito, analiticamente para a capacidade de carga obtida pela aplicação do método da Universidade de Grenoble e através da modelagem computacional para a

capacidade de carga verificada com a aplicação do modelo matemático. Conhecidos os comportamentos dessas curvas é aplicada a formulação FOSM para avaliação da probabilidade de ruptura para os dois métodos determinísticos.

As análises paramétricas desenvolvidas a partir da modelagem computacional tornam-se viáveis devido à alta velocidade de cálculo dos programas atualmente disponíveis no mercado.

1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1.1 Generalidades

Conforme mencionado na introdução, o objetivo do presente trabalho é o estudo de fundações submetidas a esforços de tração. A principal base de dados para o desenvolvimento das análises apresentadas a seguir será obtida do trabalho apresentado por Danziger (1983), que se originou de um conjunto de provas de carga realizado para o estudo de uma linha de transmissão do circuito Adrianópolis – Grajaú, da Light – Serviços de Eletricidade S.A – Rio de Janeiro.

No entanto, as conclusões aqui apresentadas têm aplicação prática em todos os projetos que envolvam esses tipos de fundação, podendo ser estruturas de arrimos e cavaletes em portos, estruturas off-shore, estruturas estaiadas, subsolos e outras estruturas enterradas abaixo do lençol freático, entre outros.

A necessidade de construir novas linhas de transmissão de energia elétrica no Brasil a partir da década de 70, fomentou a discussão e a elaboração de pesquisas acerca do assunto. Estruturas convencionais e auto-portantes cada vez mais robustas, envolvendo maiores custos de execução, começaram a ser projetadas, induzindo altas solicitações mecânicas de arrancamento às suas fundações.

Danziger (1983) e Barata et al. (1985) estudaram na década de 80 a aplicação de métodos teóricos para determinação da resistência a tração de fundações e identificaram o método do cone como o mais antigo método documentado sobre o tema.

No mesmo período, surgiram diversas pesquisas desenvolvidas na Universidade Federal do Rio de Janeiro: BARATA et al. (1978,1979), DANZIGER (1983), BARATA et al. (1985), PEREIRA PINTO (1985), RUFFIER DOS SANTOS (1985), OLIVEIRA (1986), DAVISON DIAS (1987), DANZIGER et al. (1989), RUFFIER DOS SANTOS (1999), GARCIA (2005), DANZIGER et al. (2006A, 2006B)

e ainda outra desenvolvida pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP): ORLANDO (1985).

As recomendações práticas são baseadas na experiência dos autores citados em projetos de fundações para linhas de transmissão de alta voltagem nos últimos 30 anos em diversas regiões do Brasil, incluindo os longos sistemas de transmissão da região amazônica e o sistema de transmissão de 750kV de Itaipu.

O trabalho apresentado por Balla (1961) é considerado por muitos autores o trabalho pioneiro sobre o tema, constituindo um marco na pesquisa moderna sobre o assunto. A partir da publicação deste trabalho, diversas pesquisas foram desenvolvidas ao redor do mundo especialmente por universidades, geralmente associadas a organizações do setor elétrico, podendo-se citar as referências verificadas por Pacheco et al. (2008): Universidades de Grenoble (França), Nova Scotia / Technical College (Canadá), Duke e Cornell (EUA), dentre outras. Pode-se citar como exemplos de trabalhos sobre o tema: Universidade de Grenoble (v.g. RIBIER, 1962; MONTEL, 1963; MARTIN, 1963,1966; BIAREZ e BARRAUD, 1968; PORCHERON e MARTIN, 1968; TRÂN-VÔ-NHIÊM, 1971; MARTIN, 1973; BATMANABANI,1973; MARTIN e COCHARD, 1973); Escola Técnica da Nova Escócia (v.g. MACDONALD, 1963; SPENCE, 1965; MEYERHOF e ADAMS, 1968; MEYERHOF, 1973a e 1973b); Universidade de Glasgow (v.g. SUTHERLAND, 1965; DAVIE e SUTHERLAND, 1977 e 1978; STEWART, 1985; SUTHERLAND, 1988); Divisão de pesquisa hidráulica de Ontário (v.g. ADAMS e HAYES, 1967; ADAMS e KLYM, 1972; ISMAEL e KLYM, 1978 e 1979); Universidade de Duke (v.g. ESQUIVEL-DÍAZ, 1967; ALI, 1968; BHATNAGAR, 1969, VESIC, 1969); Univerisade de Kyoto (v.g. MATSUO, 1967 e 1968); Universidade do Texas (v.g. DAS e SEELEY, 1975a e 1975b; DAS, 1975, 1978 e 1980; DAS et al, 1985, DAS e PURI, 1989); Universidade de Sydney e Universidade do Oeste de Ontário (v.g. ROWE, 1978; ROWE e BOOKER, 1979a e 1979b e 1980; ROWE e DAVIS, 1982a e 1982b); Universidade Federal do Rio de Janeiro (v.g. BARATA et al, 1978 e 1979, DANZIGER, 1983, BARATA et al., 1985, PEREIRA PINTO, 1985, RUFFIER DOS SANTOS, 1985, OLIVEIRA, 1986, e DAVISON DIAS, 1987, DANZIGER et al.,1989, RUFFIER DOS SANTOS, 1999, GARCIA, 2005, DANZIGER et al., 2006a e DANZIGER et al., 2006b); Universidade de Cornell (v.g. KULHAWY et al, 1979;

KULHAWY, 1985; TRAUTMANN e KULHAWY, 1988; KULHAWY e STEWART, 1994; PHOON et al, 2003a e 2003b); Univeridade do Kuwait (v.g. ISMAEL e KLYM, 1979; ISMAEL e AL-SANAD, 1986, ISMAEL, 1989); Academia de Engenharia de Danish (v.g. OVESEIN, 1981); Universidade de Liverpool (v.g. DICKIN e LEUNG, 1983 e 1985; DICKIN, 1988); Universidade de Wales (v.g. MURRAY e GEDDES, 1987); Faculdade de Engenharia Civil de Sarajevo (v.g. SARAC, 1989); Universidade e Colégio Uniao de Concórdia (v.g. GHALY et al, 1991; HANNA e GHALY, 1992; GHALY e HANNA, 1992, 1994a e 1994b); Instituto Geotécnico Norueguês (v.g. ANDERSEN et al, 1992 e 1993; DYVIK et al, 1993); Instituto de ciência da Índia (v.g. RAO e KUMAR, 1994), Universidade de Massachusetts (v.g. LUTENEGGER e MILLER, 1994); Universidade de Hiroshima – Instituto de Tecnologia de Tóquio (v.g. GURUNG et al, 1998); Universidade Nacional de Singapura (v.g. PHOON et al, 2003a e 2003b); Universidade de Mie e Universidade de Tóquio (v.g. SAKAI e TANAKA, 2007); Entre outros.

Parte dos trabalhos desenvolvidos no Brasil compara a capacidade de carga ao arrancamento prevista com a carga de ruptura verificada por provas de carga em solos não saturados: Danziger (1983), Pereira Pinto (1985), Ruffier dos Santos (1999). Os estudos indicam que as teorias desenvolvidas pela Universidade de Grenoble apresentam resultados compatíveis aos resultados dos testes para diferentes tipos de solos, superfícies de ruptura, cargas inclinadas e diferentes profundidades com ajustes para corrigir os efeitos da heterogeneidade causada pela compactação do aterro.

Sendo assim, a estimativa teórica para capacidade de fundações tracionadas utilizada neste trabalho é baseada no trabalho desenvolvido pela Universidade de Grenoble. Seria um erro não considerar a importante contribuição dos trabalhos desta Universidade na produção de publicações sobre fundações de linhas de transmissão.

Em fundações tracionadas, as tensões cisalhantes são mais pronunciadas do que as tensões normais enquanto em fundações submetidas a esforços compressivos, especialmente em solos fracos, as tensões normais são predominantes em contribuição aos deslocamentos. Como resultado, as fundações

tracionadas com aterros bem compactados produzem menores deslocamentos quando comparados às fundações sob a mesma carga compressiva no mesmo tipo de solo. Face essas considerações, o projeto de fundações tracionadas geralmente se restringe a atender à teoria do equilíbrio limite, ao contrário das fundações comprimidas onde as considerações sobre deslocamentos também são relevantes para a qualidade do projeto. Discussões sobre os deslocamentos previstos de fundações tracionadas são desenvolvidas por Rowe e Booker (1980) e Trautmann e Kulhawy (1988). Análises por elementos finitos são utilizadas para prever deslocamentos de fundações tracionadas, sendo que resultados mais apurados podem ser alcançados através de uma análise 3-D.

Nos trabalhos citados, são realizadas diferentes análises sobre o comportamento das fundações em relação às diversas teorias para estimativa da capacidade de carga. Algumas dessas teorias serão descritas a seguir, especialmente as aplicáveis às fundações rasas que serão o objetivo do presente trabalho. Serão respeitadas as simbologias originais dos autores.

1.2 Métodos de estimativa de capacidade de carga de fundações rasas submetidas a esforços de tração

1.2.1 Método do cone

Esse método considera que o peso próprio do solo contido no tronco de cone ou pirâmide (dependendo da forma da base da fundação) acima da base da fundação e o peso próprio da mesma contribuem para a resistência ao arrancamento da fundação. O tronco do cone tem a base menor correspondendo à base da fundação, geratriz formando um determinado ângulo α com a vertical e base maior constituindo na interseção da superfície lateral com nível do terreno, figura 01.

Vale ressaltar a incerteza associada à determinação do ângulo α que pode variar aleatoriamente em função das características do terreno, tipo de fundação, dimensões da base da fundação e profundidade da fundação (DANZIGER, 1983).

Em diversos trabalhos citados na pesquisa, verifica-se que a real superfície de ruptura é curva, não podendo ser representada, à rigor, por nenhum ângulo de arrancamento. A diferença entre a superfície real e a fictícia foi documentada por DANZIGER E PEREIRA PINTO, 1979b.

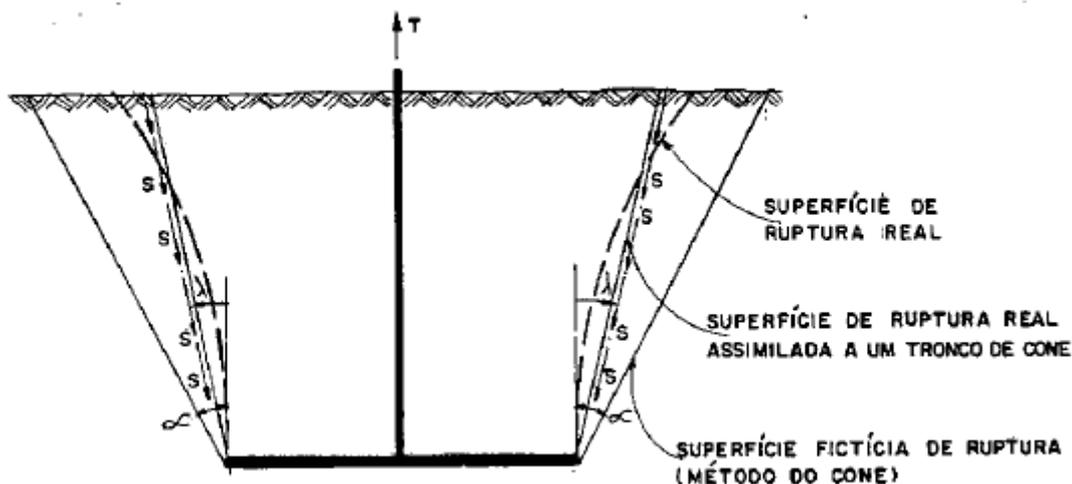


Figura 01 – Representação da superfície de ruptura real e fictícia do Método do Cone
Danziger e Pereira Pinto (1979b).

Embora esse método seja muito criticado por sua característica conservadora, ao desprezar a resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo da superfície de ruptura, ainda vem sendo utilizado largamente no Brasil em projetos de linhas de transmissão.

Os trabalhos publicados por Adams e Hayes (1967) e Danziger e Pereira Pinto (1979a) indicaram que o método pode ser conservativo ou contrário à segurança. Danziger e Pereira Pinto (1979b), considerando os resultados das provas de carga documentados por Danziger (1983), mostraram que o método pode conduzir a resultados bastante aleatórios, tanto conservativos, quanto contrários a segurança.

1.2.2 Método do cilindro de atrito

Esse método considera como parcelas contribuintes para a capacidade de carga da fundação submetida a esforços de tração o peso próprio da fundação,

somado ao peso próprio do cilindro ou prisma do solo com base coincidente à base da fundação e à resistência mobilizada na superfície de ruptura admitida, figura 02.

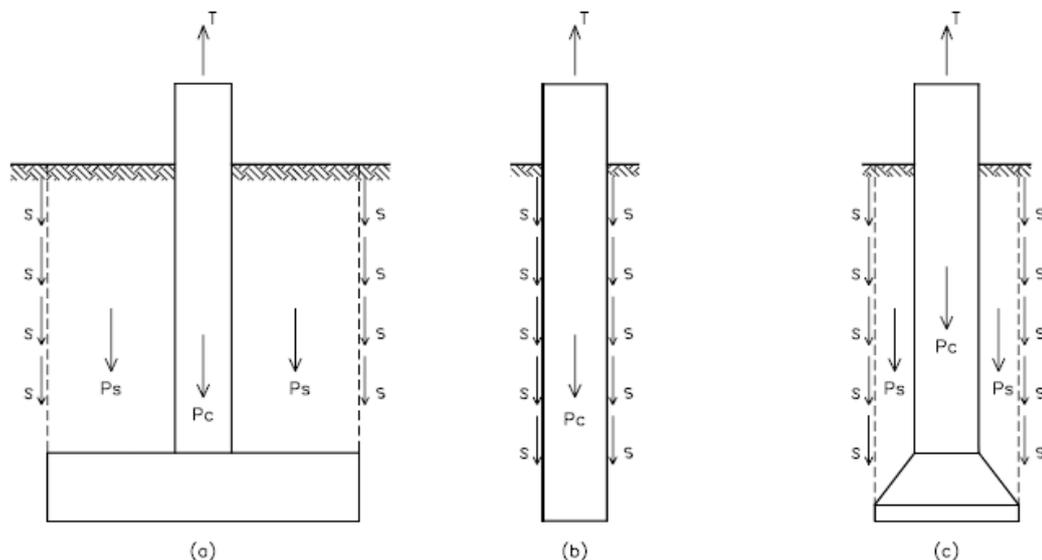


Figura 02 – Representação da superfície de ruptura do Método do Cilindro de Atrito Danziger (1983).

1.2.3 Método de Balla

O método de Balla (1961) é considerado por muitos autores um marco na pesquisa moderna sobre fundações submetidas a esforços de tração.

O cálculo da capacidade de carga proposto por Balla (1961) é composto por três parcelas: o peso próprio da fundação, o peso próprio do solo interior à superfície de ruptura e a resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo de uma superfície de ruptura cuja projeção plana é circular, ou seja, sua geratriz é parte de uma circunferência que começa com uma tangente vertical junto à extremidade com a base da sapata e, na superfície do terreno, a tangente faz um ângulo de $(45^\circ - \phi/2)$ com a horizontal, figura 03.

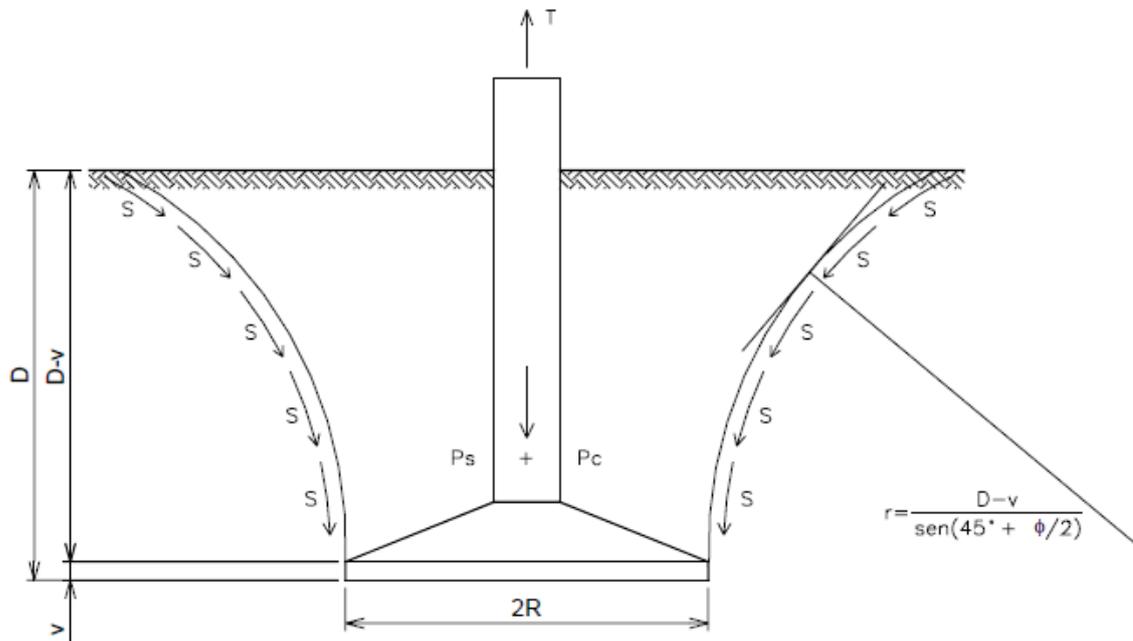


Figura 03 – Representação da superfície de ruptura do Método de Balla - Balla (1961).

1.2.4 Método da Universidade de Grenoble

1.2.4.1 Generalidades

Esse método foi desenvolvido na Universidade de Grenoble com apoio da organização estatal francesa de energia elétrica. O método originou-se da observação do comportamento de modelos reduzidos de fundações tracionadas e a partir daí, em estudos teóricos. As considerações teóricas são baseadas no estudo do equilíbrio limite dos solos. A metodologia foi também validada pela elevada quantidade de provas de carga em escala natural realizadas por empresas do ramo de transmissão de energia elétrica em solos sedimentares.

O método é robusto e abrangente e válido para diversos tipos de solo e profundidades, de forma que é atualmente o método mais utilizado no Brasil dentro do setor elétrico.

O conceito de profundidade crítica será considerado e tem por objetivo limitar duas regiões com comportamentos distintos quando as fundações são solicitadas. O desenvolvimento teórico para formulação desse método é baseado no estudo do equilíbrio limite dos solos (DANZIGER, 1983).

Para iniciar a estimativa de capacidade de carga de sapatas é necessário definir qualitativamente a categoria do solo a ser estudado.

- Categoria 01: Solos fracos, argilosos, com alto grau de saturação e ângulo de atrito interno igual ou inferior a 15° .
- Categoria 02: Solos resistentes, arenosos (saturados ou não) e argilosos com baixo grau de saturação e ângulo de atrito igual ou superior a 15° .

Difícilmente o tipo de fundação adotado para um solo de categoria 01 será fundação rasa, no entanto existe um modelo correspondente que não será abordado no presente trabalho.

Para entender a aplicação do método, será necessário conhecer o conceito de profundidade crítica, indicada por D_c . Define-se profundidade crítica – para uma dada fundação – como sendo a profundidade que limita duas regiões do terreno com mecanismos de ruptura distintos. Por meio de dados experimentais, verificou-se que a profundidade crítica atinge valores próximos de $5(R - R_f)$ ou $5(B - b)$, caso se trate de sapatas circulares ou retangulares, respectivamente.

A seguir, a descrição do método de estimativa de capacidade de carga de sapatas em solos de categoria 02:

A superfície de ruptura do solo indicada na figura a seguir mostra o que acontece nas duas hipóteses, de D ser maior ou menor que D_c (profundidade crítica). Observa-se que quando a profundidade D é maior que D_c , o fuste atua como uma estaca isolada com ângulo de ruptura para cálculo $\lambda = -\phi/8$. Vale notar que neste caso o ângulo λ é negativo, o que indica que ele abre na direção da superfície do terreno. Observa-se ainda que a superfície de ruptura se desenvolve a partir da

aresta superior da base. Cabe lembrar ainda que a consideração de λ constante é uma simplificação da forma da superfície de ruptura observada, figura 04.

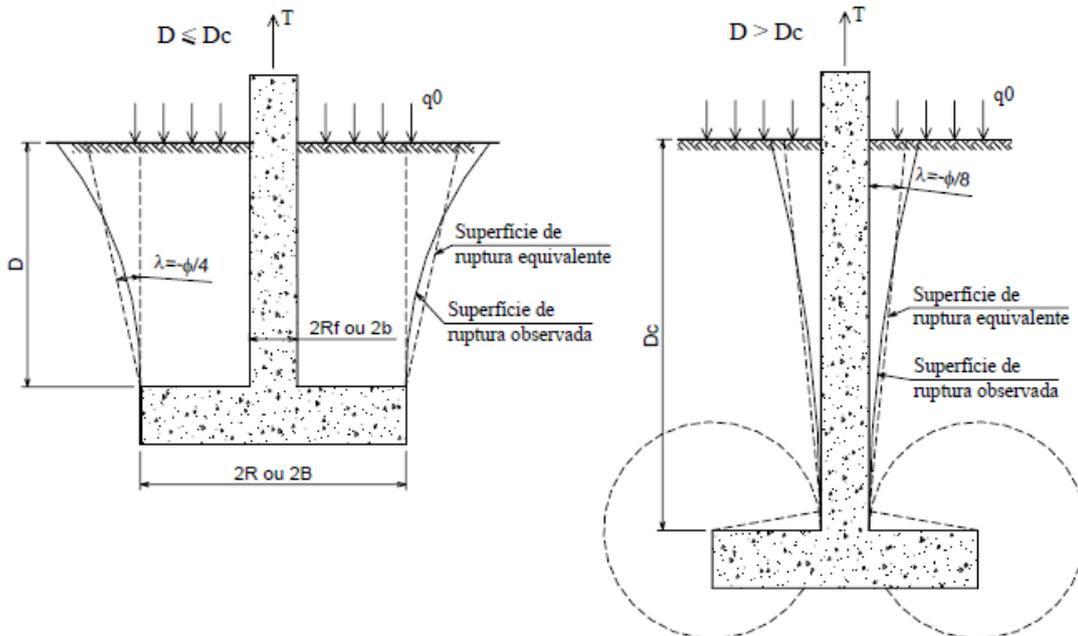


Figura 04 – Formas de ruptura para sapatas em solos resistentes (categoria 2) – Martin (1966).

1.2.4.2 Determinação da capacidade de carga

a) $D \leq D_c$

Nesse caso, os vestígios da ruptura podem ser observados na superfície do terreno.

$$Q_{RT} = P_b D \left(M_c + \gamma D \left(M_\phi + M_\gamma \right) + q_0 M_q \right) + P + \gamma D \left(S_b - S_f \right) \quad (\text{Eq. 1})$$

Sendo, Q_{RT} = carga de ruptura;

P_b = perímetro da base da fundação;

D = profundidade da fundação;

c , ϕ = parâmetros de resistência;

γ = peso específico do solo;

q_0 = sobrecarga uniforme atuante na superfície do terreno

P = peso próprio da fundação;

S_b e S_f = áreas da base e do fuste, respectivamente.

Os coeficientes M_c , $(M_\phi + M_\gamma)$ e M_q podem ser determinados em função de ϕ e D/R (para $\lambda = -\phi/4$) através das expressões e ábacos incluídos no anexo A ou tabelas nos trabalhos de Danziger e Pereira Pinto (1979b). Para sapatas quadradas ou retangulares, deve-se considerar:

$$R_e = \frac{P_b}{2\pi}. \quad (\text{Eq. 2})$$

Para solos arenosos ($c = 0$), observou-se que o ângulo λ se aproxima do valor do ângulo de atrito interno do solo (ϕ), o que implica dizer que os coeficientes M_c , M_ϕ e M_q se anulam. Salienta-se que, nesse caso, o agrupamento do coeficiente $(M_\phi + M_\gamma)$ é desfeito valendo-se apenas o termo M_γ cuja expressão não se anula com a condição apresentada. Nesse caso, utiliza-se a seguinte expressão:

$$Q_{RT} = P_b D^2 \gamma M_\gamma + P + \gamma D (S_b - S_f) \quad (\text{Eq. 3})$$

O coeficiente M_γ pode ser determinado em função de ϕ e D/R (para $\lambda = -\phi$). Para sapatas quadradas ou retangulares, deve-se considerar

$$R_e = \frac{P_b}{2\pi}. \quad (\text{Eq. 2})$$

b) $D > D_c$

Nesse caso, a ruptura da base da sapata ocorre sem atingir a superfície do terreno, e envolve a contribuição do pilarete (ou fuste) na região entre o nível do terreno e a profundidade crítica.

$$Q_{RT} = Q_{RT}(\text{base}) + Q_{RT}(\text{fuste}) + P \quad (\text{Eq. 4})$$

Parcela da base:

$$Q_{RT}(base) = \left(b - S_f \right) m M \left(D \operatorname{tg} \varphi + c \right) \quad (\text{Eq. 5})$$

O coeficiente m é dado por:

$$m = 1 - \left(\frac{1}{2\pi} \operatorname{arcsen} \frac{e}{R - R_f} \right) \text{ para } e < R - R_f \quad (\text{Eq. 6})$$

$$m = 0,75 \text{ para } e \geq R - R_f$$

O coeficiente M pode ser determinado em função de ϕ e R_f / R . Para sapatas quadradas ou retangulares, deve-se considerar:

$$R_e = \frac{P_b}{2\pi}. \quad (\text{Eq. 2})$$

Parcela do pilarete (ou fuste):

$$Q_{RT}(fuste) = P_f D \left(M_c + \gamma D \left(M_\phi + M_\gamma \right) + q_0 M_q \right) \quad (\text{Eq. 7})$$

Os coeficientes M_c , $(M_\phi + M_\gamma)$ e M_q podem ser determinados em função de ϕ e D/R (para $\lambda = -\phi/8$). Para fustes quadrados ou retangulares, deve-se considerar

$$R_e = \frac{P_b}{2\pi}. \quad (\text{Eq. 2})$$

1.2.5 Contribuições de autores brasileiros

A seguir apresenta-se um resumo atualizado das contribuições brasileiras com fins específicos de aplicação em linhas de transmissão conforme Garcia (2005):

Quadro 01 - Teses brasileiras desenvolvidas visando aplicações de fundações de linhas de transmissão, adaptado de Garcia (2005).

Autor / Ano Publicação	Título	Resumo
Danziger (1983) Mestrado COPPE / UFRJ	Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de tração.	Realização de provas de carga em sapatas e tubulões para aferição de teorias quanto à sua aplicabilidade em um solo residual de gnaisse. Foram observados deslocamentos muito pequenos, mesmo estando próximo da ruptura. Foram sugeridas algumas adaptações e modificações nos métodos, os quais forneceram resultados aceitáveis.
Orlando (1985) Mestrado USP	Fundações submetidas a esforços verticais axiais de tração. Análise de provas de carga de tubulões em areias porosas.	Realização de provas de carga em tubulões, com e sem base alargada, para aferição de teorias quanto à sua aplicabilidade em areia porosa da região da cidade de Bauru. Foram traçados comentários sobre as condições de segurança dessas fundações.
Pereira Pinto (1985) Mestrado COPPE / UFRJ	Comportamento de ancoragens para torres estaiadas em solo residual.	Realização de provas de carga em grelhas inclinadas para aferição de teorias quanto à sua aplicabilidade em um solo residual. Foram investigados a sua capacidade de carga e seu processo de ruptura, assim como a influência da geometria, o efeito de ciclos de carregamento e o funcionamento. Foram observados fatores que influenciaram no comportamento das ancoragens como: alteração na umidade do solo, diferenças entre as profundidades das fundações e a maior resistência do reaterro compactado em relação ao terreno natural.
Ruffier dos Santos (1985) Mestrado COPPE / UFRJ	Análise de fundações submetidas a esforços de arrancamento pelo método dos elementos finitos.	Análises de ensaios de sapatas e tubulões em um solo residual de gnaisse. Comparação dos resultados obtidos em campo com os métodos existentes para cálculo de capacidade de carga e com um programa desenvolvido que utiliza a técnica dos elementos finitos. Os parâmetros de resistência do solo foram determinados através de retroanálises de ensaios in situ. Levou-se em consideração, nas análises, o comportamento não linear e a plastificação do solo.
Oliveira (1986) Mestrado COPPE / UFRJ	Ensaio, "in situ", de resistência ao arrancamento de placas horizontais reduzidas	Realização de provas de carga com placas circulares de pequeno diâmetro em pequenas profundidades, observando a influência do seu diâmetro e profundidade e do diâmetro da escavação. Validação da aplicabilidade de alguns métodos teóricos aos solos tropicais.

<p>Davison Dias (1987) Doutorado COPPE / UFRJ</p>	<p>Aplicação de pedologia e geotecnia do projeto de fundações de linhas de transmissão</p>	<p>Realização de provas de carga a tração em sapatas em solo laterítico, cujos resultados foram comparados com os do método do Cone e de Grenoble. O trabalho procurou sistematizar um método de definição de fundações de linhas usando levantamentos pedológicos existentes. Coletaram-se amostras para o estudo geotécnico usando a pedologia para interpretação de muitos resultados. Foi estudada a influência do processo executivo do reaterro em situações de compactação superficial e com compactação por camadas.</p>
<p>Orlando (1999) Doutorado ESCOLA POLITÉCNICA USP</p>	<p>Contribuição ao estudo da resistência de estacas tracionadas em solos arenosos. Análise comparativa da resistência lateral na tração e na compressão.</p>	<p>Provas de carga à tração em estacas escavadas em solos arenosos, verticais, isoladas, em terra ("onshore"), de dimensões usuais, sem base alargada. Contribuição ao estudo da resistência à tração dessas estacas, mostrando a influência das suas características geométricas e das propriedades da areia através de modelos físicos. Discussão do mecanismo de ruptura à tração e análise comparativa entre a resistência lateral das estacas à tração e a compressão.</p>
<p>Ruffier dos Santos (1999) Doutorado COPPE / UFRJ</p>	<p>Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços de tração em taludes.</p>	<p>Desenvolvimento de um método semi-empírico de estimativa da capacidade de carga de fundações à tração em taludes, empregando a equação de Kötter. Foram desenvolvidas formulações, ábacos e tabelas para utilização do método proposto. Em areias e em solos c e ϕ, as previsões foram contrárias à segurança, porém no caso de argilas em situação não drenada, as previsões foram muito boas. A técnica das redes neurais também foi empregada nas estimativas, porém necessitando de parâmetros adequados para fornecimento de excelentes previsões.</p>
<p>Garcia (2005) Mestrado COPPE/UFRJ</p>	<p>Influência da qualidade da compactação dos reaterros na capacidade de carga de fundações submetidas a esforços de tração.</p>	<p>O trabalho analisa a influência da qualidade da compactação dos reaterros na capacidade de carga de fundações superficiais à tração. A capacidade de carga foi determinada a partir dos parâmetros verificados nos ensaios para diferentes condições de compactação e umidade para uma fundação de dimensões tipicamente utilizadas em linhas de transmissão. A importância de uma adequada compactação do reaterro ficou demonstrada, ao passo que a variação da umidade pouco influenciou nos resultados.</p>

2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA ÁREA DE TESTE

Este capítulo apresenta a definição dos parâmetros geotécnicos e topográficos utilizados nas modelagens computacionais.

As modelagens foram realizadas com base nos parâmetros fornecidos na tese de Danziger (1983) para as fundações superficiais S1, S2, S3 e S4 locadas conforme arranjo geral apresentado na figura 05.

O perfil geotécnico da região também foi extraído do trabalho desenvolvido por Danziger (1983). Conforme pode ser verificado na figura 06, o subsolo local apresenta certa heterogeneidade de camadas devido ao corte horizontal realizado para obtenção do platô, visto que o terreno original era um topo de colina.

Após a terraplanagem, o platô ficou com aproximadamente 40m x 50m de área, e nessa área foram instaladas as diversas fundações ensaiadas, incluindo tubulões com e sem base alargada.

O local escolhido para as provas de carga foi próximo à localidade de Adrianópolis, Estado do Rio de Janeiro. O terreno é constituído de solo residual, resultante da alteração de gnaisse, e essa escolha não se deu por acaso. Um dos objetivos dos ensaios era comparar os resultados das provas de cargas aos resultados obtidos pelos métodos analíticos, visto que tais métodos não foram desenvolvidos considerando esse tipo de solo, sendo embasados cientificamente por modelos reduzidos testados em solos sedimentares. Na figura 05, reproduz-se o arranjo geral das provas de carga, com locação das fundações ensaiadas.

PAGINA COM A FIGURA 5

Os parâmetros do solo necessários para a modelagem computacional foram obtidos do perfil geotécnico da região ensaiada (figura 06) que identifica em que profundidades estão assentes as fundações, dos resultados dos ensaios geotécnicos consolidados por Danziger (1983) na tabela 1 e realizados a partir de amostras coletadas durante as escavações para execução das sapatas e do boletim de sondagem à percussão (figura 07) que identificou as espessuras e as propriedades das camadas de solo na sondagem mais representativa realizada no local das provas de carga.

Como se verifica na figura 05 - Arranjo geral das provas de carga, a locação do furo de sondagem SP-2 está centralizada entre as sapatas S1, S2, S3 e S4, de forma que o resultado dessa sondagem foi considerado o mais representativo para esta análise.

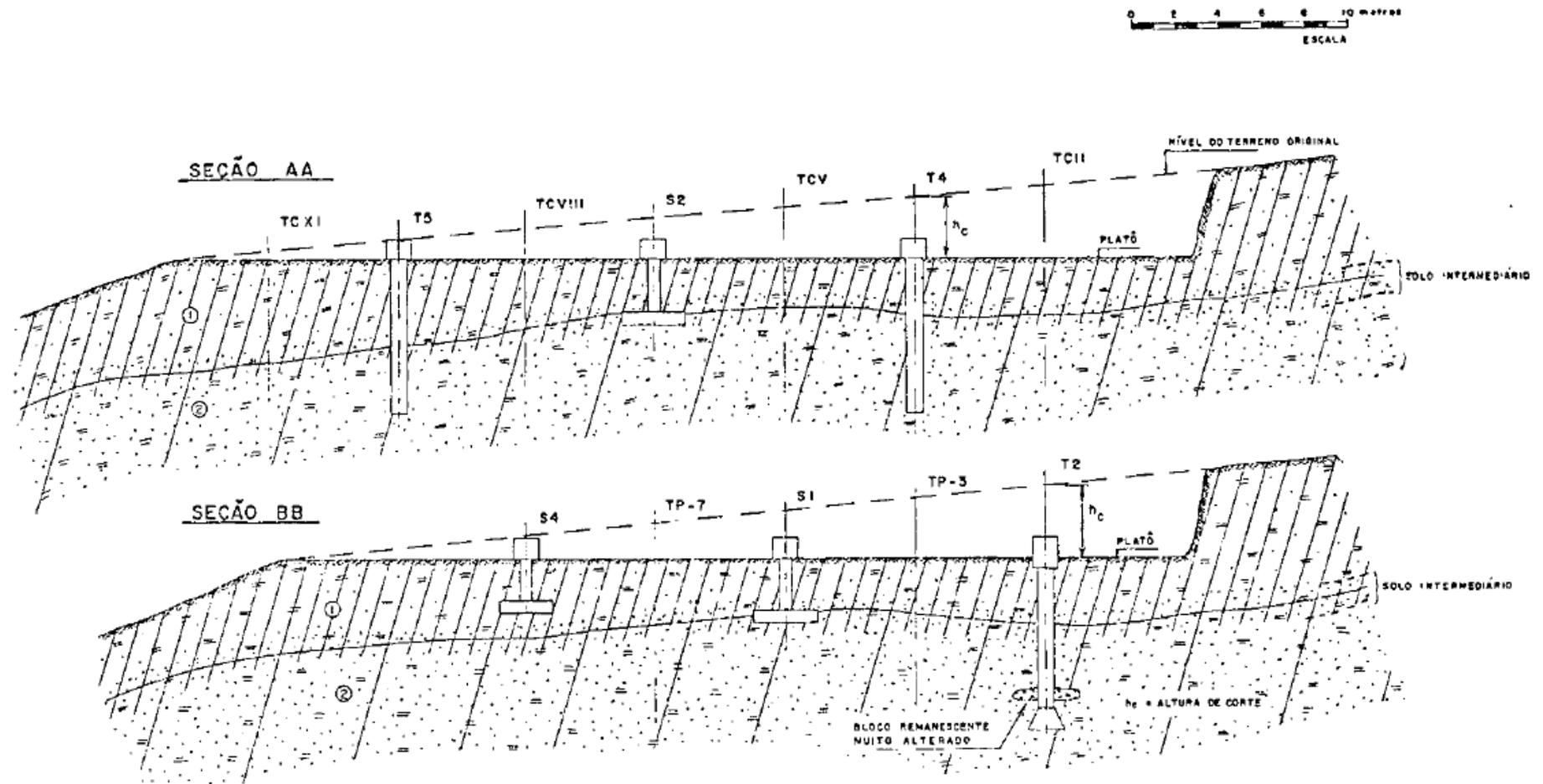


Figura 06 – Perfis geotécnicos AA e BB – Danziger (1983).

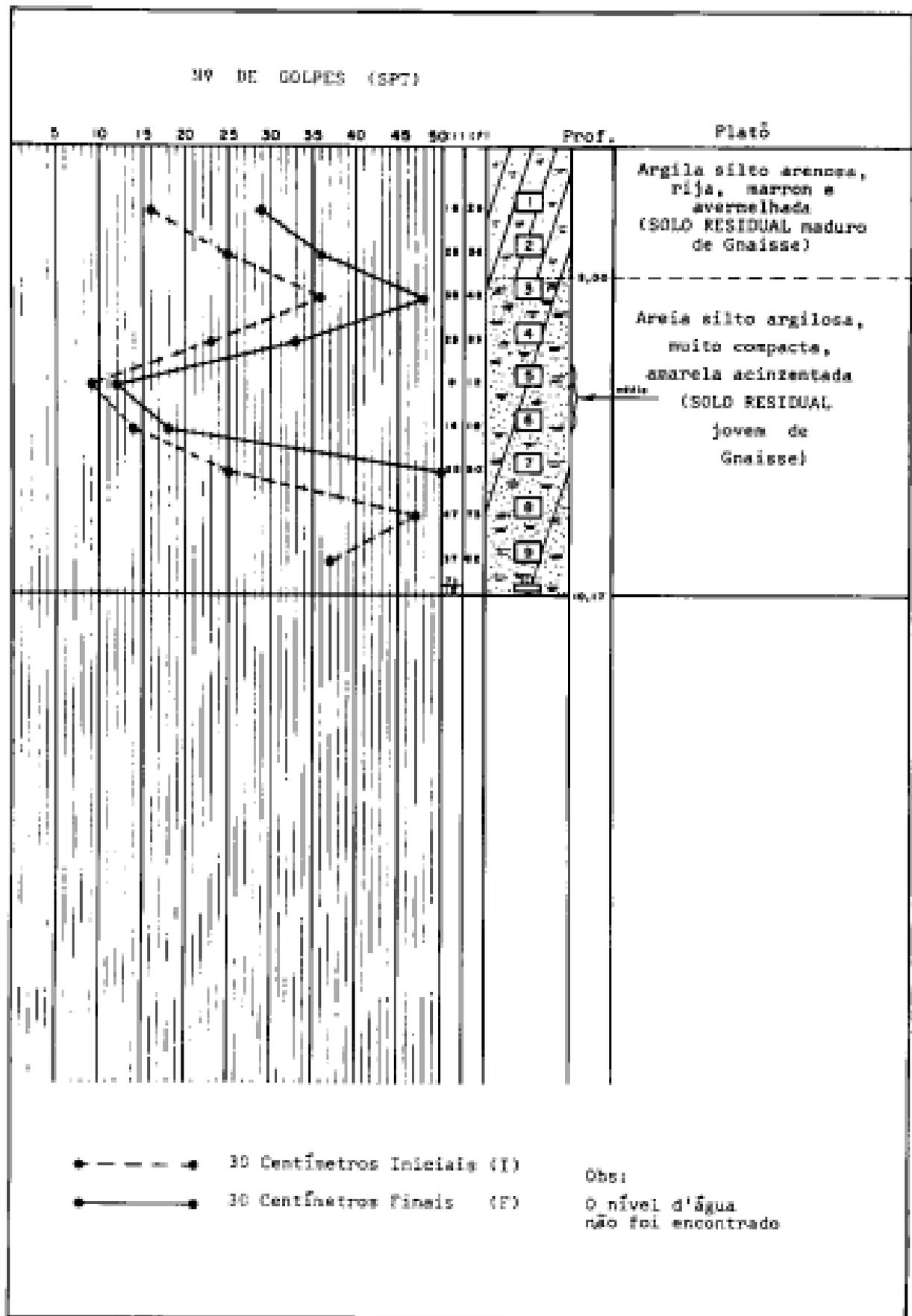


Figura 07 – Boletim de sondagem – SP-2 – Danziger (1983).

Tabela 1 – Resultados dos ensaios geotécnicos (amostras coletadas durante as escavações para a execução das sapatas) – Danziger (1983).

SAPATA Nº	AMOST. Nº	PROF (m)	h _L (%)	h _P (%)	I _P (%)	% < # 10	% < # 40	% < # 200	% < # 5µ	% < # 2µ	γ _s (g/cm ³)	COMPACTAÇÃO				ENSAIO TRIAxIAL CU		CLASSIFICAÇÃO	
												h _{ot} (%)	γ _d (g/cm ³)	e	S _r (%)	c (kg/cm ²)	φ	HRB	UCS
S1	I.A	1,00	NP*	NP	NP	98,0	71,0	43,0	12,0	6,0	2,61	16,5	1,634	0,596	72,2	0,90	26°	A-4	SM
S1	I.B	3,00	NP	NP	NP	98,0	65,0	33,0	8,0	2,0	2,63	15,6	1,654	0,590	69,7	0,25	27°	A-2-4	SM
S2	II.A	1,00	53,0	33,0	20,0	98,0	68,0	49,0	24,0	15,0	2,58	17,9	1,592	0,618	74,9	0,25	37°	A-7-5	SC/MH
S2	II.B	3,00	NP	NP	NP	98,0	56,0	28,0	4,0	2,0	2,64	21,2	1,544	0,712	78,6	0,60	29°	A-2-4	SM
S3	III.A	1,00	49,0	33,0	16,0	99,0	78,0	47,0	20,0	10,0	2,59	20,4	1,549	0,671	78,6	0,75	25°	A-7-5	SC/ML- MH
S3	III.B	2,22	NP	NP	NP	98,0	67,0	39,0	17,0	7,0	2,65	18,1	1,624	0,632	75,8	0,75	23°	A-4	SM
S4	IV.A	1,00	59,0	33,0	26,0	96,0	70,0	52,0	30,0	19,0	2,58	19,8	1,528	0,688	74,2	1,25	20°	A-7-5	MH-CH
S4	IV.B	3,00	58,0	35,0	23,0	99,0	79,0	56,0	26,0	17,0	2,63	23,8	1,455	0,808	77,5	0,25	23°	A-7-5	MH-CH

* NÃO PLÁSTICO

Foram utilizados da tabela 1 os parâmetros do solo peso específico (γ), e parâmetros de resistência coesão (c) e ângulo de atrito (ϕ). Utilizando os mesmos critérios adotados por Danziger (1983), os valores da tabela 2 são referentes às amostras compactadas de forma que só foram considerados os valores de γ . Tais valores são identificados na tabela 1 como γ_c e são utilizados somente para cálculo do peso acima da sapata. Os parâmetros c , ϕ e γ correspondentes ao solo natural foram obtidos de médias efetuadas a partir de resultados de ensaios de laboratório relativos às sapatas adjacentes. Isso porque as superfícies de ruptura se desenvolvem no solo natural abrindo em direção à superfície do terreno.

Tabela 2 – Tabela resumo de parâmetros geotécnicos do solo.

Sapata	γ_c kN/m³	γ kN/m³	c kN/m²	ϕ (°)	k_0	E MPa	ν
S1	19,1	15,3	29	25,9	0,563	59.665	0,20
S2	18,7	15,4	25	26,5	0,554	59.665	0,20
S3	18,9	15,3	32,5	24,0	0,593	45.584	0,20
S4	18,2	15,3	29	25,5	0,569	64.169	0,20

Fonte: Danziger (1983).

O módulo de Young (E) e o coeficiente de Poisson (ν) informados na tabela 2 são parâmetros do solo necessários para a modelagem computacional que não foram identificados no trabalho de Danziger (1983). Assim, o módulo de Young foi estimado com base na expressão empírica:

$$E = 3000 \times (N_{SPT})^{0,8} \quad \text{kN/m}^2 \quad (\text{Eq. 8})$$

O N_{SPT} utilizado na equação acima é a média do número de golpes entre as camadas iniciais e finais para cada profundidade de assentamento das fundações. Essa média é obtida a partir do boletim de sondagem à percursão reproduzidos na figura 07. A seguir, tabela 3 com o N_{SPT} para cálculo da determinação de E.

Tabela 3 – Módulo de Young estimado.

Sapata	Profundidade (m)	N_{spt} (médio)	E (MPa)
S1	3	42	59.665
S2	3	42	59.665
S3	2	30	45.584
S4	2,5	46	64.169

O coeficiente de Poisson (ν) foi estimado com base em observações de solos com características semelhantes àquele da região onde foram realizados os ensaios.

$$\nu = 0,20$$

(Eq. 9)

3 APRESENTAÇÃO DAS ETAPAS DA MODELAGEM, CONSIDERAÇÕES E RESULTADOS

3.1 Modelo numérico – Generalidades

O objetivo das análises de sistemas estruturais, sejam eles teóricos, experimentais ou numéricos é sempre prever o comportamento dos sistemas quando sujeitos a determinado carregamento. Dentre os aspectos de interesse das análises, pode-se citar:

- Análise dos deslocamentos, deformações e tensões;
- Estabilidade de estruturas;
- Mecanismos de comportamento.

Assim, as seguintes variáveis que influenciam na determinação dos aspectos citados são:

- Sistema de carregamento;
- Propriedades do material relevantes à análise;
- Geometria e condições de fronteira do problema.

O método dos elementos finitos é uma ferramenta rápida e eficaz na análise de sistemas, pois permite a avaliação de sistemas complexos, que geralmente não poderiam ser solucionados com a aplicação de somente um método teórico. Esse método permite considerar aspectos como a anisotropia, não linearidade do material na relação tensão-deformação, heterogeneidade e outros. O método de elementos finitos permite aproximar as equações diferenciais que regem o comportamento de um contínuo, através de um sistema de equações algébricas que relacionam um número finito de variáveis, como técnica particular do método de Raleigh-Ritz.

Fisicamente, é mais fácil entender como funciona o método. O sistema é particionado em subdomínios, chamados “elementos finitos”, ligados por um número

discretos de pontos. Esse processo inclui a avaliação das características iniciais do elemento e a nível global. São elas:

- Equilíbrio das forças;
- Compatibilidade de deslocamentos;
- Relações tensão-deformação do material.

Após a determinação dessas condições, as componentes de força e deslocamento poderão ser calculadas para cada ponto nodal e são chamadas variáveis discretas a partir das quais pode-se calcular as variáveis secundárias, que são as tensões e deformações.

Segundo a formulação de compatibilidade de deslocamento, o algoritmo utilizado consiste basicamente na resolução da equação força-deslocamento:

$$f = K\delta \quad (\text{Eq. 10})$$

Onde,

f = vetor de forças

K = matriz de rigidez do sistema global

δ = vetor de deslocamento

A matriz de rigidez K é composta pela superposição das matrizes K^e dos elementos, onde:

$$K^e = \int_V B^T D B dv \quad (\text{Eq. 11})$$

Sendo,

B = matriz de relações geométricas

D = matriz de elasticidade

V = domínio da integração

A partir da equação força-deslocamento, obtém-se os deslocamentos nos pontos nodais efetuando-se a inversão da matriz de rigidez como segue:

$$\delta = K^{-1} f \quad (\text{Eq. 12})$$

Obtidos os deslocamentos, calculam-se as deformações e tensões:

$$\varepsilon = B\delta \quad (\text{Eq. 13})$$

e

$$\sigma = D\varepsilon \quad (\text{Eq. 14})$$

Verifica-se o embasamento e o desenvolvimento para a teoria apresentada em Soriano (2009).

3.2 Modelagem computacional

A aplicação dos métodos numéricos em estudos de geotecnia se tornou mais amplamente utilizada a partir da utilização de computadores digitais. Existem dois métodos numéricos de aplicação prática em estudos de geotecnia: o método das diferenças finitas e o método dos elementos finitos. Este segundo método é o utilizado pela ferramenta computacional Plaxis desenvolvida e comercializada pela empresa de mesmo nome.

De posse de todas as informações sobre o sistema estrutural e/ou geotécnico a ser ensaiado, é possível iniciar a modelagem computacional através do programa Plaxis 2-D e 3-D. A utilização do software é consagrada no meio técnico e acadêmico e também é consenso dos profissionais que a qualidade dos seus resultados depende em grande parte da qualidade dos dados inseridos no programa e da utilização adequada dos recursos oferecidos. Desta forma, dedicam-se os próximos parágrafos a explicar as etapas da modelagem na ordem em que os dados são solicitados pelo programa para análises 2-D.

O sucesso da modelagem está diretamente ligado à qualidade das informações do sistema solo-estrutura inseridas no programa computacional. Por esse motivo, tomou-se o cuidado de realizar análises paramétricas de E e ν (parâmetros estimados não obtidos através de resultado de ensaios). Tais análises constataram que para variações de até 10% do módulo de Young e para até 20% do coeficiente de Poisson, o resultado da capacidade de carga prevista pela modelagem terá variação desprezível (vide tabelas 4 e 5). Essa faixa de variação foi considerada adequada para este trabalho e então foram validados os resultados apresentados na tabela 3.

Tabela 4 – Análise paramétrica da variação do módulo de Young.

Fundação S2	
Módulo de Young (E) (MPa)	Carga de ruptura (R_t) (kN)
54.000	1215,65
57.000	1215,65
60.000	1215,80
63.000	1215,80
66.000	1215,94

Tabela 5 – Análise paramétrica da variação do coeficiente de Poisson.

Fundação S2	
Coeficiente de Poisson (ν)	Carga de ruptura (R_t) (kN)
0,16	1215,23
0,18	1215,65
0,20	1215,80
0,22	1215,94
0,24	1215,94

Na primeira tela de entrada de parâmetros do programa computacional Plaxis 2-D (figura 08), optou-se por simular as fundações ensaiadas no trabalho de Danziger (1983) utilizando o recurso da axi-simetria e a malha de 15 nós, que forneceria resultados mais precisos do que a malha de 6 nós sem comprometer a velocidade esperada das modelagens. Os dados solicitados referentes à aceleração não são necessários para esse tipo de simulação que trata apenas de carregamentos estáticos.

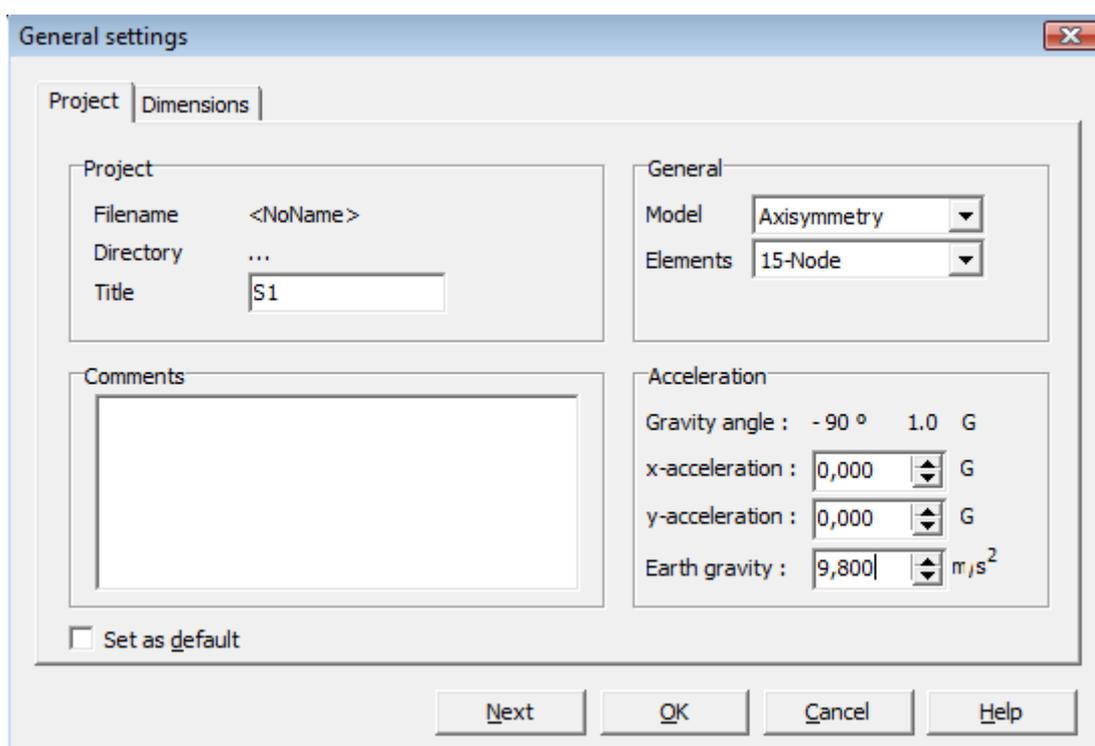


Figura 08 – Primeira tela de entrada de dados do Plaxis.

As simulações foram realizadas utilizando o recurso da axi-simetria atribuindo a um elemento de placa as propriedades físicas e geométricas do material da fundação.

Na segunda tela (figura 09), são solicitadas as unidades de trabalho e a geometria do espaço de abrangência do projeto.

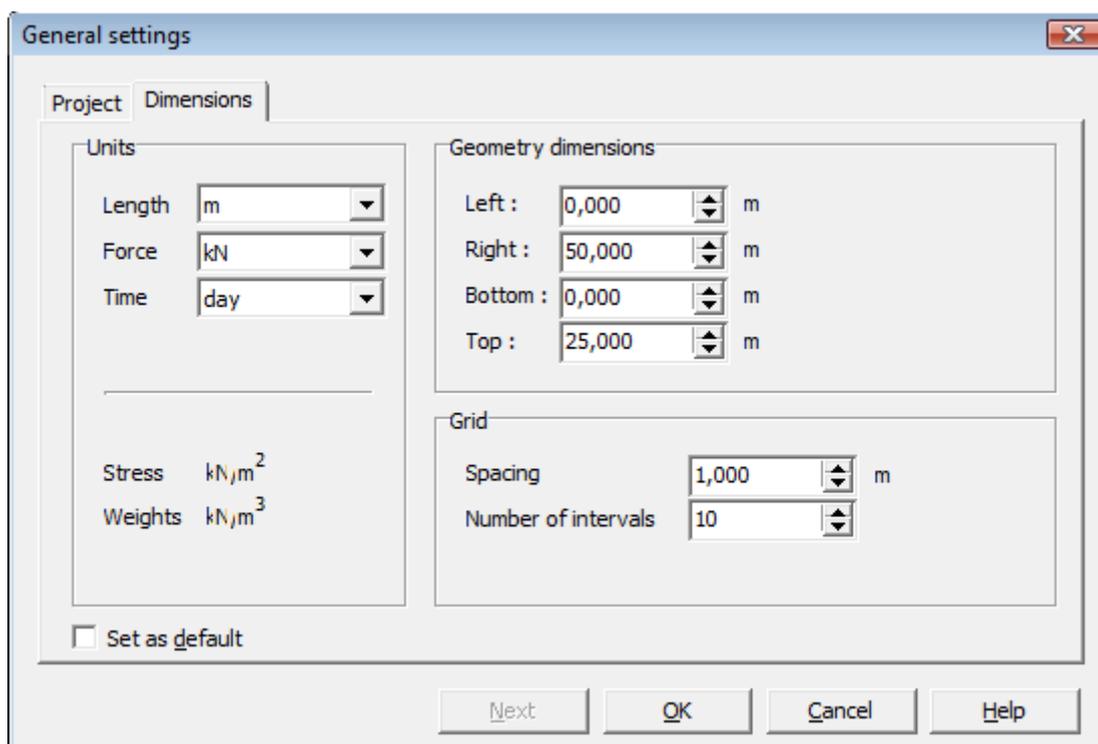


Figura 09 – Segunda tela de entrada de dados do Plaxis.

Os elementos de viga são recursos especiais do software de modelagem computacional e são usualmente utilizados para modelar flexão de paredes, revestimentos de túneis, e outras estruturas delgadas. O comportamento desses elementos é definido usando um módulo de rigidez à flexão e uma rigidez normal. Placas com interfaces podem ser usadas para realizar análises realistas de estruturas geotécnicas, permitindo considerar o atrito entre as estruturas e o solo, conforme manual de utilização do software Plaxis (2002).

Algumas premissas de cálculo foram adotadas para que as placas apresentassem na simulação o mesmo comportamento que as fundações

ensaiadas. Uma delas foi definir o concreto armado, material utilizado para fundação, como material elástico.

Outra premissa se refere à resistência à compressão e ao módulo de elasticidade do concreto utilizado nas sapatas, item não abordado no trabalho de Danziger (1983).

Foi adotada a resistência à compressão de 30MPa e conforme previsto no item 8.2.8 da NBR 6118:2003 e documentado por Battagin (2007).

$$E_{ci} = 5600 f_{ck}^{1/2} \quad (\text{Eq. 15})$$

$$E_{ci} = 30.672 \text{ MPa} \quad (\text{Eq. 16})$$

Devido ao grau de incerteza das propriedades do concreto estimadas, o módulo de elasticidade inserido na modelagem será de aproximadamente 30.000 MPa. A figura 10 mostra as características estruturais admitidas para a modelagem da sapata S1. Os parâmetros M_p e N_p não são aplicáveis para esse tipo de modelagem.

Figura 10 – Tela de entrada de dados das propriedades da fundação S1 no Plaxis.

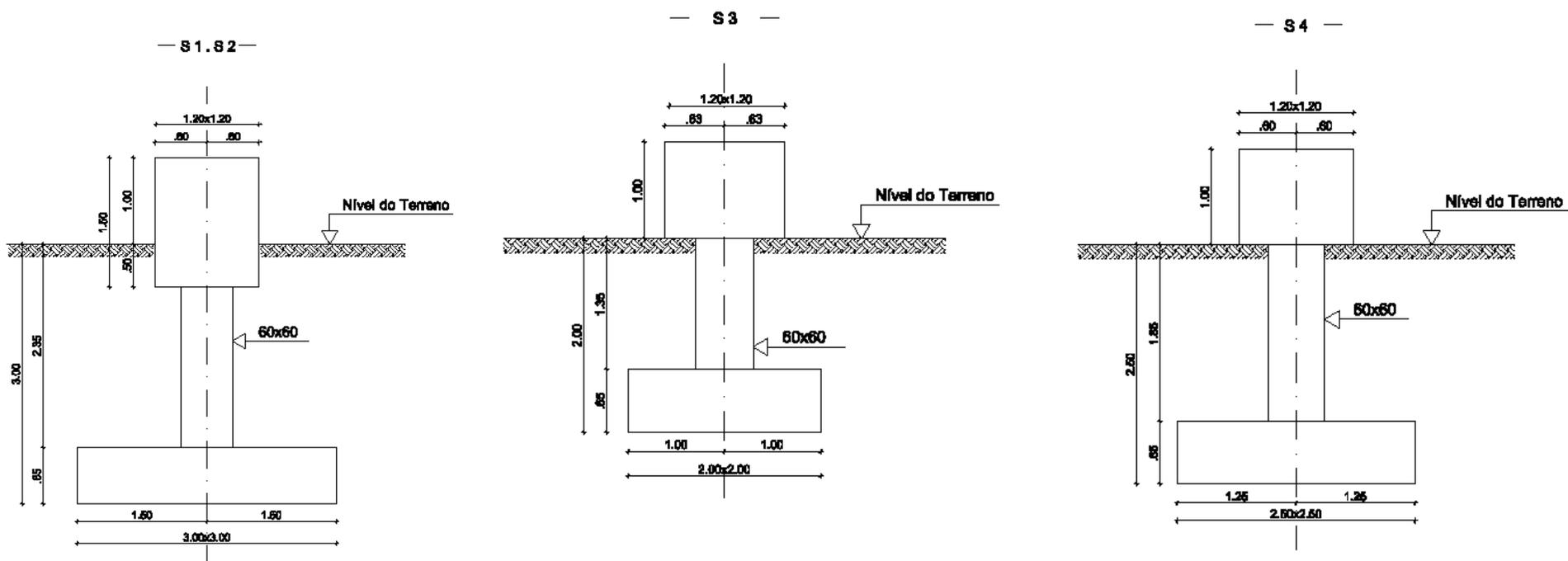


Figura 11 – Arranjo geral das provas de carga – Elevações – Danziger (1983) – cotas em centímetros

