UM ESTUDO TEÓRICO DAS FUNDAÇÕES DOS POSTES

ROBINSON VALÉRIO BORJA DE AZEVEDO

Engenheiro Civil

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DO CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.).

Aprovado por:

COMISSÃO:

PChandrasekhar

CHITRADURGA SHAMARAO CHANDRASEKHAR

Presidente

FLucena

FRANCISCO BARBOSA DE LUCENA

Examinador Interno

Jaime de Azevedo Gusmão Filho

JAIME DE AZEVEDO GUSMÃO FILHO

Examinador Externo

CAMPINA GRANDE

ESTADO DA PARAÍBA - BRASIL

JUNHO - 1978

A994e Azevedo, Robinson Valério Borja de.
Um estudo teórico das fundações dos postes / Robinson Valério Borja de Azevedo. - Campina Grande, 1978.
153 f.

Dissertação (Mestrado em Ciências) - Universidade Federal da Paraíba, Centro de Ciências e Tecnologia, 1978.
"Orientação : Prof. Chitradurga Shamarao Chandrasekhar".
Referências.

1. Postes - Fundações. 2. Fundações (Engenharia). 3. Postes de Iluminação. 4. Dissertação - Ciências. I. Chandrasekhar, Chitradurga Shamarao. II. Universidade Federal da Paraíba - Campina Grande (PB). III. Título

CDU 62.745.8(043)

D E D I C A T Ó R I A

A meus pais, Josefina e Max.

A minha irmã, Silvana Helena.

A G R A D E C I M E N T O S

Ao~~s~~ Professor Chitradurga Shamarao Chandrasekhar, pelo incentivo e pela segura orientação.

Ao Professor Francisco Barbosa de Lucena, pelo seu desempenho como Coordenador da Área de Geotecnia.

À Universidade Federal do Rio Grande do Norte, pelas facilidades proporcionadas.

A todos aqueles que direta ou indiretamente contribuiram para a realização deste trabalho.

A todos os meus familiares, professores, colegas e amigos, pelas palavras de incentivo ao longo de toda minha vida estudantil e profissional.

Í N D I C E

UM ESTUDO TEÓRICO DAS FUNDAÇÕES DOS POSTES

R E S U M O

Neste trabalho procurou-se estudar o problema do comprimento de engastamento dos postes, solicitados por uma carga horizontal no seu tôpo, com o solo opondo-se ao movimento do poste exclusivamente através de pressões laterais.

Foram desenvolvidos três métodos de análise: o Método da Superfície de Ruptura, o Método do Corpo Rígido e o Método da Viga sobre Base Elástica. O primeiro é um estudo na ruptura, adotando, como critério de projeto, um estado limite último, enquanto que os outros dois adotam um estado limite de utilização.

Comparam-se resultados advindos da aplicação destes métodos com resultados experimentais e com os obtidos pela aplicação de métodos já conhecidos.

Apresentam-se Tabelas para uma utilização mais rápida e objetiva dos métodos propostos.

A THEORETICAL STUDY OF FOUNDATIONS FOR POLES

A B S T R A C T

In this study, an attempt has been made to investigate the theoretical problem of the embedment of poles and posts, the type used for supporting over-head transmission lines, subject to horizontal loads and lateral earth pressures.

Three methods of analysis of this problem, respectively based on the study of the rupture of the supporting soil, the mechanics of rigid body movement of pole, and the theory of beams on elastic foundations were developed so that the pole behavior in the limit state of failure and limit state of serviceability (utilization) could be studied.

Results from these methods were compared with those obtained from other presently available methods and some test results to establish the relative acceptablity of the various methods. Useful design tables for practical application of the proposed methods have also been included.

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

Face as suas enormes dimensões territoriais, o Brasil se coloca em situação bastante peculiar em relação à maioria dos outros países. Este fato exige do governo brasileiro um esforço muito grande no sentido de conseguir estabelecer ligação entre os vários pontos do território nacional, ora através de estradas, ora possibilitando a comunicação à distância.

Por outro lado, é uma exigência inerente ao desenvolvimento a presença de energia nos diferentes pontos de uma área considerada. No Brasil, grande percentual da energia atualmente utilizada tem origem no seu potencial hidrelétrico, advindo daí as usinas hidrelétricas, cuja localização se subordina mais a aspectos topográficos e geográficos que à vontade do homem. Isto conduz a uma distribuição não uniforme de tais usinas, tornando obrigatória a construção de milhares de quilômetros de linhas elétricas. Estas exigem grande número de suportes (postes), os quais passam a representar parcelas consideráveis do custo do transporte de energia. Em consequência, o estudo da fundação desses suportes revela-se de suma importância.

A tentativa de se aumentar a distância entre os postes, com vistas à redução do custo total da linha, acarreta esforços maiores nos referidos postes, bem como um aumento no comprimento da altura livre (parte não enterrada), a fim que as distâncias mínimas regulamentares entre os fios e a superfície do solo sejam preservadas. Assim, faz-se necessário um estudo racional da fundação, procurando-se otimizá-la dentro do binômio economia-segurança. Com esse espírito, torna-se fundamental o conhecimento do solo na faixa a ser percorrida pela linha, realizando-se uma série de estudos e ensaios geotécnicos, para posterior análise e dimensionamento das fundações.

Um poste isolado, porém, não é uma unidade cara e como a linha se estende por ampla faixa territorial, não se pode utilizar o resultado de uma sondagem como representativa para um número elevado de suportes. Daí não se justificar, do ponto de vista econômico, uma prospecção muito minuciosa, partindo-se para uma caracterização apenas razoável do solo. Isto não deve ser interpretado como um incentivo ao empirismo desenfreado, mas deve servir de alerta contra a utilização de métodos muito elaborados e que, face à incerteza inerente ao conhecimento do solo, não permitem assegurar obtenção de resultados mais próximos da realidade.

O próprio projeto atual de revisão da "Especificação de Postes e Cruzetas de Concreto Armado" (EB-107) aborda o problema do comprimento de engastamento de um suporte isolado de concreto de maneira extremamente simplista, não levando em conta o tipo de solo, a carga horizontal solicitante e a inércia do poste.

Considere-se o poste da Figura 1, solicitado por uma força horizontal P no topo, com altura livre H e comprimento de engastamento D. Nestas condições, o comprimento de engastamento D deve ser escolhido de tal forma que:

$$
\begin{aligned}
&D \geq 0{,}1\ L + 0{,}60 \quad &&, \text{ se } L \leq 24 \text{ m} \\
&D \geq 3 \text{ m} &&, \text{ se } 24 \text{ m} < L \leq 34 \text{ m} \\
&D \geq 3 + 0{,}1\ (L-34) &&, \text{ se } L > 34 \text{ m},
\end{aligned}
$$

com o comprimento de engastamento (D) e o comprimento (L) dados em metros. O valor de D seria então o mesmo, quaisquer que fossem os valores de P, para qualquer inércia do poste e para qualquer tipo de solo em que o suporte estivesse imerso, o que, evidentemente, é uma simplificação grosseira.

O objetivo deste trabalho é oferecer um tratamento mais racional ao problema enfocado, desenvolvendo métodos com base em fundação teórica. Procura-se não perder de vista o caráter de objetividade com que se pretende abordá lo. Simplificações são adotadas sempre que a aplicação prática dos métodos venha a ser comprometida por algum procedimento mais rigoroso, que, contudo, não garanta melhores resultados, face, principalmente, à incerteza na determinação de certas grandezas.

O solo é caracterizado por parâmetros que podem ser conhecidos através de ensaios específicos ou através de correlações com o tipo de solo ou outros ensaios que porventura sejam feitos, inclusive para outros fins, como, por exemplo, estudo do solo para projeto de estrada paralela à linha.

Aborda-se o caso de uma solicitação lateral (ver Figura 1), com o solo opondo-se ao movimento do poste através de pressões laterais.

CAPÍTULO II

HISTÓRICO

Apresentam-se neste Capítulo os principais trabalhos existentes na literatura referentes ao estudo dos postes.

No tocante às contribuições teóricas, pode-se dizer que o desenvolvimento de teorias adequadas tem sido um processo lento, devido, sobretudo, às dificuldades de caracterização do solo, tendo em vista a consideração de suas propriedades para uso nas equações de comportamento dos postes, bem como à complexidade de se modelar o fenômeno da interação solo-estrutura, incluindo corretamente os fatores de resistência do solo e as propriedades estruturais do poste. As primeiras surgem principalmente do fato do poste atingir profundidades relativamente pequenas no interior da massa de solo, resultando daí uma maior contribuição do solo superficial, normalmente mais sujeito a variações de propriedades.

Quanto à consideração da interação solo-poste, a literatura relata linhas de conduta de três ordens: (1) as baseadas nas pressões passivas; (2) as que seguem a teoria da viga sobre apoios elásticos; (3) as decorrentes de outros estudos teóricos e experimentais. As primeiras são criticadas pelo fato das pressões passivas realmente só serem mobilizadas em situação próxima à ruptura, onde um estado de equilíbrio plástico é estabelecido. Os estudos à luz da teoria da viga sobre base elástica são os mais aceitos, embora sofrendo restrições relativas ao comportamento elástico do solo e à não consideração dos efeitos do tempo sobre as propriedades deste. As pesquisas alicerçadas em resultados experimentais e outros estudos teóricos não conseguiram uma unificação aceitável.

Os primeiros estudos teóricos utilizavam a teoria do empuxo passivo bidimensional. Carpentier (1923), Stobie (1930) e Demogue (1938) mostraram não ser correto este procedimento, acarretando a obtenção de valores conservativos, pois, na realidade, o problema é tridimensional. Uma outra abordagem da questão foi feita por Seiler (1932) e Drucker (1934), admitindo uma cunha de ruptura para o solo. Em seguida, análises concebendo as características carga x deformação do sistema solo-poste passaram a ser utilizadas, com a rigidez do solo sendo representada pelo chamado módulo de reação horizontal ou constante de mola horizontal do solo. Grandholm (1929) foi o primeiro a estabelecer um crité rio para se saber se o poste tem rigidez suficiente para que seu movimento possa ser considerado como de corpo rígido. Rowe (1956) foi o primeiro a procurar estabelecer uma variação do módulo de reação horizontal do solo em função da profundidade.

Em relação a estudos mais recentes, podem ser citados os de Anderson (1960), que enfatizaram a eficiência do aumento da seção do poste com a profundidade, com respeito à redução da rotação, sob determinada carga. Greene (1961) combinou a análise dimensional e resultados experimentais para desenvolver uma expressão empírica da carga horizontal em função da rotação. Brinch Hansen (1961) foi o primeiro a unificar a variação da resistência última com a profundidade, para o caso tridimensional. Prakash (1961) admitiu uma rotação inicial de caráter construtivo e abordou o problema da flambagem.

No tocante aos trabalhos experimentais, pode-se dizer que foram eles feitos em número considerável, por grande número de autores. Muitos desses trabalhos, porém, deixaram de propiciar uma colaboração mais efetiva pelo fato de não descreverem adequadamente o solo, permanecendo desconhecidas muitas das suas propriedades.

Sanderman (1880) foi o autor dos primeiros ensaios com postes relatados ma literatura. Stobie (1930) estudou as reações do solo, executando diversos ensaios e efetuando várias medições. Pouco depois, Nakamura (1935) obser vou o efeito da forma dos postes e o aumento progressivo das deflexões em postes enterrados em areias, quando sujeitos a cargas repetidas. Paralelamente, Rifaat (1935) mediu cuidadosamente as reações horizontais sobre postes em solos arenosos, chegando à conclusão de que a constante de mola horizontal varia linearmente com a profundidade. Matsuo (1939) observou que as deflexões dos postes cravados em argilas, sujeitos a cargas laterais, decrescem com o tempo, devido à recuperação da resistência após o amolgamento.

As curvas pressão x deslocamento transversal, em várias profundidades, foram estudadas experimentalmente por vários autores: Wilkins (1951), Walsenko (1937) e Osterberg (1954 e 1958). Estudos experimentais constatando as diferenças entre o comportamento dos postes e das paredes foram realizados por Minikin (1943 e 1950), o qual propôs, então, coeficientes a serem aplicados sobre o empuxo passivo bidimensional para levar em conta o comportamento tridimensional dos postes.

CAPÍTULO III

CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA

Neste Capítulo, procura-se enfocar vários aspectos relevantes relacionados com a fundação dos postes.

3.1 INTERAÇÃO SOLO-POSTE

Conforme foi citado no Capítulo II, o estudo da interação solo-poste seguiu, além de algumas outras tentativas teóricas de ajustar dados experimentais conhecidos, duas linhas básicas: uma calcada na teoria das pressões passivas e outra baseada na teoria da viga sobre apoios elásticos. O estudo das pressões passivas admite, no seu desenvolvimento, que um estado de equilíbrio plástico é estabelecido, ou seja, trata o problema em um estágio próximo à ruptura. Desta forma, pode servir para a análise de um estado limite último, porém não permite a consideração de um estado limite de utilização, aspecto de capital importância no estudo dos postes, seja por questão estética, de desempenho da linha ou da própria transformação do problema em outro geometricamente não linear, favorecendo a flambagem. Este aspecto limitou a consideração das pressões passivas às verificações do estado limite último.

A teoria da viga sobre base elástica passou a ser utilizada. As críticas à sua aplicação incidem principalmente na consideração do comportamento elástico do solo, fato que só pode ser aceito para cargas bem inferiores à de ruptura. O que se faz é procurar limitar as cargas atuantes justamente nesta faixa, adotando fatores de segurança da ordem de dois, três ou até mais. As anomalias do solo superficial, onde o comportamento elástico foge bastante da realidade, são, muitas vezes, levadas em conta simplesmente desprezando sua existência até uma profundidade pré-fixada. Um outro fato que dá oportunidade a crítica refere-se à não consideração do fator tempo. Sabe-se que, sob carregamentos repetidos, as deflexões do poste aumentam com o tempo, o que poderia ser concebido como uma redução do módulo de reação horizontal do solo. Inversamente, em postes cravados em solos argilosos, sujeitos a um carregamento duradouro, observou-se uma redução das deflexões com o tempo, o que pode ser interpretado como o aumento da constante de mola horizontal do solo.

Estas falhas, porém, longe estão de impedir o uso desta teoria, que é a mais aceita atualmente. Cabe, aqui, entretanto, enfatizar uma diferença básica entre o comportamento dos postes e das estacas, a fim de que não se utilizem, abusivamente, em postes, métodos desenvolvidos para estacas, sem um maior conhecimento dos fundamentos de tais métodos. As estacas, assim como os postes, são peças parcialmente enterradas, mas que, em geral, possuem uma parte livre bem menor que a enterrada, justamente o contrário do que ocorre com os postes. Devido ao grande comprimento desta parte enterrada, é comum se desenvolverem métodos e expressões baseados na viga sobre base elástica de comprimento infinito, o que, evidentemente, só é aplicável a estacas longas. Desde que não seja feita esta simplificação, podem-se utilizar, na análise dos postes, estudos feitos para as estacas sujeitas a cargas laterais.

No tocante aos postes, por motivo inverso ao que ocorre nas estacas, ou seja, pequeno comprimento da parte enterrada, também é admitida uma simplificação. É a de considerá-los como corpo rígido, permitindo que seu movimento seja descrito por uma rotação. A resistência a esta rotação será oferecida pelo solo, dependendo do seu diagrama carga x deformação. O solo, então, é que controlará o comportamento do sistema poste-solo. O equilíbrio do poste será assegurado pelas reações que o solo exerce sobre ele e que são induzidas pela rotação. É claro que a natureza dessas reações varia com o tipo de solo e com as condições de carregamento.

Cabe, aqui, discutir em que condições um poste é suficientemente rígido para que possa ser considerado um sólido indeformável, ou seja, quando a simplificação acima citada seria válida. É intuitivo que um possível critério deveria relacionar as rijezas do poste e do solo, além do comprimento de engastamento. Realmente, o critério hoje aceito envolve todos esses parâmetros.

Distinguem-se dois casos: módulo de reação horizontal do solo constante com a profundidade ($K_x = K$) e módulo de reação horizontal, variando lineramente com a profundidade ($K_x = n_h . x$). Definem-se os fatores de rigidez relativa para cada caso, R e T, respectivamente, com o critério de poste rígido sendo expresso em função destes e do comprimento de engastamento D como segue:

(1º) $K_x = K$

$$R = \sqrt[4]{\frac{E\ I}{k}}$$

Critério de poste rígido: $\dfrac{D}{R} \leq 2$

(2º) $K_x = n_h .\ x$

$$T = \sqrt[5]{\frac{E\ I}{n_h}}$$

Critério de poste rígido: $\dfrac{D}{T} \leq 2$

Nas expressões acima, E é o módulo de elasticidade do material do poste e I o momento de inércia em relação a um eixo normal ao plano de flexão e que passa pelo centro de gravidade da seção transversal do poste, suposta constante.

3.2 ESTUDO DO SOLO

3.2.1 MÓDULO DE REAÇÃO HORIZONTAL DOS SOLOS

Considere-se uma barra vertical imersa em um solo. Ao ser solicitada por um determinado carregamento horizontal, esta peça sofre uma certa deformação, que é transmitida ao solo contíguo, advindo as reações do solo sobre a barra. Dentro de certos limites do carregamento, o solo pode ser considerado como elástico e as reações serão proporcionais aos deslocamentos. Na teoria da viga sobre base elástica, admite-se o solo como elástico e ainda como válida a hipótese de Winkler, segundo a qual as pressões e deslocamentos em um determinado ponto independem da pressão e deslocamentos nos demais pontos de contato da barra com o solo.

Seja, agora, um elemento infinitesimal da barra, de largura constante b, a uma profundidade x. À medida que se aumenta a carga horizontal no poste, aumentam os deslocamentos y (x) à profundidade x, bem como as pressões reativas p (x). A força por unidade de comprimento correspon dente será $q(x) = b.p(x)$. Aumentando a carga até a ruptura, pode-se traçar um gráfico $q(x) \times y(x)$, que toma a forma vista na Figura 2.

Observa-se que para $q(x)$, dentro do regime elástico, ou seja, $q(x) \leq q_e(x)$, temos uma relação constante entre causa e efeito:

$$\frac{q(x)}{y(x)} = k(x).$$

Esta constante de proporcionalidade, à profundidade x, é chamada de módulo de reação horizontal do solo nesta profundidade.

Nas areias e argilas normalmente adensadas, a variação de $k(x)$ com a profundidade segue uma relação aproximadamente linear, fato hoje bastante aceito e confirmado por inúmeros estudos experimentais. Nas argilas pré-adensadas, adota-se geralmente um valor constante para $k(x)$, o que ocasiona muitas contestações, especialmente quanto ao valor de $k(x)$ próximo à superfície do terreno, onde seu valor provavelmente cai a zero. Para estes solos, expressões do tipo $k(x) = k.\left(\frac{x}{D}\right)^{0,15}$ os representam melhor, mas, talvez por questão de facilidades matemáticas no tratamento teórico do problema, prefere-se considerar $k(x)$ como constante.

Assim:

- solos arenosos e argilas normalmente adensa das:

$$k\ (x) = n_h . x$$

- argilas pré-adensadas:

$$k\ (x) = k$$

A seguir, indica-se uma Tabela com valores típicos de k e n_h para solos naturais.

Tabela I

VALORES TÍPICOS DE K PARA ARGILAS PRÉ-ADENSADAS		
Resistência à Compressão Simples (Kg/cm^2)	Ordem de k (Kg/cm^2)	Valor Provável de K (Kg/cm^2)
0,2 - 0,4	7 - 40	8
1 - 2	30 - 65	50
2 - 4	65 -130	100
> 4	>130	195

Tabela II

VALORES TÍPICOS DE n_h PARA AREIAS E ARGILAS NORMALMENTE ADENSADAS			
Tipo de Solo		n_h (Kg/cm^3)	
		Seca	Submersa
Areia	Fofa	0,26	0,15
	Medianamente compacta	0,80	0,50
	Compacta	2,00	1,25
	Muito fofa, sob carregamentos repetidos		0,04
Silte muito fofo, orgânico			0.01 a 0,03
Argila muito mole	Carga Estática		0,055
	Carga Dinâmica		0,03

Convém salientar que a adoção da hipótese de Winkler fornece resultados que, comparados com os obtidos pela teoria da elasticidade, apresentam diferenças desprezíveis nas peças longas, as quais podem chegar até a 14% nas peças curtas (caso dos postes), porém, a favor da segurança (Biot, 1937 e Vesic, 1961).

3.2.2 RESISTÊNCIA LATERAL ÚLTIMA

Para o estudo do estado limite último, necessita-se comparar o valor de q (x) a cada profundidade com o q_u (x) correspondente, dividido por um certo fator de segurança. A avaliação de q_u (x) foi feita preliminarmente através da teoria do empuxo passivo bidimensional, obtendo-se valores que se mostraram conservativos, tendo em vista a natureza tridimensional do problema.

Minikin (1950) estudou este assunto e propôs que a resistência última tridimensional fosse calculada a partir do empuxo passivo bidimensional, pela adoção de um fator multiplicativo λ, que variava entre 2,3 e 3,4. Segundo Minikin,

$$q_u\ (x) = \lambda .\ P_p\ (x), \text{ com } \lambda = 2{,}3 \text{ a } 3{,}4$$

Brinch Hansen (1961) unificou o estudo e mostrou como se calcular a resistência última em função da pro fundidade, para uma peça de largura b. Para solos puramente coesivos, ele estabeleceu que

$$q_u\ (x) = b.c.\ N_{c,x},$$

enquanto, para solos puramente granulares,

$$q_u\ (x) = b.p'_v.\ N_{q,x},$$

onde b = largura do poste

c = coesão do solo;

p'_v = pressão vertical efetiva na profundidade x;

$N_{c,x}$ e $N_{q,x}$ = fatores de capacidade de carga de Brinch Hansen.

Os coeficientes $N_{c,x}$ e $N_{q,x}$ podem ser obtidos dos ábacos da Figura 3, com $N_{c,x}$ dependendo da relação x/b e $N_{q,x}$ da relação x/b e do ângulo de atrito interno do solo ϕ.

3.2.3 CUNHA DE RUPTURA

O estudo da ruptura do solo também pode ser feito à luz de uma superfície de ruptura, tal como se procede nas teorias sobre estabilidade de taludes e empuxos de terra. A forma da superfície a ser adotada ainda carece de estudos, já tendo sido tentadas superfícies planas, passando pela base do poste e formando ângulos de 60 e 45 graus com a horizontal (Figura 4).

Convém lembrar a necessidade de correções, caso se faça um estudo bidimensional.

3.2.4 A INFLUÊNCIA DOS ESFORÇOS NA BASE

O atrito existente entre a base do poste e o solo é um esforço lateral resistente, normalmente desprezado nas análises teóricas. Isto pode ser justificável no estudo das estacas longas, situação em que o seu efeito é pouco pronunciado. No caso dos postes, porém, onde o comprimento enterrado é pequeno, esta força de atrito pode assumir valores consideráveis. Ignorá-la, simplesmente, dá origem a projetos extremamente conservadores.

Considerar, nos desenvolvimentos teóricos, sua presença, não é trabalho fácil, pois não se pode assegurar até que ponto ela será mobilizada em uma determinada situação. Osterberg (1958), por exemplo, mostrou que seus efeitos são mais pronunciados para pequenas cargas horizontais P, decaindo com o aumento destas.

Atualmente, procura-se considerar o atrito na base de maneira implícita, seja reduzindo o fator de segurança nos estudos de ruptura, seja fixando valores mais elevados para os deslocamentos admissíveis, quando estes são uti lizados como critério de projeto.

Nos postes curtos, os quais são, na realidade, fundações em bloco, torna-se necessário também a consideração das pressões verticais na base.

3.3 INFLUÊNCIA DE OUTROS FATORES

3.3.1 AUMENTO DA INÉRCIA DO POSTE COM A PROFUNDIDADE

Fazendo-se uma análise exclusivamente elástica, o movimento de corpo rígido de um poste não seria alterado pelo aumento de sua largura com a profundidade. Este procedimento, porém, não seria correto, pois, próxima à superfície do terreno sempre existe uma região do solo que facilmente atinge o regime plástico, tendo em vista ser a zona menos resistente e onde ocorrem os maiores deslocamentos. Na realidade, isto de qualquer forma é levado em conta implicitamente nas expressões empíricas de variação de K_x com a profundidade, adotando-se um módulo de reação secante para pequenos valores de x e um que se aproxima do tangente para maiores valores de x.

Considerando, agora, que, a uma profundidade x, a largura do poste seja $b(x) > b(x = 0)$, observa-se pela expressão de Brinch-Hansen, que $q_u(x)$ será maior, sendo, por conseguinte, $q_e(x)$ também maior, significando isto que o domínio elástico será ampliado. Assim, para uma maior gama de esforços, o regime permaneceria elástico, o que poderia ser interpretado, na análise da expressão de K_x como função de x, como uma maior predominância do módulo tangente sobre o módulo secante, com o consequente aumento de K_x. Portanto, as deflexões seriam reduzidas.

Osterberg (1958) e Anderson (1960) confirmaram esta redução das deflexões em postes com largura crescente em relação àqueles de largura constante. Davisson e Gill (1963) estudaram esta questão em estacas carregadas lateralmente e chegaram a conclusão de que reduções de até 50% nas deflexões laterais são facilmente obtidas.

3.3.2 FORMA DO POSTE

O efeito da forma do poste sobre o seu comportamento ainda é um assunto controvertido. Por exemplo, Czerniack (1957) encontrou que a pressão máxima em um elemento circular é 1,57 vezes a pressão média sobre a área lateral projetada. Assim, com respeito ao estudo de um poste rígido, o elemento circular de diâmetro d poderia ser analisado como um quadrado de lado $B = \frac{d}{1,57}$. Shilts, Graves e Driscoll's (1948) realizaram estudos com modelos reduzidos e concluíram que um poste circular, de diâmetro igual a 3", imerso em areia, sofreu deslocamento da ordem de 33% maior que o de um poste quadrado, com 3" de lado, nas mesmas condições. Já

Davisson (1960) estudou postes, com modelos reduzidos, de forma circular e quadrada, sendo que os quadrados foram carregados paralelamente a um lado e depois ao longo da diagonal. Ele concluiu que o efeito da forma era desprezível.

3.3.3 CARREGAMENTO CÍCLICO

O carregamento cíclico pode amolgar um solo argiloso situado em volta do poste, reduzindo sua resistência e rigidez. Observar-se-á um aumento das deflexões com o tempo. Caso o carregamento cíclico seja interrompido, ficando o solo em repouso, poderá haver a recuperação da resistência e rigidez da argila, dependendo de suas propriedades tixotrópicas. Verificar-se-á uma redução das deflexões.

O carregamento cíclico normalmente causa também um deslocamento permanente do solo situado em volta do poste, ao nível da superfície do terreno. Cria-se um vazio entre o solo e o poste, reduzindo então a zero o módulo de reação horizontal ao nível do terreno. Este fato mostra a impossibilidade da existência real de um módulo de reação horizontal constante com a profundidade e dá mais força aos defensores da expressão a seguir:

$$K_x = k \left(\frac{x}{D}\right)^{0.15}$$

3.3.4 MÉTODO DE CONSTRUÇÃO

O método construtivo pode exercer influência sobre as próprias propriedades resistentes do solo, além de ser importante na garantia de uma certa estabilidade dessas propriedades, que podem variar com as condições climáticas.

A normalização racional de um método construtivo para a instalação dos postes seria uma contribuição interessante.

3.4 CARGAS

A NB-182 (Norma Brasileira para Projeto de Linhas Aéreas de Transmissão e Subtransmissão de Energia Elétrica) manda adotar as seguintes cargas, no projeto e cálculo dos suportes:

(1º) Carga verticais:

(a) componentes verticais dos esforços de tração dos cabos (condutores e para-raios);

(b) peso dos acessórios de fixação dos cabos (ferragens e isoladores);

(c) peso próprio do suporte e eventuais cargas verticais devido ao estaiamento;

(d) sobrecargas de montagem, manutenção e/ou outras eventuais.

(2º) Cargas horizontais transversais:

(a) ação do vento sobre os cabos e respectivos acessórios de fixação;

(b) ação do vento sobre o suporte, na direção normal à linha;

(c) componentes horizontais transversais dos esforços de tração dos cabos e eventuais esforços horizontais introduzidos pelo estaiamento.

(3º) Cargas horizontais longitudinais:

(a) componentes horizontais longitudinais dos esforços de tração dos cabos e eventuais esforços introduzidos pelo estaiamento;

(b) ação do vento sobre o suporte, na direção da linha.

A ação do vento é calculada pelas expressões seguintes:

(a) pressão sobre superfícies planas:

$$p = 0{,}0075\ v^2;$$

(b) pressão sobre superfícies cilíndricas:

$$p = 0{,}0045\ v^2;$$

(c) pressão sobre cabos condutores e para-raios:

$$p = 0{,}0036\ v^2.$$

Nestas expressões, p é a pressão em quilogramos-força por metro quadrado e v a velocidade do vento em quilômetros por hora.

A Norma indica os valores de v que devem ser utilizados nas diversas regiões em que o Brasil é considerado dividido:

(a) Região A - compreende o Rio Grande do Sul, Santa Catarina e Paraná (v = 130 km/h);

(b) Região B - compreende São Paulo, Minas Gerais, parte de Mato Grosso e Goiás (v = 110 km/h);

(c) Região C - compreende Rio de Janeiro, Espírito Santo e Bahia (v = 110 km/h);

(d) Região D - compreende Sergipe, Alagoas, Pernambuco, Paraíba, Rio Grande do Norte, Ceará e parte do Piauí (v = 105 km/h).

A NB-182 não inclui os demais estados, alegando falta de dados a respeito de suas condições atmosféricas e deixando a critério do projetista a escolha das condições adotadas para o cálculo.

3.5 CRITÉRIOS DE PROJETO

São apresentados, a seguir, alguns critérios de projeto, que devem oferecer um limite para a carga horizontal P, a fim de que os estados limites últimos e de utilização não sejam atingidos. Por "estado limite" se designa todo estado no qual uma obra, ou parte dela, torna-se inapta para o uso ao qual foi destinada. Distinguem-se dois tipos de estados limites: (1) estados limites últimos, onde a estabilidade da obra é comprometida, como, por exemplo, nos casos de ruptura ou flambagem; (2) estados limites de utilização, onde a estabilidade da obra não é comprometida, mas, sim, sua utilização, como nos casos em que ocorrem deformações excessivas ou fissurações perigosas.

(1º) Limitação de Deformação

Representa um estado limite de utilização e pode ser expresso pela limitação de uma rotação ou um deslocamento horizontal, normalmente no ponto de aplicação da carga ou no nível do terreno. Tem por objetivo garantir um bom desempenho da linha, uma boa aparência estética e evitar uma maior excentricidade das cargas verticais, o que acarretaria um aumento no momento ao nível do terreno e proporcionaria condições mais propícias para a flambagem.

(2º) Limitação das Pressões Laterais

As pressões laterais não devem ultrapassar as pressões laterais últimas divididas por um conveniente fator de segurança. Estas pressões laterais últimas podem ser obtidas pela expressão de Brinch-Hansen. A comparação deve ser feita nas diversas profundidades onde o solo foi considerado (alguns autores preferem desprezar a presença do solo até uma certa profundidade, no tocante à sua capacidade de reagir aos deslocamentos do poste). O estudo refere-se a um estado limite último.

(3º) Critério Baseado na Superfície de Ruptura

O estado limite último pode também ser analisa do adotando-se uma superfície de ruptura e estudando o seu equilíbrio, tal como se faz nas teorias de estabilidade de taludes e empuxos de terra. É um estudo de rupturas e fatores de segurança convenientes devem ser adotados.

Uma análise racional exigiria verificações dos dois estados limites: utilização e ruptura. Por simplificação, muitos autores preferem fazer diretamente apenas a verificação do estado limite de utilização, adotando valores máximos admissíveis das deflexões de tal ordem que o estado limite último ficaria implicitamente verificado. Aspectos que favorecem a segurança, tais como aumento da largura com a profundidade e esforços na base, poderiam ser levados em conta, de maneira implícita ou aproximada, através de um critério menos conservativo.

CAPÍTULO IV

MÉTODOS CONHECIDOS

Apresentam-se neste Capítulo alguns métodos de análise conhecidos da literatura.

4.1 MÉTODO DE SULZBERGER

O método de Sulzberger (1945) considera o poste como um corpo rígido, girando em torno de um ponto localizado abaixo da superfície do terreno, a uma profundidade igual a 2/3 do comprimento enterrado total. O cálculo da carga horizontal máxima é feito comparando-se os momentos atuante e resistente em relação ao ponto de rotação.

O momento resistente, para uma rotação de um ângulo α, é dado por:

$$M_r = \frac{b.K_{oh}.D^3}{36} \text{ tg } \alpha + N \left(\frac{a}{2} - 0,47 \sqrt{\frac{N}{b \,.\, K_{ov} \,.\, \text{tg}\alpha}}\right),$$

onde: b = lado do poste perpendicular ao esforço horizontal;

a = lado do poste paralelo ao esforço horizontal;

D = comprimento da parte enterrada;

α = ângulo de rotação do poste em relação à vertical;

K_{oh} = módulo de reação horizontal na base, definido em função da pressão $(\frac{p_h}{y_h})$, tendo, por conseguinte, dimensão FL^{-3};

K_{ov} = módulo de reação vertical na base, definido em função da pressão $(\frac{p_v}{y_v})$, tendo por dimensão FL^{-3};

N = esforço normal da base.

O momento atuante seria: $M_A = P\ (H + D_o) + N'.e$, onde P é a carga horizontal situada acima do terreno, e uma altura H, N' é uma possível carga vertical com uma excentricidade e e $D_o = \frac{2}{3}\ D$, com D representando o comprimento de engastamento.

O critério adotado por Sulzberger para limitar a carga horizontal P consistiu em fixar um valor máximo para α, de tal forma que tg $\alpha_{max} = 0.01$. Isto significa que o deslocamento máximo admissível no topo é um pouco superior a um centésimo da altura livre, o que pode ser considerado co mo uma aceitável definição de um estado limite de utilização, talvez fornecendo valores conservativos. Nestas condições, igualando os momentos atuante e resistente, chega-se à seguinte expressão para P_{max}:

$$P_{max} = \frac{\dfrac{b \cdot K_{oh} \cdot D^3}{3600} + N \left(\dfrac{a}{2} - 0,47 \sqrt{\dfrac{N}{b \cdot K_{ov} \cdot tg\,\alpha}}\right) - N' \cdot e}{\left(H + \dfrac{2}{3} D\right)}$$

O diagrama das pressões laterais é suposto parabólico, com p_1 sendo a pressão máxima acima do ponto de rotação e p_2 a pressão máxima abaixo deste ponto. As pressões verticais na base obedecem a uma distribuição linear (ver Figura 5), cujo valor máximo é p_3. Os valores de p_1, p_2 e p_3, para um estágio de carregamento correspondente a um ângulo α, são dados por:

$$p_1 = \frac{p_2}{3}$$

$$p_2 = \frac{K_{oh} \cdot D}{3} \; tg\,\alpha$$

$$p_3 = \sqrt{\frac{2 \cdot K_{oh} \cdot N \cdot tg\,\alpha}{b}}$$

4.2 MÉTODO APRESENTADO NO HANDBOOK DE GAYLORD-GAYLORD

Este método baseia-se em uma expressão empíri ca e é bastante utilizado nos Estados Unidos, devido principalmente à rapidez com que pode ser aplicado, face ao uso de ábaco já elaborado. Admite-se que a distribuição das pressões laterais transmitidas ao solo é parabólica, podendo, porém, ser substituída por dois diagramas retangulares, conforme Figura anexa ao ábaco. O poste é considerado rígido e o ponto de rotação está na cota $\frac{2}{3}D$, onde D representa o comprimento de engastamento. Observa-se que é feita a mesma suposição do método de Sulzberger no tocante à localização do ponto de rotação. O solo é caracterizado pelo parâmetro S_1, obtido de um ensaio apropriado de laboratório ou pela medição do esforço necessário para mover uma broca cilíndrica, imersa no solo, tendo 1 1/2" de diâmetro por 6" de altura. Se este método for utilizado, deve-se medir S_1 desde a profundidade de 18" até a de 6 pés, a intervalos de 12". Na ausência de ensaios, S_1 deve ser estimado conservativamente, de acordo com uma classificação grosseira do solo.

No método, são definidos os seguintes coeficientes:

$$C_e = \frac{P}{S_1} \text{ (coeficiente de estabilidade do poste);}$$

$$L_p = \frac{C_e}{a} \text{ (coeficiente de profundidade),}$$

com P sendo a carga horizontal, atuando a uma altura H em re lação à superfície do terreno, e a sendo o lado da base do poste paralelo ao esforço.

Aceita-se como válida a seguinte expressão empírica:

$$C_e = \frac{P}{S_1} = \frac{a\ D^2}{2,37\ .\ D + 2,64\ .\ H}\text{, o que conduz a:}$$

$$L_p = \frac{C_e}{a} = \frac{D^2}{2,37\ .\ D + 2,64\ .\ H}$$

A determinação do comprimento de engastamento segue, então, o seguinte procedimento:

(a) o tipo de solo define o parâmetro S_1;

(b) com P e S_1, calcula-se o coeficiente de estabilidade do poste: $C_e = P/S_1$;

(c) com C_e e a, calcula-se o coeficiente de profundidade: $L_p = C_e/a$;

(d) com L_p e H, calcula-se o comprimento de engastamento D, através da relação: $L_p = \dfrac{D^2}{2,37\ .\ D + 2,64\ .\ H}$.

Baseado neste fluxo, foi elaborado o ábaco da Figura 6, reproduzido do Handbook de Gaylord-Gaylord (1968), que fornece o necessário comprimento de engastamento D, conhecidos:

P = carga lateral;

H = altura livre;

a = dimensão da base do poste paralelo ao esforço;

S_1 = parâmetro caracterizador do solo.

Este método admite um deslocamento máximo, ao nível do terreno, de 1/2".

4.3 MÉTODO DE PRAKASH

O método de Prakash (1961) considera o poste como rígido, admitindo a existência de uma rotação inicial θi. A largura do poste perpendicular ao carregamento, constante, é representada por b, o comprimento de engastamento por D e a altura livre por H. Os esforços atuantes acima da superfície do terreno são reduzidos a M_g (momento), Q_g (carga horizontal) e N (carga vertical), atuantes ao nível desta superfície. A Figura 7 esclarece melhor o assunto.

A profundidade do ponto de rotação é represen tada por D_o e o módulo de reação horizontal é dado pela expressão:

$$K_x = K \left(\frac{x}{D}\right)^n$$

Para solos argilosos pré-adensados, Prakash recomenda tomar $n = 0,15$ e, para solos arenosos ou argilosos normalmente adensados, $n = 1$ e $K = n_h \cdot D$.

Ele definiu também um parâmetro $\alpha = \dfrac{N}{N_{cr}}$, onde N_{cr} é a correspondente carga crítica de flambagem.

Para o estudo do estado limite último, deve-se calcular a maior reação do solo acima do ponto de rotação, bem como a maior abaixo deste ponto, além das correspondentes profundidades, a fim de compará-las com as resistências últimas obtidas do trabalho de Brinch-Hansen (1961). A maior reação horizontal do solo acima do ponto de rotação ocorre, segundo Prakash, a uma profundidade D_1, dada por: $D_1 = \dfrac{n}{n+1} D_o$, enquanto a maior reação abaixo do ponto de rotação ocorre no extremo do poste, ou seja, na profundidade $x = D$.

Baseado nisto, o autor do método estabeleceu uma série de expressões, as quais permitem a obtenção de D, conhecidas as demais grandezas.

Distinguem-se dois casos:

(1º) Solo arenoso ou argiloso normalmente adensado:

$$n = 1 \text{ e } K = n_h \cdot D$$

$$N_{cr} = \frac{n_h \cdot D^3}{36\ (1 + \frac{Hp}{D})} \qquad \text{(Eq. III. 1)}$$

$$\frac{D_o}{D} = \frac{\frac{M_g}{Q_g D} + \frac{3}{4} - \frac{\alpha}{12} + \frac{\alpha \cdot \theta i \cdot n_h\ D^3}{36\ Q_g}}{\frac{3}{2} \cdot \frac{M_g}{Q_g D} + \frac{\alpha \cdot \theta i \cdot n_h \cdot D^3}{24\ Q_g} + 1} \qquad \text{(Eq. III. 2)}$$

$$y_g = \frac{3 . Q_g \cdot \frac{D_o}{D}}{n_h \cdot D^2\ (\frac{3}{2} \cdot \frac{D_o}{D} - 1)} \qquad \text{(Eq. III. 3)}$$

$$q\ (x = D_1) = \frac{3 \cdot Q_g}{D\ (\frac{3}{2} \cdot \frac{D_o}{D} - 1)} \cdot (\frac{D_o}{2\ D})^2 \qquad \text{(Eq. III. 4)}$$

$$q\ (x = D) = \frac{3 \cdot Q_g}{D\ (\frac{3}{2} \cdot \frac{D_o}{D} - 1)} \cdot (\frac{D_o}{D} - 1) \qquad \text{(Eq. III. 5)}$$

(2º) Solo argiloso pré-adensado:

$$N_{cr} = \frac{K \cdot D^2}{14{,}6 \cdot (1 + \frac{Hp}{D})} \qquad \text{(Eq. III. 1')}$$

$$\frac{D_o}{D} = \frac{\dfrac{M_g}{Q_g . D} + 0,683 - \dfrac{\alpha}{6,78} + \dfrac{\alpha . \theta i . K . D^2}{14,6 . Qg}}{1,87 \, . \, \dfrac{M_g}{Q_g . D} + \dfrac{\alpha . \theta i . K . D^2}{7,80 . Q_g} + 1} \qquad \text{(Eq. III. 2')}$$

$$y_g = \frac{2,15 \, . \, Q_g \, . \, \dfrac{D_o}{D}}{K \, . \, D. \, (1,87 \, . \, \dfrac{D_o}{D} - 1)} \qquad \text{(Eq. III. 3')}$$

$$q \; (x = D_1) = \frac{2,15 \, . \, Q_g}{D.(1,87 \, . \, \dfrac{D_o}{D} - 1)} \, . \, (0,870 \cdot \frac{D_o}{D}) \, .$$

$$. \, (0,130 \cdot \frac{D_o}{D})^{0,15} \qquad \text{(Eq.III. 4')}$$

$$q \; (x = D) = \frac{2,15 \, . \, Q_g}{D.(1,87 \, . \, \dfrac{D_o}{D} - 1)} \qquad \text{(Eq. III. 5')}$$

O procedimento para a determinação de D seria o seguinte:

(a) arbitra-se um valor para D e, pela primeira expressão, calcula-se N_{cr} e, posteriormente, $\alpha = \dfrac{N}{N_{cr}}$;

(b) conhecido α, obtem-se $\frac{D_o}{D}$ na segunda expressão;

(c) com o valor de $\frac{D_o}{D}$, e através das expressões 3, 4 e 5, são obtidos y_g, $Q\ (x = D_1)$ e $q\ (x = D)$;

(d) fazem-se, então, as verificações dos estados limites de utilização (com y_g) e último (com $q\ (x = D_1)$ e $q\ (x = D)$, donde se conclui se o valor arbitrado para D é conveniente ou não; ocorrendo a segunda hipótese, arbitra-se outro valor e repete-se o procedimento.

No seu trabalho, Prakash elaborou ábacos para o caso em que a rotação inicial é nula ($\theta_i = 0$), permitindo a obtenção imediata de $\frac{D_o}{D}$, partindo-se de α e $\frac{M_g}{Q_g \cdot D}$. Estes ábacos encontram-se na Figura 3.

4.4 MÉTODO DE BROMS

O método de Broms (1965), advém do estudo das estacas carregadas lateralmente, admitindo-se, por hipótese, que dois tipos de ruptura podem ocorrer:

(a) por cisalhamento do solo;

(b) por ter sido atingido o momento de ruptura de seção transversal da estaca.

O primeiro tipo de ruptura ocorre com as estacas ditas curtas, enquanto o segundo acontece com as estacas longas.

Para cada um dos dois casos, foi prevista a situação da extremidade superior da estaca apresentar-se livre ou engastada em um bloco de coroamento.

Broms elaborou ábacos que permitem a obtenção da carga lateral de ruptura (P_{ult}), em função do solo (caso a) e do solo e do momento de ruptura da seção transversal (caso b). Estabeleceu também a possibilidade de se considerar um limite para o deslocamento transversal da estaca ao nível da superfície do terreno, que, em alguns casos, poderá ser o fator determinante do limite para a carga lateral.

Para aplicação ao estudo dos postes, interessa o caso único de ruptura do solo. Os diagramas de reação do solo nestas estacas está representado na Figura 9, distinguindo-se, respectivamente, a situação de solo coesivo e não coesivo.

Na Figura 9, vêem-se os seguintes elementos:

C_u = coesão determinada a partir de ensaio não drenado;

b = diâmetro ou largura da estaca;

γ = peso específico do solo;

K_p = coeficiente de empuxo passivo (Rankine), obtido em função do ângulo de atrito interno pela expressão:

$$K_p = t_g^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right).$$

A carga de ruptura pode ser obtida dos ábacos da Figura 10, conforme o solo seja coesivo ou não coesivo. Pode-se adotar um fator de segurança global, da ordem de 2,5, ou, como é mais modernamente indicado, utilizarem-se fatores de majoração das cargas e minoração dos parâmetros resistentes, recomendando-se, neste último caso, o seguinte:

(a) Majoração - cargas permanentes: 1,50
- cargas acidentais : 2,00

(b) Minoração - coesão: $C_{proj.} = 0{,}75\ c$
- atrito: $t_g\ \phi_{proj} = 0{,}75 \times tg\ \phi$

Deixa-se, aqui, de estabelecer o limite de deformação ao nível da superfície do terreno, tendo em vista os baixos valores de H/D tomados por Broms nos ábacos correspondentes, valores estes reais para o caso das estacas, mas muito aquém dos que ocorrem nos postes.

Para pequenos valores de $\frac{D}{b}$, as curvas dos ábacos de Broms tendem a se superporem, ocasionando grande im precisão no cálculo de P_{ult}. Este é o motivo pelo qual não se aconselha a utilização destes ábacos para o caso dos postes.

CAPÍTULO V

MÉTODOS DESENVOLVIDOS

Encontram-se neste Capítulo os três métodos desenvolvidos no presente trabalho, no sentido de resolver o problema da determinação do comprimento de engastamento de um poste, imerso em um solo conhecido, com altura livre H, solicitado por uma força horizontal P no seu topo. Uma simplificação do método de Prakash também é apresentada, bem como um procedimento aproximado, visando a levar-se em conta um possível aumento da seção transversal do poste com a profundidade.

5.1 MÉTODO DA SUPERFÍCIE DE RUPTURA

Este método é baseado em uma análise do solo na ruptura. Admite-se que a ruptura do solo se processa ao longo de uma superfície de ruptura, considerada plana e fazendo um ângulo de ω com a horizontal (cunha de ruptura).

O estudo do equilíbrio desta cunha é feito considerando o problema bidimensional, tal como se faz nas teorias sobre estabilidade de taludes e empuxos de terra. As características tridimensionais são posteriormente consideradas através de um fator multiplicativo λ. Minikin (1950) concluiu que os valores de λ variavam entre 2,3 e 3,4.

O ponto de rotação do poste foi considerado como situado na superfície do terreno. Segundo Prakash (1961), à medida que o solo se aproxima da ruptura, o ponto de rotação localiza-se a profundidades cada vez menores. Na ocasião da ruptura, ele situa-se na superfície do terreno.

Estudando o equilíbrio do poste e chamando de M_a o momento dos esforços laterais que o solo exerce sobre ele em relação ao ponto de interseção do eixo do poste com a superfície do terreno, tem-se:

$$M_a = P \cdot H$$

Este momento será igual ao momento dos esforços laterais que o poste exerce sobre a cunha em relação ao mesmo ponto. Ele é que tenderá a provocar a ruptura do solo. Por este motivo, será chamado de momento atuante e representado por M_a.

O momento que tenderá a manter a cunha estável (momento resistente) será proporcionado pelo peso da cunha e pelos esforços mobilizados entre a cunha e o resto do maciço do solo, ao longo da superfície de ruptura. Quando do estudo bidimensional, este momento será representado por M'_r. Ao se considerarem os efeitos tridimensionais, o momento resistente será representado por M_r, onde:

$$M_r = \lambda \cdot M'_r.$$

Seja a cunha da Figura 12. No ponto N, além da coesão do solo, atuará uma tensão σ_R, que faz um ângulo ϕ com a normal à superfície de ruptura. Esta tensão pode ser calculada a partir das tensões σ_X (vertical) e σ_Y (horizontal), atuantes no referido ponto (ver Figura 11). Na ocasião da ruptura, um estado de equilíbrio plástico é desenvolvido. Assim:

$$\sigma_X = \gamma \cdot X \qquad \text{(solo homogêneo)}$$

$$\sigma_Y = K_p \, \sigma_X = K_p \cdot \gamma \cdot X$$

onde K_p é o coeficiente de empuxo passivo.

Logo:

$$\sigma_R = \sqrt{\sigma_X^2 + \sigma_Y^2} = \sqrt{(\gamma \cdot X)^2 + (K_p \cdot \gamma \cdot X)^2} = \gamma \cdot X \cdot \sqrt{K_p^2 + 1}$$

As componentes normal e tangencial são:

$$\sigma_N = \sigma = \sigma_R .\ \cos\phi = \gamma .\ X \sqrt{K_p^{\,2} + 1}\ \cos\phi$$

$$\sigma_T = \sigma_R .\ \text{sen}\ \phi = \gamma .\ X \sqrt{K_p^{\,2} + 1}\ \text{sen}\ \phi$$

Como $K_p = t_g^{\,2}(45 + \frac{\phi}{2})$ e fazendo-se

$$f_N(\phi) = \sqrt{K_p^{\,2} + 1}\ \cos\phi = \sqrt{t_g^{\,4}(45 + \frac{\phi}{2}) + 1} .\ \cos\phi$$

$$f_T(\phi) = \sqrt{K_p^{\,2} + 1}\ \text{sen}\ \phi = \sqrt{t_g^{\,4}(45 + \frac{\phi}{2}) + 1}\ \text{sen}\ \phi$$

têm-se:

$$\sigma_N = \sigma = f_N(\phi)\ .\ \gamma .\ X$$

$$\sigma_T = f_T(\phi)\ .\ \gamma .\ X$$

A Tabela seguinte fornece os valores de $f_N(\phi)$ e $f_T(\phi)$ para valores de ϕ entre 0^o e 45^o (ϕ = ângulo de atrito interno do solo).

Em um elemento infinitessimal, de comprimento ds ao longo da superfície de ruptura e localizado no ponto N (Figura 12), atuarão os seguintes esforços

$$dC = c.b.ds$$

$$dR_T = \sigma_T .b.ds = f_T(\phi).\gamma .\ X.b.ds$$

$$dR_N = \sigma_N .b.ds = f_N(\phi).\gamma .\ X.b.ds$$

onde c = coesão do solo

γ = peso específico do solo

b = largura do poste

Os esforços dC e dR_T atuam ao longo da superfícies de ruptura, enquanto dR_N é normal à mesma.

A geometria da Figura 12 fornece:

$$\overline{QS} = D.\cos\omega$$

$$\overline{QN} = \overline{QM} - \overline{MN} = D.\,\text{sen}\,\omega - \frac{(D-X)}{\text{sen}\,\omega} = \frac{X-\cos^2\omega.D}{\text{sen}\,\omega}$$

$$ds = \frac{dx}{\text{sen}\,\omega}$$

Os esforços dC, dR_N e dR_T contribuem para o momento resistente bidimensional com os seguintes valores:

$$dM'_{r_c} = dC.\overline{QS} = \frac{1}{\text{sen}\,\omega}.c.b.dx.D.\cos\omega = \text{cotg}\,\omega.c.b.D.dx$$

$$dM'_{r_{R_T}} = dR_T.\overline{QS} = \frac{1}{\text{sen}\,\omega}.f_T(\phi).b.\gamma.X.dx.D.\cos\omega$$

$$= \text{cotg}\,\omega.\,f_T(\phi).b.\gamma.D.x.dx$$

$$dM'_{r_{R_N}} = dR_N.\overline{QN} = \frac{1}{\text{sen}\,\omega}.f_N(\phi).b.\gamma.x.dx.\frac{x-\cos^2\omega.D}{\text{sen}\,\omega}$$

$$= \frac{1}{\text{sen}^2\omega}.f_N(\phi).b.\gamma.x^2.dx-\text{cotg}^2\,\omega.f_N(\phi).b.\gamma.D.x.dx$$

Percorrendo toda a superfície de ruptura, vem:

$$M'r_c = \int dM'r_c = \int_0^D \cot g\,\omega . c.b.D.dx = \cot g\,\omega . c.b.D^2$$

$$M'r_{R_T} = \int dM'r_{R_T} = \int_0^D \cot g\,\omega .\ f_T(\phi).b.\gamma.D.x.dx$$

$$= \frac{\cot g\,\omega}{2} .\ f_T(\phi).b.\gamma.D^3$$

$$M'r_{R_N} = \int dM'r_{R_N} = \int_0^D \left(\frac{1}{sen^2\omega} .\ f_N(\phi).b.\gamma.x^2 - \cot g^2\,\omega .\right.$$

$$\left. .f_N(\phi).b.\gamma.D.x\right) dx$$

$$= \left(\frac{1}{3\ sen^2\omega} - \frac{\cot g^2\,\omega}{2}\right) .f_N(\phi).b.\gamma.D^3$$

O peso W da cunha também contribui com uma parcela no momento resistente:

$$W = b.\frac{\overline{IS}.\overline{SM}}{2} .\ \gamma = \frac{\cot g\,\omega}{2} .b.\gamma.D^2$$

$$M'r_W = W.\ \frac{\overline{IS}}{3} = \frac{\cot g^2\,\omega}{6}.\gamma.b.D^3$$

O momento resistente bidimensional total será:

$$M'r = M'r_c + M'r_{R_T} + M'r_{R_N} + M'r_W$$

$$M'r = b.D^2.\left(\cot g\,\omega .c+\gamma.D.\left(\frac{\cot g\omega}{2} .f_T(\phi)+\left(\frac{1}{3.sen^2\omega} - \frac{\cot g^2\omega}{2}\right) f_N(\phi) + \frac{\cot g^2\omega}{6}\right)\right)$$

O momento resistente tridimensional será:

$$M_r = \lambda \, M'_r$$

Na ocasião da ruptura, deve-se ter:

$$M_a = M_r \rightarrow P_r . H = M_r \rightarrow P_r = \frac{M_r}{H}$$

Logo, a carga lateral de ruptura será dada por:

$$P_r = \frac{\lambda . b . D^2}{H} \left(\text{cotg}\, \omega . c + \gamma . D . \left(\frac{\text{cotg}\, \omega}{2} . f_T(\phi) + \left(\frac{1}{3 \, \text{sen}^2 \omega} - \frac{\text{cotg}^2 \omega}{2} \right) f_N(\phi) + \frac{\text{cotg}^2 \omega}{6} \right) \right)$$

Para a carga admissível, tem-se:

$$\overline{P} = \frac{P_r}{\nu}$$

onde ν é o fator de segurança.

No presente trabalho, tomou-se $\omega = 75^o$ e $\lambda = 2,5$, valores que forneceram bons resultados em comparação com os poucos resultados experimentais de que se dispunha. Estas experiências referem-se a solos arenosos. Sugere-se um estudo experimental minucioso, tanto com areias como com argilas, para fixação de ω e λ.

Para $\omega = 75^o$ e $\lambda = 2,5$ a expressão de P_r fica:

$$P_r = \frac{b.D^2}{H} . (0,68\ c + \gamma.D.(0,35.f_T(\phi)+0,78.\ f_N(\phi)+0,03))$$

Tabela III

VALORES DE $f_N(\phi)$ E $f_T(\phi)$								
ϕ	f_N	f_T	ϕ	f_N	f_T	ϕ	f_N	f_T
0	1,41	0,00						
1	1,44	0,03	16	1,95	0,56	31	2,81	1,69
2	1,47	0,05	17	1,99	0,61	32	2,89	1,80
3	1,49	0,08	18	2,04	0,66	33	2,97	1,93
4	1,52	0,11	19	2,09	0,72	34	3,05	2,06
5	1,55	0,14	20	2,13	0,78	35	3,13	2,19
6	1,58	0,17	21	2,19	0,84	36	3,22	2,34
7	1,61	0,20	22	2,24	0,90	37	3,31	2,49
8	1,64	0,23	23	2,29	0,97	38	3,41	2,66
9	1,68	0,27	24	2,35	1,05	39	3,50	2,84
10	1,71	0,30	25	2,41	1,12	40	3,61	3,03
11	1,75	0,34	26	2,47	1,21	41	3,71	3,23
12	1,78	0,38	27	2,53	1,29	42	3,82	3,44
13	1,82	0,42	28	2,60	1,38	43	3,94	3,67
14	1,86	0,46	29	2,67	1,48	44	4,06	3,92
15	1,90	0,51	30	2,74	1,58	45	4,18	4,18

Cabe aqui salientar que a superfície de ruptura não é rigorosamente plana, assumindo, provavelmente, uma forma curva. O grau de incerteza existente no problema, porém, não permite que se garanta resultados mais precisos ao se considerar uma superfície de ruptura de forma mais complexa.

5.2 MÉTODO DO CORPO RÍGIDO

Este método admite que o poste se comporta como um corpo rígido. O seu movimento pode assim ser descrito por uma rotação em torno de um ponto do trecho enterrado. A resistência a esta rotação é fornecida pelo solo, que controla o comportamento do sistema solo-poste carregado lateralmente. Esta resistência se expressa através de reações que o solo exerce sobre o poste e que devem equilibrá-lo estaticamente. A natureza destas reações varia com o tipo de solo, dependendo das características do seu diagrama tensão x deformação.

Aplicando as equações de equilíbrio da estática para o poste imerso em um solo conhecido, obtêm-se as expressões das grandezas que definem o seu movimento como corpo rígido, expressões estas que são função da carga lateral P. Fixando um critério de projeto, pode-se calcular o valor limite admissível para P. Para se chegar às expressões acima referidas, distinguem-se dois tipos de solo, que serão analisados a seguir.

(1º) Solo com módulo de reação horizontal constante com a profundidade ($K(x) = K$).

As argilas pré-adensadas se aproximam desta situação e podem ser tratadas dentro desta hipótese.

Seja, então, um poste rígido, sujeito a uma carga lateral P, situada a uma distância H acima da superfície do terreno. O poste, cujo comprimento de engastamento é D, terá seu movimento bem definido pelo ângulo de rotação α, em torno de um ponto situado a uma profundidade D_o. Como o módulo de reação horizontal é constante com a profundidade, o diagrama das reações que o solo exerce sobre o poste é linear. A Figura 13 esclarece a questão.

O deslocamento lateral a uma profundidade x é:

$$y(x) = y_o - t_g\,\alpha.x = y_o - m.x. \quad \text{onde } m = t_g\,\alpha$$

A reação do solo, expressa em força por unidade de comprimento, será:

$$q(x) = K.(y_o - m.x)$$

Aplicando as condições de equilíbrio da estática ao poste, tem-se:

(a) Equilíbrio de momentos em relação ao ponto S, localizado na superfície do terreno:

$$\Sigma M_S = 0 \rightarrow P.H + \int_o^D K.(y_o - m.x).x.dx = 0$$

$$P.H = -\int_o^D K.x.(y_o - m.x).dx$$

$$H = \frac{K\,D^3}{3} \cdot \frac{m}{P} - \frac{K\,D^2}{2} \cdot \frac{y_o}{P} \qquad \text{(Eq. V.1)}$$

(b) Equilíbrio dos eforços horizontais:

$$\Sigma F_y = 0 \rightarrow P - \int_o^D K.(y_o - m.x)\,dx = 0$$

onde o sinal negativo se faz necessário, pois quando $y(x)$ é positivo, a reação do solo tem sentido contrário a P.

Da equação acima, vem:

$$P = \int_o^D K.(y_o - m.x)\,dx$$

$$1 = - \frac{K\,D^2}{2} \cdot \frac{m}{P} + K\,D\,\frac{y_o}{P} \qquad \text{(Eq. V.2)}$$

Chamando:

$$A = \frac{K\,D^3}{3}$$

$$B = -\frac{K\,D^2}{2}$$

$$C = K.D$$

$$m^* = \frac{m}{P}$$

$$y_o^* = \frac{y_o}{P}$$

as equações V.1 e V.2 podem ser agrupadas no sistema abaixo:

$$\begin{cases} H = A.\, m^* + B.\, y_o^* \\ 1 = B.\, m^* + C.\, y_o^* \end{cases} \longrightarrow \begin{bmatrix} H \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A & B \\ B & C \end{bmatrix} \begin{bmatrix} m^* \\ y_o^* \end{bmatrix}$$

Resolvendo, tem-se:

$$m^* = \frac{H.C - B}{A.C - B^2}$$

$$y_o^* = \frac{A - H.B}{A.C - B^2}$$

As grandezas y_o^* e m^* representam o deslocamento horizontal ao nível do terreno e a tangente do ângulo de rotação, quando a carga horizontal é unitária. Para uma carga P qualquer, ter-se-ia:

$$m = P.\, m^*$$

$$y_o = P.\, y_o^*$$

Como se observa no desenvolvimento acima, m^* e y_o^* dependem de D, H e K.

(2º) Solo com módulo de reação horizontal variando linearmente com a profundidade $(K(x) = n_h \,.\, x)$.

As argilas normalmente adensadas e as areias podem ser enquadradas neste caso.

Considere-se a Figura 13, bem como as grandezas definidas no 1º caso. A diferença entre os dois casos reside no diagrama das reações que o solo exerce sobre o poste, que, agora, é parabólico:

$$q(x) = K(x) . y(x) = n_h . x . (y_o - m . x)$$

Aplicando as condições de equilíbrio da estática ao poste, vem:

(a) Equilíbrio de momentos em relação ao ponto S:

$$\Sigma M_S = 0 \rightarrow P.H + \int_o^D n_h . x . (y_o - m.x) . x.dx = 0$$

$$H = \frac{n_h . D^4}{4} . \frac{m}{P} - \frac{n_h . D^3}{3} . \frac{y_o}{P} \qquad \text{(Eq. V.1')}$$

(b) Equilíbrio dos esforços horizontais:

$$\Sigma F_y = 0 \rightarrow P - \int_o^D n_h . x . (y_o - m.x) . dx = 0$$

$$1 = - \frac{n_h . D^3}{3} . \frac{m}{P} + \frac{n_h . D^2}{2} . \frac{y_o}{P} \qquad \text{(Eq. V.2')}$$

Chamando:

$$A = \frac{n_h . D^4}{4}$$

$$B = -\frac{n_h . D^3}{3}$$

$$C = \frac{n_h . D^2}{2}$$

$$m^* = \frac{m}{P}$$

$$y_o^* = \frac{y_o}{P}$$

as equações V.1' e V.2' podem ser agrupadas no seguinte sis tema:

$$\begin{cases} H = A \, . \, m^* + B \, . \, y_o^* \\ 1 = B \, . \, m^* + C \, . \, y_o^* \end{cases} \longrightarrow \begin{bmatrix} H \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A & B \\ B & C \end{bmatrix} \begin{bmatrix} m^* \\ y_o^* \end{bmatrix}$$

Resolvendo, acha-se:

$$m^* = \frac{H.C - B}{A.C - B^2}$$

$$y_o^* = \frac{A - H.B}{A.C - B^2}$$

Para uma carga horizontal P, tem-se:

$$m = P \, . \, m^*$$

$$y_o = P . \, y_o^*$$

Observa-se, então, que, conhecidos o solo (através do parâmetro K ou n_h), a altura livre H e o comprimento de engastamento D, pode-se obter a carga P admissível, desde que se adote algum deslocamento limite como critério de projeto.

No presente trabalho, adotou-se como critério de projeto a limitação do deslocamento y_o ao nível do terreno. O valor limite foi tomado como $\bar{y}_o$ = 1,5 cm, que se revelou adequado, como pode ser visto no Capítulo seguinte.

Assim, ter-se-ia:

$$P \cdot y_o^* \leq \bar{y}_o$$

$$P \leq \frac{\bar{y}_o}{y_o^*}$$

Em alguns casos, especialmente para grandes valores da altura livre H, pode ser conveniente estabelecer-se um valor limite para o deslocamento admissível no topo do poste. Sendo $\bar{\delta}$ este deslocamento admissível, o valor limite para P seria dado pela expressão:

$$P\ (y_o^* + m^*.H) \leq \bar{\delta}$$

$$P \leq \frac{\bar{\delta}}{(y_o^* + m^*\ H)}$$

O projeto de revisão da "Especificação de Postes de Concreto Armado" (EB - 107), adota os seguintes valores para:

$$\bar{\delta} = 0{,}025 \cdot (H + D), \text{ se } P > 200 \text{ Kgf};$$

$$\bar{\delta} = 0{,}035 \cdot (H + D), \text{ se } P \leq 200 \text{ Kgf}.$$

Adotando-se o critério do valor admissível igual a 1,5 cm para o deslocamento ao nível do terreno, foram elaborados Tabelas para vários tipos de solo, as quais fornecem o valor limite para P em função da altura livre H e do comprimento de engastamento D. As Tabelas foram confeccionadas em um computador IBM/360 e se encontram no APÊNDICE B. O solo é caracterizado pelo parâmetro K ou n_h, conforme seu módulo de reação horizontal seja constante ou varie linearmente com a profundidade. As unidades adotadas foram Kgf (quilograma-força) e cm (centímetro), para todas as grandezas envolvidas no problema.

O presente método deve ser aplicado em situações onde a condição de poste suficientemente rígido seja atendida. Esta condição, para cada um dos dois casos abordados, é assim expressa:

(1º) $K(x) = K$

Fator de rigidez relativa:

$$R = \sqrt[4]{\frac{E\ I}{K}}$$

Critério de poste rígido:

$$\frac{D}{R} \leq 2$$

$$(2^{o})\quad K(x) = n_h \cdot x$$

Fator de rigidez relativa:

$$T = \sqrt[5]{\frac{E\ I}{n_h}}$$

Critério de poste rígido:

$$\frac{D}{T} \leq 2$$

5.3 MÉTODO DA VIGA SOBRE BASE ELÁSTICA

Este método está baseado na teoria da viga sobre base elástica (Hetényi, 1946). Nesta teoria, admiti-se que a reação exercida pelo solo sobre o poste é, em cada ponto, porporcional ao deslocamento transversal do poste nesse ponto, independentemente das reações e deslocamentos nos demais pontos (hipóteses de Winkler). Isto é equivalente a não se exigir continuidade do solo, desprezando as tensões de cisalhamento mobilizadas entre suas partes. O solo se comporta como constituído por uma série de molas independentes. Cada uma destas molas só trabalha quando uma carga a solicita diretamente.

A teoria da viga sobre base elástica adota as seguintes hipóteses:

- Admite-se válida a hipótese de Winkler, de acordo com a qual cada uma das pequeninas partes em que se imagina dividido o solo de fundação obedece à Lei de Hooke, com elasticidade definida pelo módulo de reação do solo;

- o solo trabalha tanto à tração como à compressão (no caso particular dos postes, onde existe solo de ambos os lados da peça, esta hipótese não é exigida, pois é possível sempre se raciocinar como sendo a reação fornecida pela parte comprimida);

- desprezam-se as forças paralelas ao eixo longitudinal da peça que porventura atuem no sistema, em virtude do atrito solo-estrutura. As forças atuantes são exclusivamente normais à viga;

- admite-se uma pequena deflexão da linha elástica, de forma que seções normais à peça, separadas entre si de Δx, continuem sendo normais e separadas da mesma distância Δx após a deformação.

Com base nestas hipóteses, estabelecem-se as equações diferenciais que regem o problema, distinguindo-se os casos de $K(x) = K$ e $K(x) = n_h . x$. A solução destas equações diferenciais fornece os valores dos deslocamentos, rotações, momentos fletores, esforços cortantes e reações, como função da profundidade.

Para peças longas, a solução das equações diferenciais pode ser obtidas como se a peça fosse de comprimento infinito, o que facilita bastante a resolução do problema. Esta simplificação é muito usada no estudo das estacas longas, onde a parte enterrada tem comprimento considerável. No caso dos postes, em que o comprimento de engastamento é pequeno, não se admite tal simplificação.

O presente método de análise dos postes, assim como o método do corpo rígido, exige o cálculo do deslocamento horizontal ao nível do terreno. Para também possibilitar a adoção de um critério onde se limite o deslocamento horizontal no topo do poste, faz-se necessário obter o valor da rotação ao nível do terreno.

Para o estudo da questão, pode-se trazer o esforço horizontal P, atuando a uma altura H, para o nível do terreno, com a inclusão do momento M = P.H (ver Figura 14). O problema pode, então, ser subdividido em dois: o primeiro, com a parte enterrada sendo solicitada por uma força horizontal P, atuando ao nível do terreno; o segundo, com um momento solicitante $M = P.H$, também situado ao nível do terreno.

A análise da viga sobre base elástica para o primeiro caso, da força horizontal P, fornece as seguintes expressões para o deslocamento $y(0)$ e para a rotação $\theta(0)$, na superfície do terreno:

$$y(0) = y_p \cdot \frac{P}{E\ I\ \beta^3}$$

$$\theta(0) = \theta_p \cdot \frac{P}{E\ I\ \beta^2}$$

onde: E = módulo de elasticidade do material do poste;

I = momento de inércia da seção transversal do poste, suposta constante, em relação ao eixo Z;

β = coeficiente de rigidez, definido como segue:

$$\text{(a)}\ K(x) = K \qquad \beta = \sqrt[4]{\frac{K}{4\ E\ I}}$$

$$\text{(b)}\ K(x) = n_h . x \qquad \beta = \sqrt[5]{\frac{n_h}{E\ I}}$$

Os coeficientes adimensionais y_p e θ_p são funções de $\beta.D$ e podem ser obtidos nas Tabelas do APÊNDICE C. Estas Tabelas foram elaboradas em um computador IBM/360, resol vendo o problema da viga sobre base elástica para várias situações.

Para o caso do momento atuante, chega-se a expressões semelhantes:

$$y(0) = y_M \cdot \frac{M}{E\ I\ \beta^2} = y_M \cdot \frac{P.H}{E\ I \beta^2}$$

$$\theta(0) = \theta_M \cdot \frac{M}{E\ I \beta} = \theta_M \cdot \frac{P.H}{E\ I \beta}$$

com os valores de y_M e θ_M também tabelados, em função de βD, no APÊNDICE C.

Para o caso real, em que P e M atuam simultaneamente, pode-se aplicar o "Princípio da Superposição", obtendo-se:

$$y(0) = y_p \cdot \frac{P}{E\ I \beta^3} + y_M \cdot \frac{P.H}{E\ I\ \beta^2}$$

$$\theta(0) = \theta_p \cdot \frac{P}{E\ I\ \beta^2} + \theta_M \cdot \frac{P.H}{E\ I\ \beta}$$

ou, ainda:

$$E\ I\ y(0) = P\ (\frac{y_p}{\beta^3} + \frac{y_M . H}{\beta^2}) \qquad \text{(Eq. V.3)}$$

$$E\ I\ \theta(0) = P\ (\frac{\theta_p}{\beta^2} + \frac{\theta_M . H}{\beta}) \qquad \text{(Eq. V.4)}$$

Estabelecendo-se, como critério de projeto, um valor limite para o deslocamento horizontal ao nível do terreno ($\bar{y}_o$), encontra-se:

$$P \leq \frac{E.\ I.\ \bar{y}_o}{y_p \cdot \frac{1}{\beta^3} + y_M \cdot \frac{H}{\beta^2}}$$

O valor máximo admissível para P fica, então, definido em função das características de rigidez do poste, do solo, da altura livre e do comprimento de engastamento.

Neste trabalho, adotou-se $\bar{y}_o$ = 1,5 cm.

Caso se deseje estabelecer um limite para o deslocamento no topo ($\bar{\delta}$), pode-se considerar o deslocamento neste ponto como constituído de três partes:

- Uma devida ao deslocamento horizontal ao nível do terreno ($y(0)$);

- uma outra devida à rotação ao nível do terreno ($H.\theta(0)$);

- uma terceira devida à flexão da parte livre, como uma peça rigidamente engastada (δ').

Chamando de x' a distância de uma seção qualquer ao topo do poste (Figura 15) e de I(x') o momento de inércia desta seção, acha-se:

$$\delta' = P \int_0^H \frac{x'^2}{E\,I(x')}\,dx' = P.\,\delta^*$$

Se I(x') é constante e igual a I, tem-se:

$$\delta^* = \frac{H^3}{3\,E\,I} \quad e \quad \delta' = P\,.\,\frac{H^3}{3\,E\,I}$$

Assim, $y(0) + H.\theta(0) + \delta' \leq \bar{\delta}$

ou seja: $P\left[\frac{1}{E\,I}\left(\frac{y_p}{\beta^3} + \frac{y_M.H}{\beta^2}\right) + \frac{1}{E\,I}\left(\frac{\theta_p.H}{\beta^2} + \frac{\theta_M.H^2}{\beta}\right) + \delta^*\right] \leq \bar{\delta}$

O valor de P admissível pode ser obtido da expressão acima.

Observe-se que uma variação de inércia na parte livre é permitida. A parte enterrada, porém, tem inércia constante. Posteriormente, será proposta uma maneira simplificada de se considerar a variação de inércia da parte enterrada.

5.4 MÉTODO DE PRAKASH SIMPLIFICADO

O método de Prakash (1961) pode ser transformado em expressões que fornecem a carga horizontal P admissí vel, em função do comprimento de engastamento D, da relação H/D e do tipo de solo. Considerando-se nula a rotação inicial θ_i e desprezando-se a carga vertical N, tem-se:

$$\theta_i = 0$$

$$\alpha = N/N_{cr} = 0$$

$$Q_g = P$$

$$M_g = P.H$$

O critério de projeto a ser adotado é limitar o deslocamento ao nível do terreno, y_g, a 1,5 cm. Assim, $\bar{y}_g = 1,5$ cm.

São considerados, a seguir, os dois casos analisados por ele no seu trabalho original, substituindo-se θ_i, α, Q_g e M_g pelos seus valores acima indicados.

(1º) Solo arenoso ou argiloso normalmente adensado:

$$\frac{D_o}{D} = \frac{\frac{H}{D} + \frac{3}{4}}{\frac{3}{2}\frac{H}{D} + 1} = f_1^*\left(\frac{H}{D}\right)$$

$$P = \frac{\left(\frac{3}{2} \cdot \frac{D_o}{D} - 1\right)}{3 \cdot \frac{D_o}{D}} \cdot y_g \cdot n_h . D^2 = f_1\left(\frac{H}{D}\right) \cdot y_g . n_h . D^2$$

$$P \leq \bar{y}_g \cdot f_1\left(\frac{H}{D}\right) \cdot n_h . D^2$$

onde:

$$f_1\left(\frac{H}{D}\right) = \frac{\frac{3}{2} \cdot \left(\frac{\frac{H}{D} + \frac{3}{4}}{\frac{3}{2} \cdot \frac{H}{D} + 1}\right) - 1}{3 \cdot \left(\frac{\frac{H}{D} + \frac{3}{4}}{\frac{3}{2} \cdot \frac{H}{D} + 1}\right)}$$

(2º) Solo argiloso pré-adensado:

$$\frac{D_o}{D} = \frac{\frac{H}{D} + 0{,}683}{1{,}87 . \frac{H}{D} + 1} = f_2^* \left(\frac{H}{D}\right)$$

$$P = \frac{\left(1{,}87 \, \frac{D_o}{D} - 1\right)}{2{,}15 \, \frac{D_o}{D}} \cdot y_g . K . D. = f_2\left(\frac{H}{D}\right) \cdot y_g . K . D.$$

$$P \leq \bar{y}_g \cdot f_2\left(\frac{H}{D}\right) \cdot K . D$$

onde:

$$f_2\left(\frac{H}{D}\right) = \frac{1{,}87 \left(\frac{\frac{H}{D} + 0{,}683}{1{,}87 \, \frac{H}{D} + 1}\right) - 1}{2{,}15 \cdot \left(\frac{\frac{H}{D} + 0{,}683}{1{,}87 . \frac{H}{D} + 1}\right)}$$

Os valores de $f_1(\frac{H}{D})$ e $f_2(\frac{H}{D})$ encontram-se tabelados no APÊNDICE D.

5.5 CONSIDERAÇÃO DA VARIAÇÃO DA INÉRCIA DA PARTE ENTERRADA

Conforme foi visto em 3.3.1, os deslocamentos que ocorrem em um poste cuja parte enterrada tem sua largura aumentando com a profundidade são menores que se o o poste tivesse largura constante e igual à correspondente ao nível do terreno. Os métodos do corpo rígido e da viga sobre base elástica consideram uma seção constante da parte enterrada e admitem, como critério de projeto, um valor limite para o deslocamento horizontal em algum ponto. Caso o poste tenha sua inércia crescente com a profundidade, aconselha-se aplicar o método como se o poste tivesse inércia constante, que seria tomada como a da seção ao nível do terreno. Este procedimento forneceria valores conservativos para a carga P, pois os deslocamentos calculados para uma dada carga seriam maiores que os reais.

Considere-se, agora, um critério de projeto em que as reações lateriais do solo não devam ultrapassar uma fração do valor de $q_u(x)$, obtido conforme recomenda Brinch Hansen (1961). Seja b(x) a largura do poste à profundidade x e b(o) = b.

Suponha-se o seguinte critério de projeto:

$q(x) \leq \frac{q_u(x)}{\nu}$, onde ν é um coeficiente de segurança tal que $\frac{q_u(x)}{\nu} \leqslant q_e(x)$; isto significa que o estudo limita-se ao regime elástico.

Nestas condições, q(x) é proporcional à carga lateral P atuante no poste:

$q = m_1(x) . P$, com $m_1(x)$ sendo o coeficiente de proporcionalidade para a profundidade x.

A carga P admissível seria, então, a maior carga que satisfizesse à condição a seguir, para todo x, entre 0 e D, ou seja:

$$m_1(x) . P \leq \frac{q_u(x)}{\nu} \rightarrow m_1(x) . \nu . P \leq q_u(x) \quad \forall x \in \{0, D\}$$

Prakash (1961) testa esta condição apenas para duas profundidades, onde ocorrem os valores máximos de q(x), acima e abaixo do ponto de rotação. Estas profundidades são, respectivamente, D_1 e D, onde D_1 é dado pela expressão: $D_1 = \frac{n}{n + 1} D_o$, em que:

D_o = profundidade do ponto de rotação do poste;

$$n \begin{cases} = 0{,}15, \text{ para argilas pré-adensadas;} \\ = 1, \text{ para areias e argilas normalmente adensadas.} \end{cases}$$

Sugere-se, para efeito do problema discutido neste item, considerar a verificação na profundidade D como sendo a determinante do valor máximo de P. Assim,

$$m_1(D) \,.\, \nu \quad P \leq q_u(D)$$

O valor de $q_u(x)$ é dado por:

$$q_u(x) = b(x).c.N_{c,x} \quad \text{(solos coesivos);}$$

$$q_u(x) = b(x).\ p'.N_{q,x} \quad \text{(solos não coesivos),}$$

onde:

c = coesão;

p'= pressão vertical efetiva na profundidade x;

$N_{c,x}$ e $N_{q,x}$ = fatores de Brinch-Hansen, dependendo de x e $b(x)$.

Genericamente, pode-se escrever:

$$q_u(x) = b(x).\ s.\ N(x,b(x))$$

com s podendo representar c ou p' e $N(x,b(x))$ podendo significar $N_{c,x}$ ou $N_{q,x}$, conforme o caso.

Analisando, para $x = D$, os dois casos (inércia constante e inércia variável), tem-se:

$$b(D) = b \rightarrow m_1.\ \nu\ P \leq b.s.N(D,b) \rightarrow m_1\ \nu.P_{max} = b.s.N(D,b)$$

$$b(D) = b \rightarrow m_1.\ \nu\ P' \leq b(D).s.N(D,b(D) \rightarrow m_1 \nu\ .\ P'_{max} = b(D).\ S.N(D,b(D))$$

Das expressões acima, chega-se a:

$$\frac{P'_{max}}{P_{max}} = \frac{b(D) . N(D,b(D))}{b . N(D,b)} = F$$

Logo, F representa o fator pelo qual se deve multiplicar a carga P_{max}, obtida da análise em que se considera a inércia do poste constante e igual à da seção do nível do terreno, para se obter a carga P'_{max}, que leva em conta, de maneira aproximadada, esta variação de inércia.

Com a finalidade de elucidar o procedimento proposto, considere-se o exemplo de um solo não coesivo (arenoso), com ângulo de atrito interno $\phi = 30^o$ e um poste cuja largura varia conforme a Figura 16, Seja D = 200 cm, b = 30 cm e $t_g \alpha = 0,01$.

$$b(x) = b + 2. x. t_g \alpha \qquad b(D) = b+2. D. t_g \alpha \qquad b(D) = 34 \text{ cm}$$

$$\text{Para } \phi = 30^o\text{: } N_q(D,b) = N_q(\frac{D}{b}) = N_q(6,67) = 10$$

$$N_q(D,b(D)) = N_q(\frac{D}{b(D)}) = N_q(5,88) = 9,5$$

valores estes obtidos nos ábacos de Brinch Hansen.

O valor de F será:

$$F = \frac{b(D) . N_q(D,b(D))}{b . N_q(D,b)} = \frac{34 \times 9,5}{30 \times 10} = 1,08$$

Logo, o aumento da inércia proporciona um acréscimo de 8% na carga P admissível para o exemplo em questão.

CAPÍTULO VI

EXEMPLOS E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Neste Capítulo, encontram-se alguns exemplos de aplicação dos métodos propostos no presente trabalho, bem como são comparados os resultados com os obtidos pela aplicação de métodos já conhecidos. Postes estudados experimentalmente por Tonin (1977) são analisados teoricamente.

6.1 EXEMPLO 1

Considera-se neste exemplo um poste de seção transversal quadrada, de lado b = a = 30 cm, altura livre H = 600 cm, solicitado por uma força horizontal P, atuando no seu topo. O solo é arenoso, medianamente compacto, podendo-se considerar o seu módulo de reação horizontal variando linearmente com a profundidade ($K_x = n_h . x$), com n_h = 1 Kg/cm^3. Para efeito de utilização do ábaco do Handbook de Gay lord-Gaylord (1968), o solo pode ser classificado como razoável. O poste é de concreto armado, com o módulo de elasticidade E da ordem de 250 000 Kg/cm^2. Faz-se um estudo da variação da carga P admissível em função do comprimento de engastamento D, plotando em um gráfico os resultados obtidos pelos diversos métodos.

(a) Método da Superfície de Ruptura

Para utilização deste método tomou-se $c = 0$, $\phi = 30^o$ e $\gamma = 0{,}0018\ Kg/cm^3$, valores aproximadamente correspondentes a um solo arenoso, medianamente compacto. Utilizando-se a expressão de P_r do Capítulo V para este caso particular, com $\omega = 75^o$ e $\lambda = 2{,}5$, chega-se a:

$$P_r = 0{,}000082 \cdot D^3$$

onde D é o comprimento de engastamento dado em centímetros e P_r a carga de ruptura dada em quilograma-força. Adotando-se um fator de segurança $\nu = 3{,}0$, obtêm-se valores para o traçado da curva $\overline{P}$ x D.

(b) Método do Corpo Rígido

Os valores de D e o correspondente $\overline{P}$ são obtidos diretamente das Tabelas do APÊNDICE B. Plotando-se em um gráfico, tem-se a curva $\overline{P}$ x D. Neste exemplo, a condição de poste suficientemente rígido é $D \leq 222$ cm.

(c) Método da Viga sobre Base Elástica

No caso, tem-se:

$$I = \frac{30 \times 30^3}{12} = 67500 \text{ cm}^4$$

$$E\ I = 67500 \times 250000 = 1,6875 \times 10^{10}$$

$$\beta = \sqrt[5]{\frac{n_h}{E\ I}} = \sqrt[5]{\frac{1}{1,6875 \times 10^{10}}} = 0,009$$

Limitando o deslocamento ao nível do terreno em 1,5 cm, obtem-se a expressão abaixo, que permite o cálculo de $\overline{P}$:

$$y_P \cdot \frac{\overline{P}}{\beta^3} + y_M \frac{\overline{P} \cdot H}{\beta^2} = E\ I\ \overline{y}_o$$

$$\frac{1}{\beta^3} = 0,14 \times 10^7 \text{ cm}^3 \ ; \ \frac{H}{\beta^2} = 0,74 \times 10^7 \text{ cm}^3$$

$$E\ I\ \overline{y}_o = 1,6875 \times 10^{10} \times 1,5 = 2531,25 \times 10^7 \text{ Kg.cm}^3$$

$$\text{Logo:} \quad \overline{P} = \frac{2531,25}{0,14\ y_P + 0,74\ y_M}$$

Para cada valor de $\beta .D$, obtêm-se, nas Tabelas do APÊNDICE C, os valores de y_P e y_M, o que permite obter $\overline{P}$. O valor de D é obtido a partir de $\beta .D$, pois β é conhecido. Assim, pode-se traçar o gráfico $\overline{P}$ x D.

(d) Método de Prakash Simplificado

Para $\overline{y}_o$ = 1,5 cm e n_h = 1 Kg/cm^3, vem:

$$\overline{P} = 1{,}5 \cdot f_1(\frac{H}{D}) \cdot D^2, \text{ com } \overline{P} \text{ (kg) e D (cm)}.$$

Para cada valor de D, obtêm-se $f_1(\frac{600}{D})$ nas Tabelas do APÊNDICE D e calcula-se $\overline{P}$.

(e) Método de Sulzberger

Tem-se a expressão:

$$\overline{P} = \frac{b.K_{oh} \cdot D^3}{3600(H+\frac{2}{3} D)}$$

Como $b.K_{oh} = n_h \cdot D$, n_h = 1 Kg/cm^3 e H = 600 cm, vem

$$\overline{P} = \frac{D^4}{1200\ (1800 + 2\ D)}$$

com D (cm) e $\overline{P}$(kg). Esta expressão permite traçar a curva $\overline{P}$ x D.

(f) Utilização do Ábaco do Handbook de Gaylord-Gaylord

Utilizando-se S_1 = 2500 psf, valor médio para o intervalo correspondente a um solo razoável, obtêm-se a Tabela abaixo, que permite o traçado da curva $\overline{P}$ x D.

D		$\overline{P}$	
pé	cm	libra	Kg
5	150	900	405
6	180	1300	585
7	210	1700	765
8	240	2300	1035
9	270	2800	1260
10	300	3300	1485

As várias curvas $\overline{P}$ x D correspondentes aos diversos métodos encontram-se na Figura 17. Estas curvas mostram, por exemplo, que os métodos do Corpo Rígido, de Prakash e de Sulzberger, fornecem um crescimento compatível de $\overline{P}$ com D, dentro do domínio em que o critério de rigidez é satisfeito (no caso, D $\leq$ 222 cm). Para valores maiores de D, nota-se um crescimento apreciável de $\overline{P}$ com D, o que não se espera que ocorra na realidade. Este fato, porém, era previsto, pois, ao se admitir uma peça como rígida, os seus deslocamentos se rão menores que os reais, diferença esta que se acentua à medida que mais o corpo se afasta da condição de rigidez. Assim, o valor de $\overline{P}$ calculado é, na realidade, uma carga que produz um deslocamento maior que o prefixado como admissível. Consequentemente, obtêm-se valores maiores que os reais para a carga admissível.

Observando-se a curva obtida do método da Viga sobre Base Elástica, nota-se que o crescimento de $\overline{P}$ com D, a princípio razoável, tende a diminuir para maiores valores de D. Assim, a partir de determinados valores de D, o simples aumento da profundidade de engastamento não seria solução adequada, pois o correspondente aumento da carga lateral admissível seria diminuto. Isto também era de se esperar, pois na própria teoria da viga sobre base elástica (Hetenyi, 1946), o estudo de vigas com β D > 4 pode ser feito como se a viga fosse de comprimento infinito, ou seja, o acréscimo do valor de D a partir do valor $4/\beta$ não melhora em nada o comportamento do sistema. No caso dos postes, apesar de β D < 4, pode-se extrapolar o raciocínio e concluir que, a partir de determinado valor de D, não compensa aumentá-lo, pois o correspondente aumento de $\overline{P}$ não seria suficientemente significativo. Este fato sugere a possibilidade de se fixar critério para uso de estais nos postes, baseado no parâmetro β D.

6.2 EXEMPLO 2

Considera-se aqui o mesmo exemplo anterior, apenas com o solo de fundação sendo agora constituído de uma argila pré-adensada, $c = 1,5\ Kg/cm^2$ e $\gamma = 0,0014\ Kg/cm^3$. Observando a Tabela do item 3.2.1, pode-se tomar $k = 100\ Kg/cm^2$ para este solo.

(a) Método da Superfície de Ruptura .

Para $c = 1,5\ Kg/cm^2$, $\phi = 0^o$ e $\gamma = 0,0014\ Kg/cm^2$, a expressão desenvolvida no Capítulo V para P_r fornece:

$$P_r = (0,051 + 0,00008.\ D).\ D^2$$

Tomando-se $\overline{P} = \frac{P_r}{3}$, pode-se traçar a curva $\overline{P}$ x D. Na expressão acima tem-se P_r em kg e D em cm.

(b) Método do Corpo Rígido

Os valores de D e o correspondente $\overline{P}$ são obtidos diretamente nas Tabelas do APÊNDICE B. Plotando-se em um gráfico, tem-se a curva $\overline{P}$ x D. A condição de suficiente rigidez é representada por $D \leq 228$ cm.

(c) Método da Viga sobre Base Elástica

No caso, tem-se:

$I = 67500\ cm^4$ e $E.I = 1,6875 \times 10^{10}\ kg.cm^2$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K}{4\ E\ I}} = 0,006$$

Limitando o deslocamento ao nível do terreno em 1,5 cm, obtêm-se a expressão que permite o cáluclo de $\overline{P}$:

$$y_P \cdot \frac{\overline{P}}{\beta^3} + y_M \cdot \frac{\overline{P}.H}{\beta^2} = E\ I\ \overline{y}_o$$

$$\frac{1}{\beta^3} = 0,46 \times 10^7\ cm^3$$

$$\frac{H}{\beta^2} = 1,67 \times 10^7\ cm^3$$

$$E.I.\ \overline{y}_o = 2531,25\ Kg.cm^3$$

Logo: $$\overline{P} = \frac{2531,25}{0,46\ .\ y_P + 1,67.\ y_M}$$

Para cada valor de $\beta.D$, obtêm-se, nas Tabelas do APÊNDICE C, os valores de y_P e y_M, o que permite obter $\overline{P}$. O valor de D é obtido a partir de $\beta.D$, pois β é conhecido. Traça-se, então, a curva $\overline{P}$ x D.

(d) Método de Prakash Simplificado

Para $\overline{y}_o = 1,5$ cm e $k = 100\ Kg/cm^2$, vem:

$$\overline{P} = 1{,}5 \;.\; f_2(\frac{H}{D}) \,.\; K.D$$

$$\overline{P} = 150 \;.\; f_2(\frac{H}{D}) \,.\; D, \text{ com } \overline{P} \text{ em kg e D em cm.}$$

Para cada valor de D, obtêm-se $f_2(\frac{600}{D})$ nas Tabelas do APÊNDICE D e calcula-se $\overline{P}$.

(e) Método de Sulzberger

Tem-se a expressão:

$$\overline{P} = \frac{b.\; K_{oh}.\; D^3}{3600\; (H + \frac{2}{3}\; D)}$$

No caso, $b.K_{oh} = K = 100 \text{ kg/cm}^2$ e $H = 600$ cm.

Logo: $$\overline{P} = \frac{D^3}{12 \times (1800 + =.D)}, \text{ com } \overline{P} \text{ em kg e D em cm.}$$

Desta expressão obtêm-se a curva $\overline{P}$ x D.

(f) Utilização do Ábaco do Handbook de Gaylord-Gaylord

Considerando o solo como bom (S_1 = 3500 psf), obtêm-se a Tabela seguinte, que fornece condições para o traçado da curva $\overline{P}$ x D.

D		$\overline{P}$	
pé	cm	libra	kg
5	150	1200	540
6	180	1800	810
7	210	2400	1080
8	240	3100	1395
9	270	3824	1721
10	300	4600	2070

As curvas $\overline{P}$ x D correspondentes aos vários métodos estão traçadas na Figura 18.

Na curva obtida pelo método da Viga sobre Base Elástica, nota-se a redução do crescimento de $\overline{P}$ com D, para comprimentos de engastamento maiores.

Para este exemplo, em que o solo é uma argila pré-adensada, o método de Sulzberger forneceu valores extremamente conservativos em relação aos demais métodos.

6.3 EXEMPLO 3

Este exemplo analisa o poste F1, estudado experimentalmente por Tonin (1977). O poste tem inércia variável (Figura 19), altura livre H = 15,00 m = 1500 cm e comprimento de engastamento D = 2,50 m = 250 cm. As características do solo são: $\phi = 38^o$, $c = 0{,}1$ kg/cm^2 e $\gamma = 0{,}0018$ kg/cm^3.

Para o caso, toma-se n_h = 1,6 kg/cm^3.

(a) Método da Superfície de Ruptura

A largura da base é: b = b(x'=1750) = 31 + 0,022 x 1750 = 69,50

$$P_r = \frac{b.D^2}{H} (0,68.c + \gamma.D\ (0,35.f_T(\phi) + 0,78\ f_N(\phi) + 0,03))$$

$$P_r = \frac{69,50 \times 250^2}{1500} (0,68x0,1+3,62x0,0018x250)$$

$$P_r = 4915\ Kg$$

(b) Método do Corpo Rígido

Para H = 1500 cm e n_h = 1,6 kg/cm^3, obtêm-se, nas Tabelas do APÊNDICE B:

D = 240 cm → $\overline{P}_1$ = 823 kg

D = 260 cm → $\overline{P}_1$ = 1037 kg

Interpolando, tem-se que para D = 250 cm → $\overline{P}_1$ = 930 kg

Este valor é para $\overline{y}_o$ = 1,5 cm → m = tg α = 0,009

Para m = 0,01, tem-se:

$$\overline{P}_2 = 930 \times \frac{0,001}{0,009} = 1033 \text{ kg}$$

A correção da variação da inércia pode ser feita segundo a proposição do Capítulo V, através do fator F, que, calculado para o caso, apresentou-se como sendo igual a 1,09.

Logo: $\overline{P} = 1033 \times 1,09 = 1126$ kg

Procurou-se obter a carga correspondente a m = 0,01 porque esta é a carga fornecida no ensaio, além da de ruptura.

(c) Método da Viga sobre Base Elástica

Para x' = 1500 cm → b = 64,00 cm

a = 91,50 cm

$$I = \frac{64 \times 91,50^3}{12} = 4085658$$

$$E\,I = 1,0214 \times 10^{12} \text{ kg.cm}^2$$

$$\beta = \sqrt[5]{\frac{1,6}{1,02 \times 10^{12}}} = 0,0044$$

$$\beta\,D = 0,0044 \times 250 = 1,1.$$

Fixando a rotação máxima na base tal que $\bar{\theta}(0)$ = arc tg 0,01 → $\bar{\theta}(0)$ = 0,01 rad.

A carga admissível $\bar{P}_1$ será obtida utilizando a expressão seguinte:

$$\bar{P} = \frac{E\ I\ \theta(0)}{\dfrac{\theta_P}{\beta^2} + \dfrac{\theta_M \cdot H}{\beta}}$$

$$\frac{1}{\beta^2} = 5{,}17 \times 10^4$$

$$\frac{H}{\beta} = 34{,}09 \times 10^4$$

Para β D. = 1,1, as Tabelas do APÊNDICE C fornecem:

$$\theta_P = 18{,}160 \text{ e } \theta_M = 25{,}123$$

Substituindo esses valores na expressão acima, acha-se:

$$\bar{P}_1 = 1075 \text{ kg}$$

Corrigindo o fato de a inércia ser variável, tem-se:

$$\bar{P} = F.\ 1075 = 1{,}09 \times 1075 \rightarrow \bar{P} = 1172 \text{ kg}$$

(d) Método de Prakash Simplificado

$$\overline{P}_1 = \overline{y}_o \cdot f_1(\tfrac{H}{D}) \cdot n_h \cdot D^2 = 1{,}5 x f_1(6{,}0) x 1{,}6 x 250^2$$

$$\overline{P}_1 = 1{,}5 x 0{,}00617 x 1{,}6 x 250^2 = 925 \text{ kg}$$

Calculando para $m = tg\ \alpha = 0{,}01$ e corrigindo o fato de ser a inércia variável, vem:

$$\overline{P} = \frac{0{,}01}{0{,}009} \times 1{,}09 \times 925 \rightarrow \overline{P} = 1120 \text{ kg}$$

(e) Método de Sulzberger

Este método já fornece o valor de $\overline{P}_1$ para $tg\ \alpha = 0{,}01$.

$$\overline{P}_1 = \frac{b \cdot K_{oh} \cdot D^3}{3600\ (H + \frac{2}{3} D)} = \frac{n_h \cdot D^4}{3600\ (H + \frac{2}{3} D)} = 1042$$

Correção da inércia:

$$\overline{P} = 1{,}09 \times 1042 \rightarrow \overline{P} = 1136 \text{ kg}$$

(f) Método do Handbook de Gaylord-Gaylord

Como, no exemplo 1, tomou-se $S_1 = 2500$ psf, quando $n_h = 1 \text{ kg/cm}^3$, admitindo-se que exista uma proporcionalidade entre S_1 e n_h, vem: $S_1 = 1,6 \times 2500 = 4000$ psf

$$a(x' = 1750) = 100,50 \text{ cm} = 3,35 \text{ pés}$$

$$D = 250 \text{ cm} = 8,33 \text{ pés}$$

$$H = 1500 \text{ cm} = 50,00 \text{ pés}$$

Para $\overline{y}_o = 1/2'' = 1,27 \text{ cm} \rightarrow m = \dfrac{1,27}{\frac{2}{3} \cdot 250} =$ 0,008, tem-se:

$$\overline{P}_1 = 0,45 \cdot \left(\frac{a.S_1.D^2}{2,37 \cdot D + 2,64 \cdot H}\right) = 0,45 \cdot \left(\frac{3,35 \times 4000 \times 8,33^2}{2,37 \times 8,33 + 2,64 \times 50}\right)$$

$$\overline{P}_1 = 2750 \text{ kg}$$

Para $m = 0,01$, acha-se:

$$\overline{P} = 2750 \cdot \frac{0,01}{0,008} \rightarrow \overline{P} = 3438 \text{ kg}$$

A correção da inécia não é feita neste método, pois já se toma o valor de a na base do poste. Este fato talvez leve o método a valores elevados de $\overline{P}$, para postes de inércia variável.

A seguir fornece-se uma Tabela com os valores obtidos pelos diversos métodos teóricos e pelos ensaios experimentais de Tonin (1977).

	$\overline{P}$ para tg = 0,01	P_r(ruptura)
Ensaio	1360	4000
Superfície de Ruptura	-	4915
Corpo Rígido	1126	-
Viga s/Base Elástica	1172	-
Prakash	1120	-
Sulzberger	1136	-
Gaylord-Gaylord	3438	-

Observa-se uma concordância muito boa entre os resultados teóricos e experimentais, exceto na aplicação do método apresentado no Handbook de Gaylord-Gaylord.

6.4 EXEMPLO 4

Este exemplo analisa o poste F2, estudado experimentalmente por Tonin (1977). Corresponde à mesma situação do exemplo anterior, diferindo apenas no tocante ao comprimento de engastamento, que, no caso, é D = 3,00 m = 300 cm.

(a) Método da Superfície de Ruptura

A largura da base é:

$$b = b\ (x' = 1300) = 31 + 0{,}022 \times 1300 = 70{,}60$$

$$P_r = \frac{b\ .\ D^2}{H} \times (0{,}68\ .\ c + 3{,}62\ .\ \gamma\ .\ D)$$

$$P_r = \frac{70{,}60 \times 300^2}{1500}\ (0{,}68 \times 0{,}1 + 3{,}62 \times 0{,}0018 \times 300)$$

$$P_r = 8569\ kg$$

(b) Método do Corpo Rígido

Para $H = 1500$ cm, $n_h = 1{,}6\ kg/cm^3$ e $D = 300$ cm, obtêm-se, nas Tabelas do APÊNDICE B: $\overline{P}_1 = 1565$ kg.

Este valor é para $\overline{y}_o = 1{,}5$ cm, o que corresponde a $m = 0{,}007$. Para $m = 0{,}01$, encontra-se:

$$\overline{P}_2 = 1565 \times \frac{0{,}01}{0{,}007} = 2236\ kg$$

O fator de correção relativo à inércia é, no caso, $F = 1{,}10$.

Logo: $\overline{P} = 1{,}10 \times 2236 \rightarrow \overline{P} = 2460$ kg

(c) Método da Viga sobre Base Elástica

$\beta = 0{,}0044$

$\beta D = 1{,}3 \rightarrow \theta_P = 11{,}103$ e $\theta_M = 13{,}235$

Utilizando-se a mesma expressão do exemplo 3, apenas trocando os valores de θ_P e θ_M, obtêm-se:

Correção da inércia:

$$\overline{P} = 2008 \times 1{,}10 \rightarrow \overline{P} = 2209 \text{ kg}$$

(d) Método de Sulzberger

$$\overline{P}_1 = \frac{b \cdot K_{oh} \cdot D^3}{3600 \cdot (H + \frac{2}{3} \cdot D)} = \frac{1{,}6 \times 300^4}{3600 \times (1500 + 200)} = 2209 \text{ kg}$$

valor este que já corresponde a m = 0,01.

Correção da inércia:

$$\overline{P} = 2118 \times 1{,}10 \rightarrow \overline{P} = 2330 \text{ kg}$$

(e) Método de Prakash Simplificado

$$\overline{P}_1 = \overline{y}_o \cdot f_1(\tfrac{H}{D}) \cdot n_h \cdot D^2 = 1{,}5 \times f_1(5{,}0) \times 1{,}6 \times 300^2$$

$$\overline{P}_1 = 1{,}5 \times 0{,}00725 \times 1{,}6\ 300^2 = 1566 \text{ kg}$$

Calculando para m = 0,01 e corrigindo a inércia, vem:

$$\overline{P} = \frac{0,01}{0,007} \times 1,10 \times 1566 = 2461 \text{ kg}$$

(f) Método do Handbook de Gaylord-Gaylord

$$a(x' = 1800) = 102,30 \text{ cm} = 3,41 \text{ pés}$$

$$D = 300 \text{ cm} = 10 \text{ pés}$$

$$H = 1500 \text{ cm} = 50 \text{ pés}$$

Para $\overline{y}_o = 1/2'' = 1,27$ cm, tem-se $m = \dfrac{1,27}{\frac{2}{3} \times 300} = 0,006$

$$\overline{P}_1 = 0,45 \cdot \left(\frac{3,41 \times 4000 \times 10^2}{2,37 \times 10 + 2,64 \times 50}\right) = 3943 \text{ kg}$$

Para m = 0,01, vem:

$$\overline{P} = 3943 \times \frac{0,01}{0,006} = 6572$$

A seguir fornece-se uma Tabela com os valores obtidos pelos diversos métodos teóricos e pelos ensaios experimentais de Tonin (1977).

Novamente neste caso, observa-se uma concordância muito boa entre os resultados dos ensaios e os obtidos teoricamente, exceto para aqueles obtidos com a utilização do método do Handbook de Gaylord-Gaylord.

	$\overline{P}$ para tg = 0,01	P_r(ruptura)
Ensaio	2400	8000
Superfície de Ruptura	-	8569
Corpo Rígido	2460	-
Viga s/Base Elástica	2209	-
Prakash	2461	-
Sulzberger	2330	-
Gaylord-Gaylord	6572	-

Convém salientar que o ábaco correspondente a este último método só considera valores de H até 24 pés (= 720 cm). Os cálculos para H = 1500 cm = 50 pés (exemplos 3 e 4) foram feitos valendo-se da expressão que deu origem ao ábaco. É provável que este método só seja válido para pequenos valores de H (H $\leq$ 24 pés).

CAPÍTULO VII

COMENTÁRIOS E RECOMENDAÇÕES

Neste Capítulo, faz-se comentários sobre as verificações que devem ser feitas no projeto das fundações dos postes, estabelecendo-se recomendações a serem seguidas.

Conforme visto no Capítulo III (item 3.5), a fundação de um poste deve ser projetada de tal forma que nenhum estado-limite seja atingido. Estes estados-limites são de dois tipos: (1) estados-limites últimos, onde a estabilidade do poste é comprometida; (2) estados-limites de utilização, onde a estabilidade do poste não é comprometida, mas, sim, sua utilização.

O principal estado-limite último a se considerar é o estado-limite de ruptura, que envolve um estudo tanto do solo como do elemento estrutural poste. O presente trabalho analisa, exclusivamente, a ruptura do solo. A análise da ruptura do poste, como elemento estrutural, é um pro blema da engenharia de estruturas. Para verificação da ruptura do solo, recomenda-se a utilização do método da Superfície de Ruptura, apresentado no Capítulo V (item 5.1). Sua utilização, porém, deve se restringir a valores não muito elevados do comprimento de engastamento D. Para maiores valores de D, a forma da superfície de ruptura real tende para as formas das superfícies de ruptura que aparecem no estudo das estacas. A superfície de ruptura proposta no Capítulo V deixa de ser, então, uma aproximação razoável da verdade. Para estas situações, recomenda-se a verificação do estado-limite último de ruptura através da expressão de Brinch Hansen, apresentada no item 3.2.2.

Em casos especiais, pode ser necessária a verificação do estado-limite último de flambagem. Isto ocorre quando as cargas verticais são elevadas, como acontece, por exemplo, no caso da presença de transformadores pesados. Para verificação, recomenda-se a utilização do método original de Prakash (Capítulo IV - item 4.3).

Ao estudo de um estado-limite último está associado os chamados coeficientes de segurança. Nos exemplos deste trabalho, adotou-se um fator de segurança ν = 3. Modernamente, prefere-se considerar as incertezas que envolvem as diversas variáveis do problema através de coeficientes de segurança parciais. A análise da ruptura é feita com as cargas multiplicadas por certos fatores (coeficientes de majoração das cargas) e os parâmetros resistentes divididos por outros fatores (coeficientes de minoração das resistências). A seguir indica-se as sugestões de Brinch Hansen e Broms para estes coeficientes de segurança parciais.

Tabela IV

Coeficientes de Majoração das Cargas		
	Brinch Hansen	Broms
Carga Permanente	1,00	1,50
Carga Acidental	1,50	2,00
Coeficientes de Minoração das Resistências		
	Brinch Hansen	Broms
Coesão	2,00	1,33
tg ϕ	1,20	1,33

O estado-limite de deformação excessiva é um estado limite de utilização que deve ser verificado, a fim de garantir um bom desempenho da linha, uma boa aparência estética e evitar uma maior excentricidade das cargas verticais, o que acarretaria um aumento no momento ao nível do terreno e proporcionaria condições mais propícias para a flambagem. A verificação deste estado-limite pode ser feito pelo método do Corpo Rígido ou pelo método da Viga sobre Base Elástica.

O método do Corpo Rígido apresenta a vantagem de uma aplicação mais rápida. Seu uso, porém, está condicionado ao atendimento das condições de suficiente rigidez, mostradas no Capítulo V (item 5.2). Fora destas condições, o método fornece valores perigosos para a carga lateral admissível $\overline{P}$. Isto decorre do fato dos deslocamentos calculados considerando o corpo como rígido serem menores que os reais. Assim, o valor de $\overline{P}$ calculado é, na realidade, uma carga que produz um deslocamento maior que o prefixado como aceitável. Consequentemente, obtêm-se valores maiores que os reais para a carga admissível. A principal falha do método do Corpo Rígido é a de não considerar as dimensões transversais da peça. Elas só são levadas em conta na fixação das condições de suficiente rigidez. Este fato nos leva a obtenção de valores conservativos para $\overline{P}$ quando o poste é extremamente rígido.

Quando as condições de rigidez não forem atendidas, recomenda-se a utilização do método da Viga sobre Base Elástica.

Nestes últimos métodos, se faz necessário verificar a condição: $q(x) \leqslant q_e(x)$, para todo x.

CAPÍTULO VIII

CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Neste Capítulo, apresentam-se as conclusões a que se chegou no trabalho e algumas sugestões para estudos futuros.

8.1 CONCLUSÕES

(a) Propõem-se três métodos para estudar o comprimento de engastamento dos postes, colocados em solos conhecidos e sujeitos a cargas laterais. Estes métodos foram designados por: método do Corpo Rígido, método da Viga sobre Base Elástica e método da Superfície de Ruptura. Este último é um estudo de estado limite de ruptura (último), enquanto os outros dois adotam, como critério de projeto, a limitação em 1,5 cm do deslocamento lateral ao nível do terreno (estado limite de utilização).

(b) O estudo da fundação de um poste deve constar das verificações do estado limite último (método da Superfície de Ruptura) e do estado limite de utilização (método do Corpo Rígido ou da Viga sobre Base Elástica).

(c) O método do Corpo Rígido só deve ser aplicado nos casos em que a condição de suficiente rigidez seja atendida.

(d) O método da Superfície de Ruptura não deve ser aplicado nos casos de comprimento de engastamento muito grande. Em tais situações, a forma da superfície de ruptura deve tender para a das superfícies que aparecem no estudo das estacas. Nos exemplos 1 e 2, observa-se um rápido crescimento de $\bar{F}$ com D, a partir de certos valores de D, o que confirma esta restrição.

(e) Para valores de D relativamente grandes, é conveniente a utilização do método da Viga sobre Base Elástica na verificação do estado limite de utilização.

(f) Os métodos propostos forneceram bons resultados quando aplicados a dois postes, imersos em solo arenoso e estudados experimentalmente por Tonin (1977).

(g) O método de Sulzberger, quando aplicado a argilas pré-adensadas, mostrou resultados bastante conservativos, em relação aos demais métodos.

(h) Para consideração da flambagem, recomenda-se o método original de Prakash.

(i) O método do Handbook de Gaylord-Gaylord não apresentou bons resultados quando aplicado a dois casos em que é grande a altura livre. Provavelmente, a eles não se aplica.

8.2 SUGESTÕES

(a) Sugere-se um detalhado estudo experimental do assunto, comparando-se resultados obtidos nos ensaios realizados com os oriundos da aplicação dos diversos métodos aqui apresentados. O estudo deve abranger vários tipos de solo. Com os resultados obtidos, fixar os valores de ω e λ, do método da Superfície de Ruptura, para solos arenosos e argilosos.

(b) Sugere-se um estudo no sentido de se fixarem normas construtivas para instalação dos postes. Deve-se procurar estabelecer um método que garanta certa estabilidade nas propriedades do solo.

(c) Sugere-se um estudo do módulo de reação para vários tipos de solo, com amostras moldadas, seguindo, se possível, uma normatização como a referida na sugestão anterior. Correlações com outras propriedades dos solos seriam de relevante importância.

APÊNDICE A

NOTAÇÃO UTILIZADA

NOTAÇÃO UTILIZADA

a - lado da seção transversal do poste, paralelo ao esforço

b, B - lado da seção transversal do poste, perpendicular ao esforço

c - coesão

c_u - coesão não drenada

C_e - coeficiente de estabilidade

D - comprimento de engastamento

D_o - profundidade do ponto de rotação

D_1 - profundidade onde ocorre a pressão máxima no solo, acima do ponto de rotação

E - módulo de elasticidade do poste

e - excentricidade

F - fator que leva em conta a variação da inércia do poste

H - altura livre

I - momento de inércia

K_{oh}, $K_{\varphi v}$ - módulos de reação horizontal e vertical, respectivamente, definidos como pressão dividida por deslocamento

K - módulo de reação horizontal, definido como carga por unidade de comprimento dividida por deslocamento

K_p - coeficiente de empuxo passivo

M_a - momento atuante

M_r - momento resistente

m - tangente do ângulo de rotação

M_g - momento atuante ao nível do terreno

N', N - esforço vertical

N_{cr} - carga vertical de flambagem

$N_{c,x}$, $N_{q,x}$ - fatores de Brinch-Hansen

n_h - fator de proporcionalidade entre o módulo de reação horizontal e a profundidade

p, p_h - pressão horizontal

p_v - pressão vertical

p'_v - pressão vertical efetiva

P - carga lateral

P_r, P_{ult} - carga lateral de ruptura (última)

P_p - pressão passiva bidimensional

q - carga para unidade de comprimento

q_e - limite elástico para q

Q_g - carga lateral ao nível do terreno

R - fator de rigidez relativa quando K(x) = k

S. - parâmetro de solo para o método do Handbook de Gaylord Gaylord

T - fator de rigidez relativa quando K(x) = n_h . x

v - velocidade do vento

W - peso da cunha de ruptura

x - profundidade

y_h, y - deslocamento horizontal

y_v - deslocamento vertical

y_o, y_g - deslocamento horizontal ao nível do terreno

y_{gi} - deslocamento horizontal inicial ao nível do terreno

α - ângulo de rotação do poste, considerado como corpo rígido, ou relação N/N_{cr} no método de Prakash

β - inverso do comprimento característico

γ - peso específico do solo

δ - deslocamento horizontal no topo do poste

δ' - flecha no extremo de peça em balanço, rigidamente engastada no outro extremo

ϕ - ângulo de atrito interno

λ - fator que leva em conta o comportamento tridimensional dos postes

μ - coeficiente de atrito solo-poste

ν - coeficiente de segurança

σ - tensão

θ - rotação

θ_i - rotação inicial

ω, Ω - ângulo formado pela superfície de ruptura e a horizontal.

APÊNDICE B

TABELAS PARA O MÉTODO DO CORPO RÍGIDO

VALORES DE P ADMISSIVEIS K = 20.

	H ALTURA LIVRE						
D	500	600	800	1000	1200	1500	2000
100	88.	75.	59.	47.	39.	32.	24.
120	124.	106.	83.	67.	56.	46.	35.
140	165.	141.	110.	90.	76.	62.	47.
160	211.	181.	141.	116.	98.	80.	61.
180	261.	225.	176.	145.	123.	100.	76.
200	316.	273.	214.	176.	150.	122.	94.
220	374.	324.	256.	211.	180.	147.	113.
240	436.	379.	300.	248.	212.	173.	133.
260	502.	437.	347.	288.	246.	202.	156.
280	571.	498.	397.	330.	283.	232.	179.
300	643.	563.	450.	375.	321.	265.	205.
320	718.	630.	505.	422.	362.	299.	231.
340	795.	699.	563.	471.	405.	335.	260.
360	876.	771.	623.	523.	450.	372.	289.
380	958.	846.	685.	576.	497.	412.	320.
400	1043.	923.	750.	632.	545.	453.	353.

D, H $\rightarrow$ cm

P $\rightarrow$ kg

K $\rightarrow$ kg/cm^2

VALORES DE P ADMISSIVEIS K = 40.

D	ALTURA LIVRE 500	600	800	1000	1200	1500	2000
100	176.	150.	115.	94.	79.	64.	48.
120	248.	212.	164.	133.	113.	91.	69.
140	330.	283.	219.	179.	152.	123.	94.
160	422.	362.	282.	231.	196.	159.	122.
180	523.	450.	352.	289.	245.	200.	153.
200	632.	545.	429.	353.	300.	245.	187.
220	748.	648.	511.	422.	359.	294.	225.
240	873.	758.	600.	497.	424.	347.	267.
260	1004.	874.	695.	576.	492.	404.	311.
280	1142.	997.	795.	661.	565.	465.	359.
300	1286.	1125.	900.	750.	643.	529.	409.
320	1436.	1259.	1011.	844.	725.	598.	463.
340	1591.	1398.	1126.	942.	810.	669.	519.
360	1751.	1543.	1246.	1045.	900.	745.	579.
380	1917.	1692.	1371.	1152.	994.	824.	641.
400	2087.	1846.	1500.	1263.	1091.	906.	706.

D, H $\longrightarrow$ cm

P $\longrightarrow$ Kg

K $\longrightarrow$ Kg/cm²

VALORES DE P ADMISSIVEIS K = 60.

D	ALTURA LIVRE 500	600	800	1000	1200	1500	2000
100	265.	225.	173.	141.	118.	96.	73.
120	372.	318.	245.	200.	169.	137.	104.
140	496.	424.	329.	269.	227.	185.	140.
160	633.	543.	424.	347.	294.	239..	182.
180	784.	675.	528.	434.	368.	300.	229.
200	947.	813.	643.	529.	450.	367.	281.
220	1123.	972.	767.	633.	539.	441.	338.
240	1309.	1137.	900.	745.	635.	520.	400.
260	1506.	1311.	1042.	864.	738.	606.	467.
280	1713.	1495.	1192.	991.	849.	697.	538.
300	1929.	1688.	1350.	1125.	964.	794.	614.
320	2153.	1889.	1516.	1266.	1087.	896.	694.
340	2386.	2099.	1689.	1414.	1215.	1004.	779.
360	2627.	2314.	1869.	1568.	1350.	1117.	868.
380	2875.	2538.	2056.	1728.	1490.	1235.	961.
400	3130.	2769.	2250.	1955.	1636.	1359.	1059.

D, H $\longrightarrow$ cm

P $\longrightarrow$ kg

K $\longrightarrow$ kg/cm^2

VALORES DE P ADMISSIVEIS K = 80.

H ALTURA LIVRE

D	500	600	800	1000	1200	1500	2000
100	353.	300.	231.	187.	158.	128.	97.
120	497.	424.	327.	267.	225.	182.	138.
140	661.	565.	439.	359.	303.	246.	187.
160	844.	725.	565.	463.	392.	319.	243.
180	1045.	900.	704.	579.	491.	400.	306.
200	1263.	1091.	857.	706.	600.	490.	375.
220	1497.	1296.	1023.	844.	719.	588.	451.
240	1745.	1516.	1200.	993.	847.	694.	533.
260	2008.	1748.	1389.	1152.	984.	808.	622.
280	2283.	1993.	1589.	1321.	1131.	930.	717.
300	2571.	2250.	1800.	1500.	1286.	1059.	818.
320	2871.	2519.	2021.	1688.	1449.	1195.	925.
340	3182.	2797.	2252.	1885.	1621.	1339.	1038.
360	3503.	3086.	2492.	2090.	1800.	1490.	1157.
380	3834.	3384.	2742.	2304.	1987.	1647.	1282.
400	4174.	3692.	3000.	2526.	2182.	1811.	1412.

D, H → cm

P → kg

K → kg/cm²

VALORES DE P ADMISSIVEL K =100.

	ALTURA LIVRE						
D	500	600	800	1000	1200	1500	2000
100	441.	375.	288.	234.	197.	160.	121.
120	621.	529.	409.	333.	281.	228.	173.
140	826.	707.	549.	448.	379.	308.	234.
160	1055.	906.	706.	578.	490.	398.	304.
180	1306.	1125.	880.	723.	614.	500.	382.
200	1579.	1364.	1071.	882.	750.	612.	469.
220	1871.	1621.	1278.	1055.	399.	735.	564.
240	2132.	1895.	1500.	1241.	1059.	867.	667.
260	2510.	2185.	1736.	1440.	1231.	1010.	778.
280	2854.	2492.	1986.	1652.	1413.	1162.	896.
300	3214.	2812.	2250.	1875.	1607.	1324.	1023.
320	3589.	3148.	2526.	2110.	1811.	1494.	1157.
340	3977.	3496.	2815.	2356.	2026.	1674.	1298.
360	4378.	3857.	3115.	2613.	2250.	1862.	1446.
380	4792.	4230.	3427.	2880.	2484.	2059.	1602.
400	5217.	4615.	3750.	3158.	2727.	2264.	1765.

D, H $\rightarrow$ cm

P $\rightarrow$ kg

K $\rightarrow$ kg/cm^2

VALORES DE P ADMISSIVEIS K =120.

	ALTURA LIVRE						
D	500	600	800	1000	1200	1500	2000
100	529.	450.	346.	281.	237.	191.	145.
120	745.	635.	491.	400.	338.	273.	208.
140	991.	848.	658.	538.	455.	369.	281.
160	1266.	1087.	847.	694.	588.	478..	365.
180	1568.	1350.	1057.	868.	736.	600.	458.
200	1895.	1636.	1286.	1059.	900.	735.	562.
220	2245.	1945.	1534.	1266.	1078.	882.	676.
240	2618.	2274.	1800.	1490.	1271.	1041.	800.
260	3012.	2622.	2084.	1728.	1477.	1212.	933.
280	3425.	2990.	2384.	1982.	1696.	1394.	1076.
300	3857.	3375.	2700.	2250.	1929.	1588.	1227.
320	4307.	3777.	3032.	2532.	2174.	1793.	1388.
340	4772.	4195.	3378.	2827.	2431.	2008.	1557.
360	5254.	4629.	3738.	3135.	2700.	2234.	1736.
380	5750.	5077.	4113.	3456.	2981.	2471.	1922.
400	6261.	5538.	4500.	3789.	3273.	2717.	2118.

D, H $\rightarrow$ cm

P $\rightarrow$ Kg

K $\rightarrow$ Kg/cm^2

VALORES DE P ADMISSIVES   K =140.

H ALTURA LIVRE

D	500	600	800	1000	1200	1500	2000
100	618.	525.	404.	328.	276.	223.	169.
120	869.	741.	573.	467.	394.	319.	242.
140	1156.	989.	768.	627.	530.	431.	328.
160	1477.	1268.	988.	810.	686.	558.	425.
180	1829.	1575.	1233.	1013.	859.	700.	535.
200	2211.	1909.	1500.	1235.	1050.	857.	656.
220	2620.	2269.	1789.	1477.	1258.	1029.	789.
240	3055.	2653.	2100.	1738.	1482.	1214.	933.
260	3514.	3059.	2431.	2016.	1723.	1414.	1089.
280	3996.	3488.	2781.	2312.	1979.	1627.	1255.
300	4500.	3938.	3150.	2625.	2250.	1853.	1432.
320	5024.	4407.	3537.	2954.	2536.	2092.	1619.
340	5568.	4894.	3941.	3298.	2836.	2343.	1817.
360	6130.	5400.	4362.	3658.	3150.	2607.	2025.
380	6709.	5923.	4799.	4032.	3478.	2883.	2243.
400	7304.	6462.	5250.	4421.	3918.	3170.	2471.

D, H $\rightarrow$ cm

P $\rightarrow$ kg

K $\rightarrow$ kg/cm^2

VALORES DE P ADMISSIVEIS K =160.

D	ALTURA LIVRE 500	600	800	1000	1200	1500	2000
100	706.	600.	462.	375.	316.	255.	194.
120	993.	847.	655.	533.	450.	365.	277.
140	1321.	1131.	978.	717.	606.	492.	375.
160	1638.	1449.	1129.	925.	784.	637.	486.
180	2090.	1800.	1409.	1157.	982.	800.	611.
200	2526.	2182.	1714.	1412.	1200.	980.	750.
220	2994.	2593.	2045.	1688.	1438.	1176.	902.
240	3491.	3032.	2400.	1986.	1694.	1388.	1067.
260	4016.	3497.	2778.	2305.	1969.	1616.	1244.
280	4567.	3986.	3178.	2643.	2262.	1859.	1434.
300	5143.	4500.	3600.	3000.	2571.	2118.	1636.
320	5742.	5036.	4042.	3376.	2898.	2391.	1851.
340	6363.	5594.	4504.	3770.	3241.	2678.	2077.
360	7005.	6171.	4985.	4181.	3600.	2979.	2314.
380	7667.	6769.	5484.	4609.	3974.	3294.	2563.
400	8348.	7385.	6000.	5053.	4364.	3623.	2824.

D , H → cm

P → kg

K → kg/cm^2

VALORES DE P ADMISSIVEIS K =180.

	ALTURA LIVRE						
D	500	600	800	1000	1200	1500	2000
100	794.	675.	519.	422.	355.	287.	218.
120	1117.	953.	736.	600.	506.	410.	312.
140	1487.	1272.	987.	807.	682.	554..	421.
160	1899.	1630.	1271.	1041.	882.	717..	547.
180	2352.	2025.	1585.	1302.	1105.	900.	688.
200	2842.	2455.	1929.	1588.	1350.	1102.	844.
220	3368.	2917.	2301.	1899.	1617.	1323.	1015.
240	3927.	3411.	2700.	2234.	1906.	1561.	1200.
260	4519.	3934.	3125.	2593.	2215.	1818.	1400.
280	5138.	4485.	3576.	2973.	2544.	2092.	1613.
300	5786.	5062.	4050.	3375.	2893.	2382.	1841.
320	6460.	5666.	4547.	3793.	3260.	2689.	2082.
340	7159.	6293.	5067.	4241.	3646.	3013.	2336.
360	7831.	6943.	5608.	4703.	4050.	3352.	2604.
380	8626.	7615.	6169.	5185.	4471.	3706.	2884.
400	9391.	8308.	6750.	5684.	4909.	4075.	3176.

D, H $\longrightarrow$ cm

P $\longrightarrow$ kg

K $\longrightarrow$ kg/cm^2

VALORES DE P ADMISSIVEIS K =200.

D	ALTURA LIVRE 500	600	800	1000	1200	1500	2000
100	882.	750.	577.	469.	395.	319.	242.
120	1241.	1059.	818.	667.	562.	456.	346.
140	1652.	1413.	1097.	896.	758.	615.	468.
160	2110.	1811.	1412.	1157.	980.	797.	608.
180	2613.	2250.	1761.	1446.	1227.	1000.	764.
200	3158.	2727.	2143.	1765.	1500.	1224.	937.
220	3742.	3241.	2556.	2110.	1797.	1470.	1127.
240	4364.	3789.	3000.	2483.	2118.	1735.	1333.
260	5020.	4371.	3473.	2881.	2461.	2020.	1555.
280	5709.	4983.	3973.	3303.	2827.	2324.	1793.
300	6429.	5625.	4500.	3750.	3214.	2647.	2045.
320	7178.	6295.	5053.	4220.	3623.	2988.	2313.
340	7954.	6992.	5630.	4712.	4051.	3347.	2596.
360	8757.	7714.	6231.	5226.	4500.	3724.	2893.
380	9584.	8461.	6854.	5761.	4968.	4118.	3204.
400	10435.	9231.	7500.	6316.	5455.	4528.	3529.

D, H → cm

P → Kg

K → Kg/cm^2

VALORES DE P ADMISSIVEL NH = 0.2

D	ALTURA LIVRE 500	600	800	1000	1200	1500	2000
100	22.	19.	14.	12.	10.	8.	6.
120	37.	31.	24.	20.	17.	14.	10.
140	57.	49.	38.	31.	26.	21.	16.
160	83.	71.	56.	46.	39.	32.	24.
180	115.	99.	78.	64.	55.	45.	34.
200	154.	133.	105.	87.	74.	61.	47.
220	200.	174.	139.	114.	98.	80.	61.
240	254.	222.	176.	146.	125.	103.	79.
260	316.	276.	221.	184.	157.	130.	100.
280	386.	339.	272.	227.	195.	160.	124.
300	466.	409.	329.	276.	237.	196.	152.
320	554.	488.	394.	330.	284.	235.	183.
340	651.	575.	466.	391.	338.	280.	218.
360	757.	670.	545.	459.	397.	329.	257.
380	874.	775.	632.	534.	462.	384.	300.
400	1000.	889.	727.	615.	533.	444.	348.

D, H $\longrightarrow$ cm

P $\longrightarrow$ Kg

n_h $\longrightarrow$ Kg / cm^3

VALORES DE P ADMSSIVEL NH = 0.4

	¨ALTURA LIVRE						
D	500	600	800	1000	1200	1500	2000
100	43.	37.	29.	23.	20.	16.	12.
120	73.	63.	49.	40.	33.	27.	21.
140	113.	97.	76.	62.	53.	43.	33.
160	165.	142.	111.	91.	78.	63.	48.
180	230.	198.	156.	128.	109.	89.	68.
200	308.	267.	211.	174.	148.	121.	93.
220	400.	348.	276.	228.	195.	160.	123.
240	508.	443.	353.	293.	250.	206.	159.
260	632.	553.	442.	368.	315.	259.	200.
280	773.	678.	543.	454.	389.	321.	248.
300	931.	818.	659.	551.	474.	391.	303.
320	1107.	975.	788.	661.	569.	471.	366.
340	1301.	1149.	931.	783.	675.	560.	436.
360	1515.	1341.	1090.	918.	793.	659.	514.
380	1748.	1550.	1264.	1068.	924.	769.	600.
400	2000.	1778.	1455.	1231.	1067.	889.	696.

D, H → cm

P → Kg

η_h → Kg/cm^3

VALORES DE P ADMSSIVEL NH = 0.6

ALTURA LIVRE

D	500	600	800	1000	1200	1500	2000
100	65.	56.	43.	35.	29.	24.	18.
120	110.	94.	73.	59.	50.	41.	31.
140	170.	146.	114.	93.	79.	64.	49.
160	248.	213.	167.	137.	116.	95.	72.
180	344.	298.	234.	193.	164.	134.	102.
200	462.	400.	316.	261.	222.	182.	140.
220	600.	522.	414.	343.	293.	240.	184.
240	762.	665.	529.	439.	376.	309.	238.
260	948.	829.	662.	552.	472.	389.	300.
280	1159.	1016.	815.	680.	584.	481.	372.
300	1397.	1227.	988.	827.	711.	587.	455.
320	1661.	1463.	1182.	991.	853.	706.	549.
340	1952.	1724.	1397.	1174.	1013.	840.	654.
360	2272.	2011.	1635.	1378.	1190.	988.	771.
380	2621.	2325.	1897.	1601.	1386.	1153.	901.
400	3000.	2667.	2182.	1846.	1600.	1333.	1043.

$D, H \rightarrow cm$

$P \rightarrow kg$

$n_h \rightarrow kg/cm^3$

VALORES DE P ADMSSIVEL NH = 0.3

ALTURA LIVRE

D	500	600	800	1000	1200	1500	2000
100	87.	74.	57.	47.	39.	32.	24.
120	146.	125.	97.	79.	67.	54.	41.
140	227.	195.	152.	124.	105.	85.	65.
160	330.	284.	223.	183.	155.	126.	97.
180	459.	397.	312.	257.	218.	178.	137.
200	615.	533.	421.	348.	296.	242.	186.
220	801.	696.	552.	457.	390.	320.	246.
240	1016.	886.	705.	586.	501.	411.	317.
260	1264.	1105.	883.	735.	630.	518.	400.
280	1546.	1355.	1087.	907.	778.	642.	497.
300	1862.	1636.	1317.	1102.	947.	783.	607.
320	2214.	1950.	1575.	1321.	1138.	942.	731.
340	2603.	2298.	1863.	1566.	1351.	1120.	871.
360	3030.	2681.	2180.	1837.	1587.	1318.	1028.
380	3495.	3100.	2529.	2135.	1848.	1537.	1201.
400	4000.	3556.	2909.	2462.	2133.	1778.	1391.

D, H $\longrightarrow$ cm

P $\longrightarrow$ kg

n_h $\longrightarrow$ kg/cm^3

VALORES DE P ADMSSIVEL   NH = 1.0

	ALTURA LIVRE						
D	500	600	800	1000	1200	1500	2000
100	109.	93.	71.	59.	49.	40.	30.
120	183.	157.	121.	99.	84.	68.	52.
140	283.	243.	190.	155.	131.	107.	81.
160	413.	356.	278.	229.	194.	158.	121.
180	574.	496.	390.	321.	273.	223.	171.
200	769.	667.	526.	435.	370.	303.	233.
220	1001.	870.	690.	571.	488.	400.	307.
240	1271.	1108.	882.	732.	626.	514.	396.
260	1591.	1382.	1104.	919.	787.	648.	500.
280	1932.	1694.	1358.	1134.	973.	802.	621.
300	2328.	2045.	1646.	1378.	1184.	978.	758.
320	2768.	2439.	1969.	1652.	1422.	1177.	914.
340	3254.	2873.	2328.	1957.	1688.	1400.	1089.
360	3787.	3352.	2725.	2296.	1984.	1647.	1285.
380	4369.	3875.	3161.	2669.	2309.	1921.	1501.
400	5000.	4444.	3636.	3077.	2667.	2222.	1739.

$D, H \rightarrow cm$

$P \rightarrow kg$

$n_h \rightarrow kg/cm^3$

VALORES DE P ADMSSIVEL NH = 1.2

	ALTURA LIVRE						
D	500	600	800	1000	1200	1500	2000
100	130.	111.	86.	70.	59.	48.	36.
120	220.	188.	146.	119.	100.	82.	62.
140	340.	292.	227.	186.	158.	128..	98.
160	495.	427.	334.	274.	233.	190..	145.
180	689.	595.	468.	385.	328.	268.	205.
200	923.	800.	632.	522.	444.	364.	279.
220	1201.	1044.	828.	685.	585.	480.	369.
240	1525.	1329.	1058.	879.	751.	617.	476.
260	1897.	1658.	1325.	1103.	945.	778.	601.
280	2319.	2033.	1630.	1361.	1168.	963.	745.
300	2793.	2455.	1976.	1653.	1421.	1174.	910.
320	3321.	2926.	2363.	1982.	1707.	1412.	1097.
340	3904.	3448.	2794.	2349.	2026.	1680.	1307.
360	4544.	4022.	3270.	2755.	2380.	1977.	1541.
380	5243.	4650.	3793.	3203.	2771.	2306.	1801.
400	6000.	5333.	4364.	3692.	3200.	2667.	2087.

D, H $\rightarrow$ cm

P $\rightarrow$ Kg

n_h $\rightarrow$ Kg/cm^3

VALORES DE P ADMSSIVEL NH = 1.4

	→ ALTURA LIVRE						
D	500	600	800	1000	1200	1500	2000
100	152.	130.	100.	81.	69.	56.	42.
120	256.	219.	170.	139.	117.	95.	72.
140	397.	341.	265.	217.	184.	150.	114.
160	578.	498.	390.	320.	272.	221.	169.
180	804.	694.	546.	450.	382.	312.	239.
200	1077.	933.	737.	609.	519.	424.	326.
220	1401.	1218.	965.	800.	683.	560.	430.
240	1779.	1551.	1234.	1025.	877.	720.	555.
260	2213.	1934.	1546.	1287.	1102.	907.	701.
280	2705.	2371.	1902.	1587.	1362.	1123.	869.
300	3259.	2864.	2305.	1929.	1658.	1370.	1062.
320	3875.	3413.	2757.	2312.	1991.	1648.	1280.
340	4555.	4022.	3260.	2740.	2364.	1960.	1525.
360	5302.	4692.	3815.	3214.	2777.	2306.	1798.
380	6116.	5425.	4425.	3736.	3233.	2690.	2101.
400	7000.	6222.	5091.	4308.	3733.	3111.	2435.

D, H → cm

P → kg

n_h → kg/cm^3

VALORES DE P ADMSSIVEL NH = 1.6

D	ALTURA LIVRE 500	600	800	1000	1200	1500	2000
100	174.	148.	114.	93.	78.	63.	48.
120	293.	250.	194.	159.	134.	109.	83.
140	454.	389.	303.	248.	210.	171..	130.
160	661.	569.	445.	366.	310.	253..	193.
180	918.	793.	624.	514.	437.	357.	273.
200	1231.	1067.	842.	656.	593.	485.	372.
220	1601.	1392.	1103.	914.	780.	640.	492.
240	2033.	1772.	1411.	1172.	1002.	823.	634.
260	2529.	2211.	1766.	1471.	1260.	1037.	801.
280	3092.	2710.	2173.	1814.	1557.	1284.	993.
300	3724.	3273.	2634.	2204.	1895.	1565.	1213.
320	4428.	3901.	3151.	2643.	2276.	1883.	1463.
340	5206.	4597.	3726.	3132.	2701.	2240.	1743.
360	6059.	5363.	4360.	3674.	3174.	2636.	2055.
380	6990.	6200.	5057.	4270.	3695.	3074.	2401.
400	8000.	7111.	5818.	4923.	4267.	3556.	2783.

$D, H \rightarrow cm$

$P \rightarrow Kg$

$n_h \rightarrow Kg/cm^3$

VALORES DE P ADMSSIVEL   NH = 1.8

ALTURA LIVRE

D	500	600	800	1000	1200	1500	2000
100	196.	167.	129.	105.	88.	71.	54.
120	329.	282.	218.	178.	151.	122.	93.
140	510.	438.	341.	279.	237.	192.	147.
160	743.	640.	501.	411.	349.	284.	217.
180	1033.	893.	702.	578.	491.	401.	307.
200	1385.	1200.	947.	783.	667.	545.	419.
220	1801.	1566.	1241.	1028.	878.	719.	553.
240	2287.	1994.	1587.	1318.	1127.	926.	713.
260	2845.	2487.	1987.	1655.	1417.	1167.	901.
280	3478.	3049.	2445.	2041.	1751.	1444.	1117.
300	4190.	3682.	2963.	2480.	2132.	1761.	1365.
320	4982.	4389.	3545.	2973.	2560.	2119.	1646.
340	5857.	5172.	4191.	3523.	3039.	2519.	1961.
360	6817.	6033.	4905.	4133.	3571.	2965.	2312.
380	7864.	6975.	5689.	4804.	4157.	3458.	2702.
400	9000.	8000.	6545.	5538.	4800.	4000.	3130.

$D, H \rightarrow cm$

$P \rightarrow Kg$

$n_h \rightarrow Kg/cm^3$

VALORES DE P ADMSSIVEL NH = 2.0

" ALTURA LIVRE "

D	500	600	800	1000	1200	1500	2000
100	217.	185.	143.	116.	98.	79.	60.
120	366.	313.	243.	198.	167.	136.	103.
140	567.	487.	379.	310.	263.	214.	163.
160	826.	711.	557.	457.	388.	316.	242.
180	1148.	992.	780.	642.	546.	446.	341.
200	1538.	1333.	1053.	870.	741.	606.	465.
220	2002.	1740.	1379.	1142.	975.	799.	615.
240	2541.	2215.	1763.	1464.	1252.	1029.	793.
260	3161.	2764.	2208.	1838.	1575.	1296.	1001.
280	3865.	3388.	2717.	2268.	1946.	1605.	1242.
300	4655.	4091.	3293.	2755.	2368.	1957.	1517.
320	5535.	4876.	3938.	3303.	2844.	2354.	1829.
340	6507.	5746.	4657.	3915.	3377.	2799.	2179.
360	7574.	6703.	5450.	4592.	3967.	3295.	2569.
380	8738.	7750.	6322.	5338.	4619.	3843.	3002.
400	10000.	8889.	7273.	6154.	5333.	4444.	3478.

$D, H \longrightarrow cm$

$P \longrightarrow Kg$

$n_h \longrightarrow Kg/cm^3$

APÊNDICE C

TABELAS PARA O MÉTODO DA VIGA SOBRE BASE ELÁSTICA

MODULO DE REACAO CONSTANTE

BETA*D	FATORES-CARGA Y-P	FATORES-CARGA TETA-P	FATORES-MOMENTO Y-M	FATORES-MOMENTO TETA-M
0.1	10.023	150.633	150.480	3013.028
0.2	4.997	37.469	37.472	374.733
0.3	3.333	16.669	16.670	111.209
0.4	2.501	9.383	9.383	47.022
0.5	2.001	6.013	6.013	24.185
0.6	1.669	4.185	4.185	14.112
0.7	1.432	3.087	3.087	9.006
0.8	1.255	2.377	2.377	6.156
0.9	1.118	1.894	1.894	4.449
1.0	1.009	1.552	1.552	3.370
1.1	0.922	1.303	1.303	2.660
1.2	0.850	1.116	1.116	2.178
1.3	0.790	0.975	0.975	1.843
1.4	0.740	0.866	0.866	1.606
1.5	0.698	0.781	0.781	1.435
1.6	0.662	0.715	0.715	1.312
1.7	0.633	0.663	0.663	1.223
1.8	0.607	0.623	0.623	1.157
1.9	0.586	0.592	0.592	1.110
2.0	0.569	0.567	0.567	1.076
2.1	0.554	0.548	0.548	1.052
2.2	0.542	0.534	0.534	1.035
2.3	0.532	0.523	0.523	1.023
2.4	0.525	0.516	0.516	1.015
2.5	0.518	0.510	0.510	1.010
2.6	0.514	0.506	0.506	1.007
2.7	0.510	0.503	0.503	1.005
2.8	0.507	0.502	0.502	1.004
2.9	0.505	0.501	0.501	1.004
3.0	0.503	0.500	0.500	1.004

MODULO DE REACAO PROPORCIONAL A PROFUNDIDADE

BETA*D	FATORES-CARGA Y-P	FATORES-CARGA TETA-P	FATORES-MOMENTO Y-M	FATORES-MOMENTO TETA-M
0.1	1799.998	23999.980	23999.980	*********
0.2	450.001	3000.009	3000.007	22500.130
0.3	200.001	888.898	888.898	4444.594
0.4	112.502	375.015	375.016	1406.439
0.5	72.004	192.027	192.027	576.244
0.6	50.007	111.149	111.149	278.069
0.7	36.745	70.023	70.023	150.277
0.8	28.140	46.943	46.943	88.279
0.9	22.244	33.008	33.008	55.307
1.0	18.030	24.106	24.106	36.486
1.1	14.916	18.160	18.160	25.123
1.2	12.552	14.041	14.041	17.943
1.3	10.717	11.103	11.103	13.235
1.4	9.266	8.954	8.954	10.050
1.5	8.101	7.349	7.349	7.838
1.6	7.154	6.129	6.129	6.268
1.7	6.375	5.189	5.189	5.133
1.8	5.730	4.456	4.456	4.299
1.9	5.190	3.878	3.878	3.679
2.0	4.737	3.418	3.418	3.213
2.1	4.355	3.051	3.051	2.860
2.2	4.032	2.756	2.756	2.591
2.3	3.758	2.518	2.518	2.385
2.4	3.526	2.327	2.327	2.227
2.5	3.329	2.172	2.172	2.106
2.6	3.163	2.048	2.048	2.013
2.7	3.023	1.949	1.949	1.942
2.8	2.906	1.870	1.870	1.889
2.9	2.808	1.807	1.807	1.848
3.0	2.727	1.758	1.758	1.819

APÊNDICE D

TABELAS PARA O MÉTODO DE PRAKASH SIMPLIFICADO

TABELA PARA O METODO DE PRAKASH SIMPLIFICADO

H/D	F1(H/D)	F2(H/D)
1.0	0.02381	0.07661
1.1	0.02252	0.07231
1.2	0.02137	0.06847
1.3	0.02033	0.06502
1.4	0.01938	0.06190
1.5	0.01852	0.05906
1.6	0.01773	0.05648
1.7	0.01701	0.05411
1.8	0.01634	0.05193
1.9	0.01572	0.04992
2.0	0.01515	0.04806
2.1	0.01462	0.04633
2.2	0.01412	0.04472
2.3	0.01366	0.04322
2.4	0.01323	0.04182
2.5	0.01282	0.04051
2.6	0.01244	0.03927
2.7	0.01208	0.03811
2.8	0.01174	0.03702
2.9	0.01142	0.03598
3.0	0.01111	0.03501
3.1	0.01082	0.03408
3.2	0.01055	0.03320
3.3	0.01029	0.03237
3.4	0.01004	0.03158
3.5	0.00980	0.03082
3.6	0.00958	0.03010
3.7	0.00936	0.02942
3.8	0.00916	0.02876
3.9	0.00896	0.02813

TABELA PARA O METODO DE PRAKASH SIMPLIFICADO

H/D	F1(H/D)	F2(H/D)
4.0	0.00877	0.02753
4.1	0.00859	0.02696
4.2	0.00842	0.02640
4.3	0.00825	0.02587
4.4	0.00809	0.02537
4.5	0.00794	0.02488
4.6	0.00779	0.02441
4.7	0.00765	0.02395
4.8	0.00751	0.02351
4.9	0.00737	0.02309
5.0	0.00725	0.02269
5.1	0.00712	0.02230
5.2	0.00700	0.02192
5.3	0.00689	0.02155
5.4	0.00677	0.02120
5.5	0.00667	0.02085
5.6	0.00656	0.02052
5.7	0.00646	0.02020
5.8	0.00636	0.01989
5.9	0.00627	0.01959
6.0	0.00617	0.01929
6.1	0.00608	0.01901
6.2	0.00599	0.01873
6.3	0.00591	0.01846
6.4	0.00583	0.01820
6.5	0.00575	0.01795
6.6	0.00567	0.01770
6.7	0.00559	0.01746
6.8	0.00552	0.01723
6.9	0.00545	0.01700

TABELA PARA O METODO DE PRAKASH SIMPLIFICADO

H/D	F1(H/D)	F2(H/D)
7.0	0.00538	0.01678
7.1	0.00531	0.01657
7.2	0.00524	0.01636
7.3	0.00518	0.01615
7.4	0.00511	0.01595
7.5	0.00505	0.01576
7.6	0.00499	0.01557
7.7	0.00493	0.01538
7.8	0.00487	0.01520
7.9	0.00482	0.01502
8.0	0.00476	0.01485
8.1	0.00471	0.01468
8.2	0.00466	0.01451
8.3	0.00460	0.01435
8.4	0.00455	0.01419
8.5	0.00450	0.01404
8.6	0.00446	0.01389
8.7	0.00441	0.01374
8.8	0.00436	0.01360
8.9	0.00432	0.01345
9.0	0.00427	0.01332
9.1	0.00423	0.01318
9.2	0.00419	0.01305
9.3	0.00415	0.01292
9.4	0.00410	0.01279
9.5	0.00406	0.01266
9.6	0.00403	0.01254
9.7	0.00399	0.01242
9.8	0.00395	0.01230
9.9	0.00391	0.01218

TABELA PARA O METODO DE PRAKASH SIMPLIFICADO

H/D	F1(H/D)	F2(H/D)
10.0	0.00388	0.01207
10.1	0.00384	0.01196
10.2	0.00381	0.01185
10.3	0.00377	0.01174
10.4	0.00374	0.01163
10.5	0.00370	0.01153
10.6	0.00367	0.01143
10.7	0.00364	0.01133
10.8	0.00361	0.01123
10.9	0.00358	0.01113
11.0	0.00355	0.01104
11.1	0.00352	0.01094
11.2	0.00349	0.01085
11.3	0.00346	0.01076
11.4	0.00343	0.01067
11.5	0.00340	0.01058
11.6	0.00337	0.01050
11.7	0.00335	0.01041
11.8	0.00332	0.01033
11.9	0.00329	0.01025
12.0	0.00327	0.01017
12.1	0.00324	0.01009
12.2	0.00322	0.01001
12.3	0.00319	0.00993
12.4	0.00317	0.00985
12.5	0.00314	0.00978
12.6	0.00312	0.00971
12.7	0.00310	0.00963
12.8	0.00307	0.00956
12.9	0.00305	0.00949
13.0	0.00303	0.00942

APÊNDICE E

FIGURAS

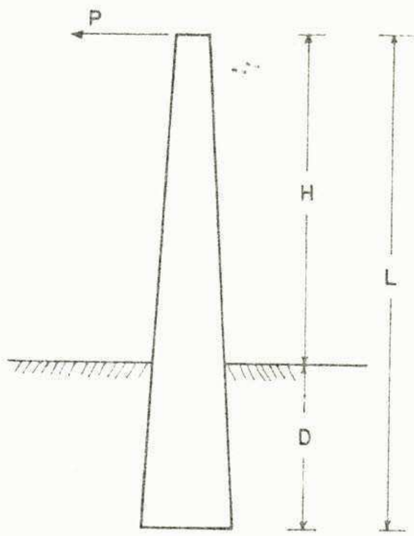


FIG. 1

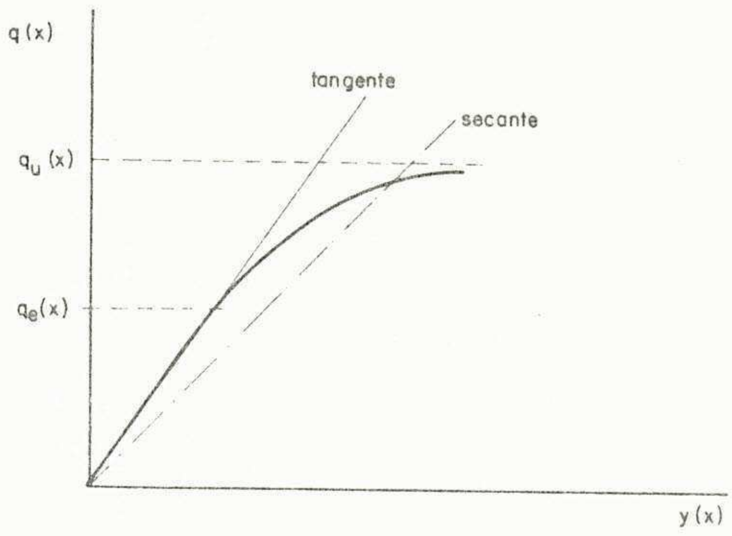
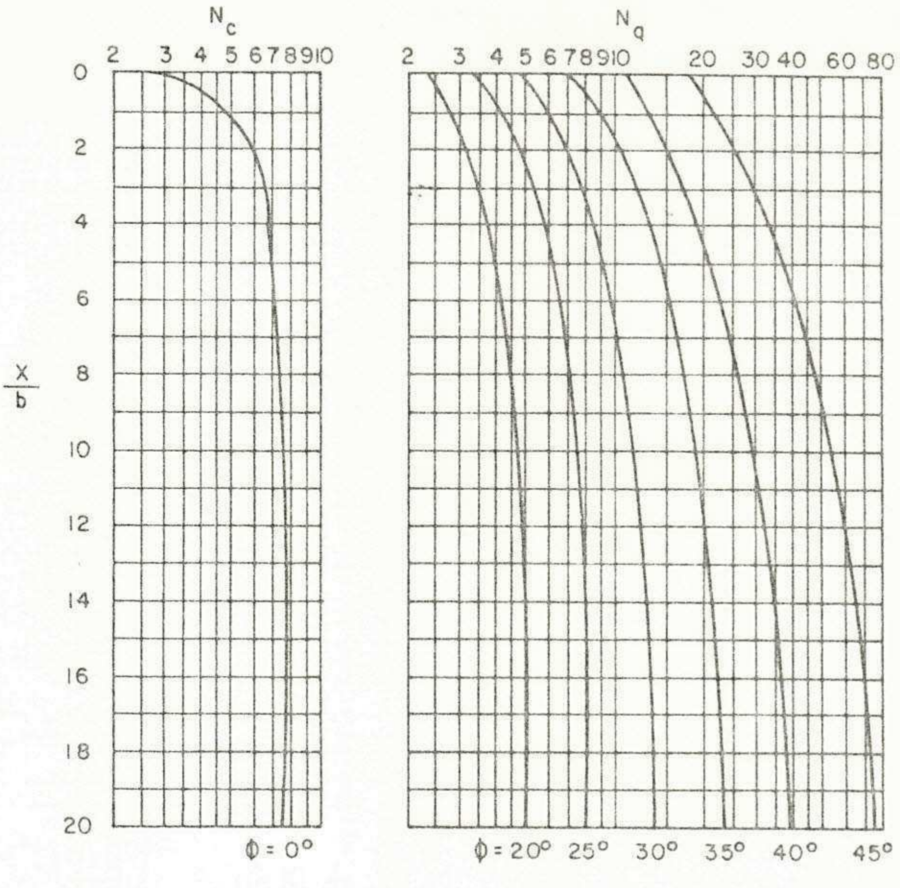
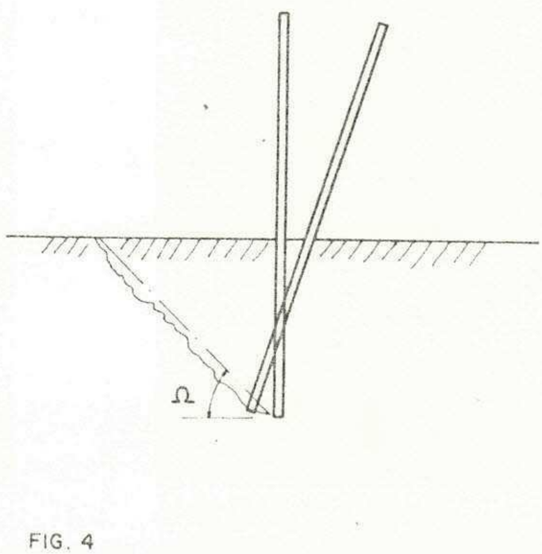


FIG. 2



N_c
2 3 4 5 6 7 8 9 10
N_q
2 3 4 5 6 7 8 9 10 20 30 40 60 80
0
2
4
6
8
10
12
14
16
18
20
$\frac{x}{b}$
$\phi = 0°$
$\phi = 20°$ 25° 30° 35° 40° 45°

FIG. 3



Ω

FIG. 4

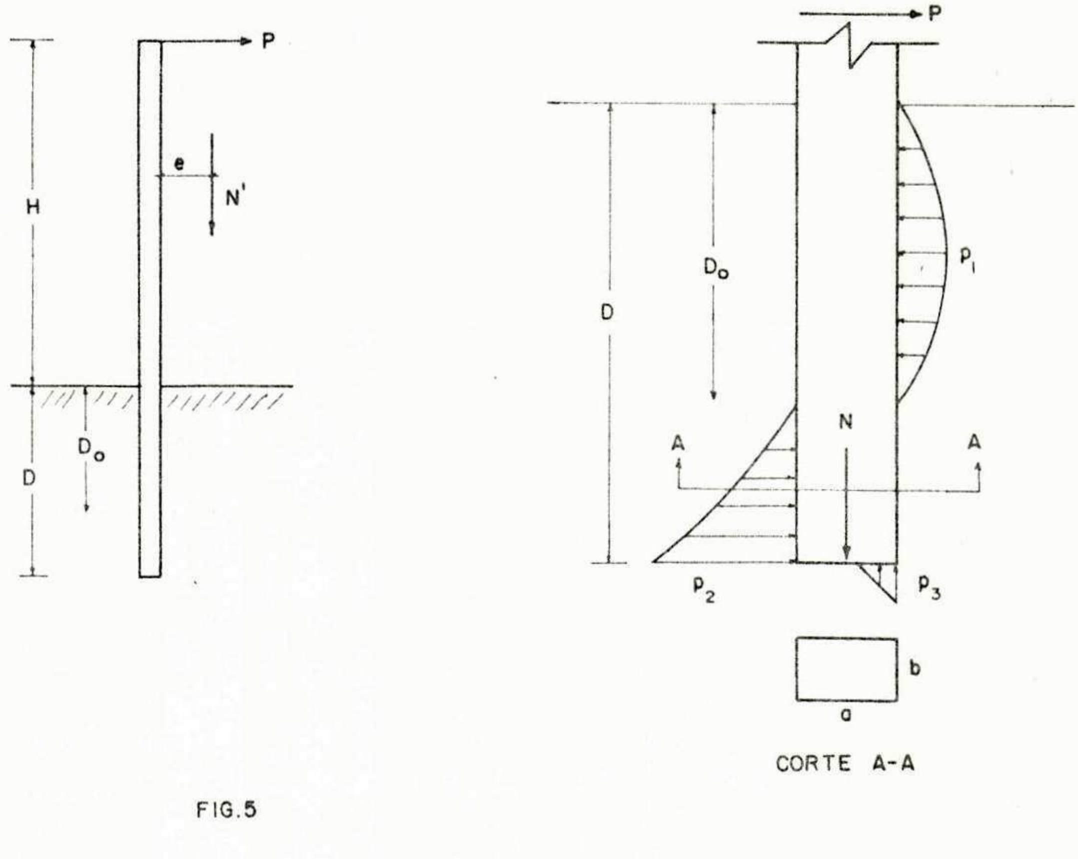
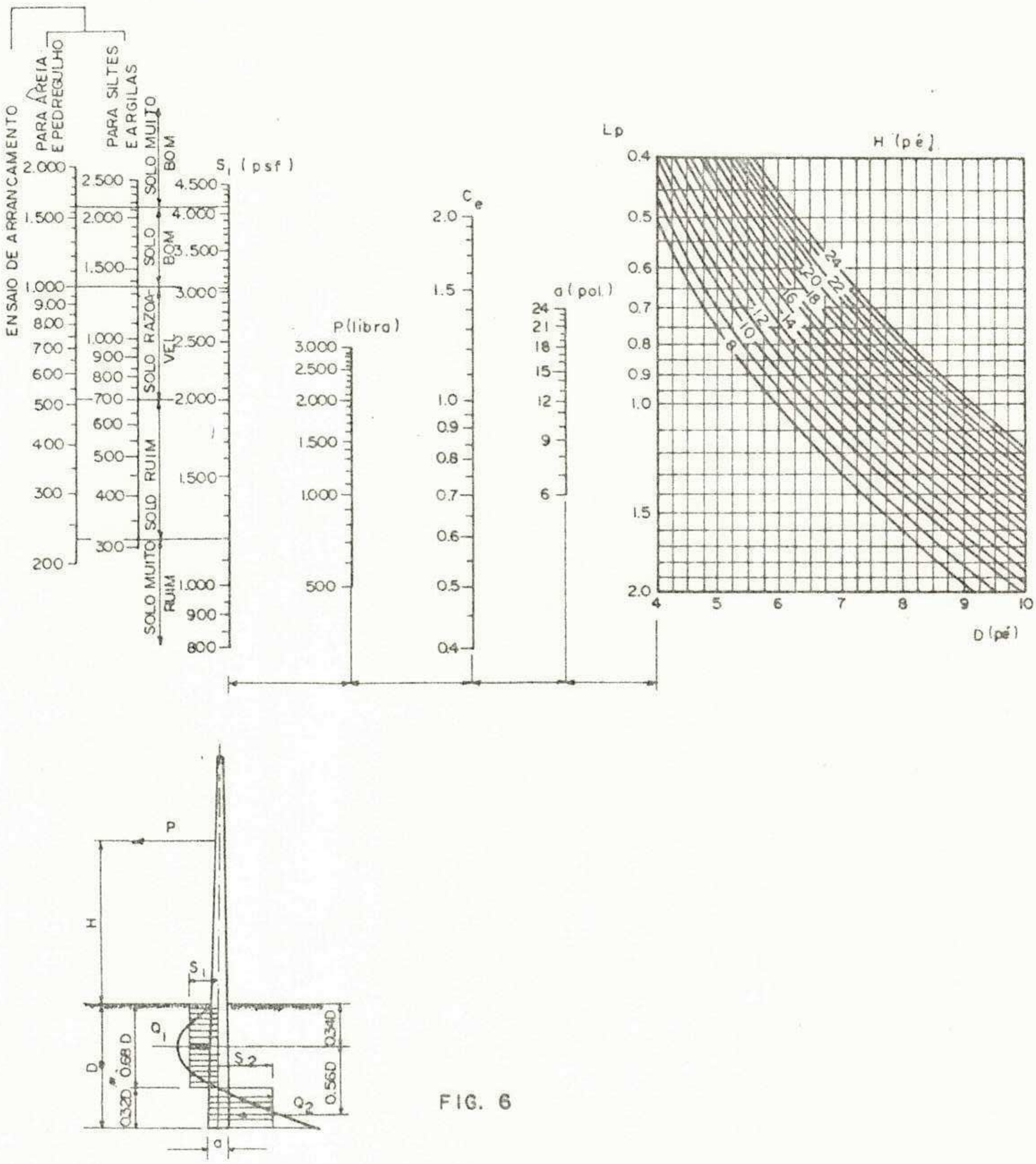


FIG.5



ENSAIO DE ARRANCAMENTO
PARA ÁREIA E PEDREGULHO
PARA SILTES E ARGILAS
SOLO MUITO BOM
SOLO BOM
SOLO RAZOÁVEL
SOLO RUIM
SOLO MUITO RUIM
S_1 (psf)
P (libra)
C_e
a (pol.)
Lp
H (pé)
D (pé)
P
H
S_1
S_2
Q_1
Q_2
D
0.68 D
0.32D
0.34D
0.56D
a

FIG. 6

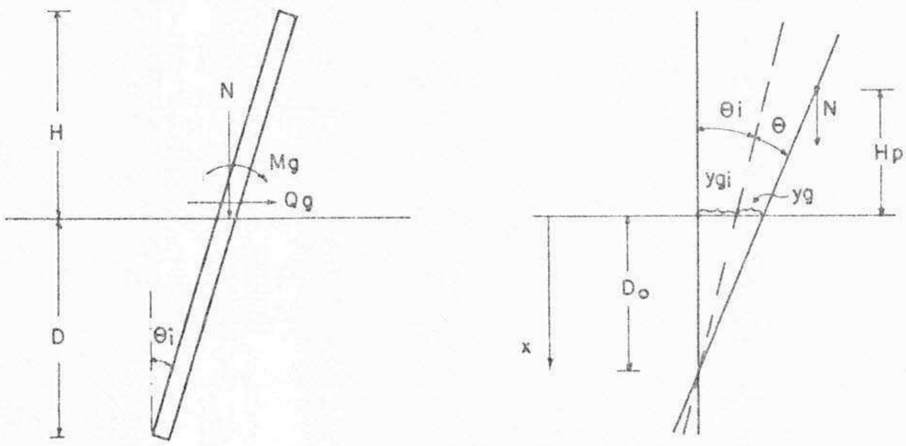
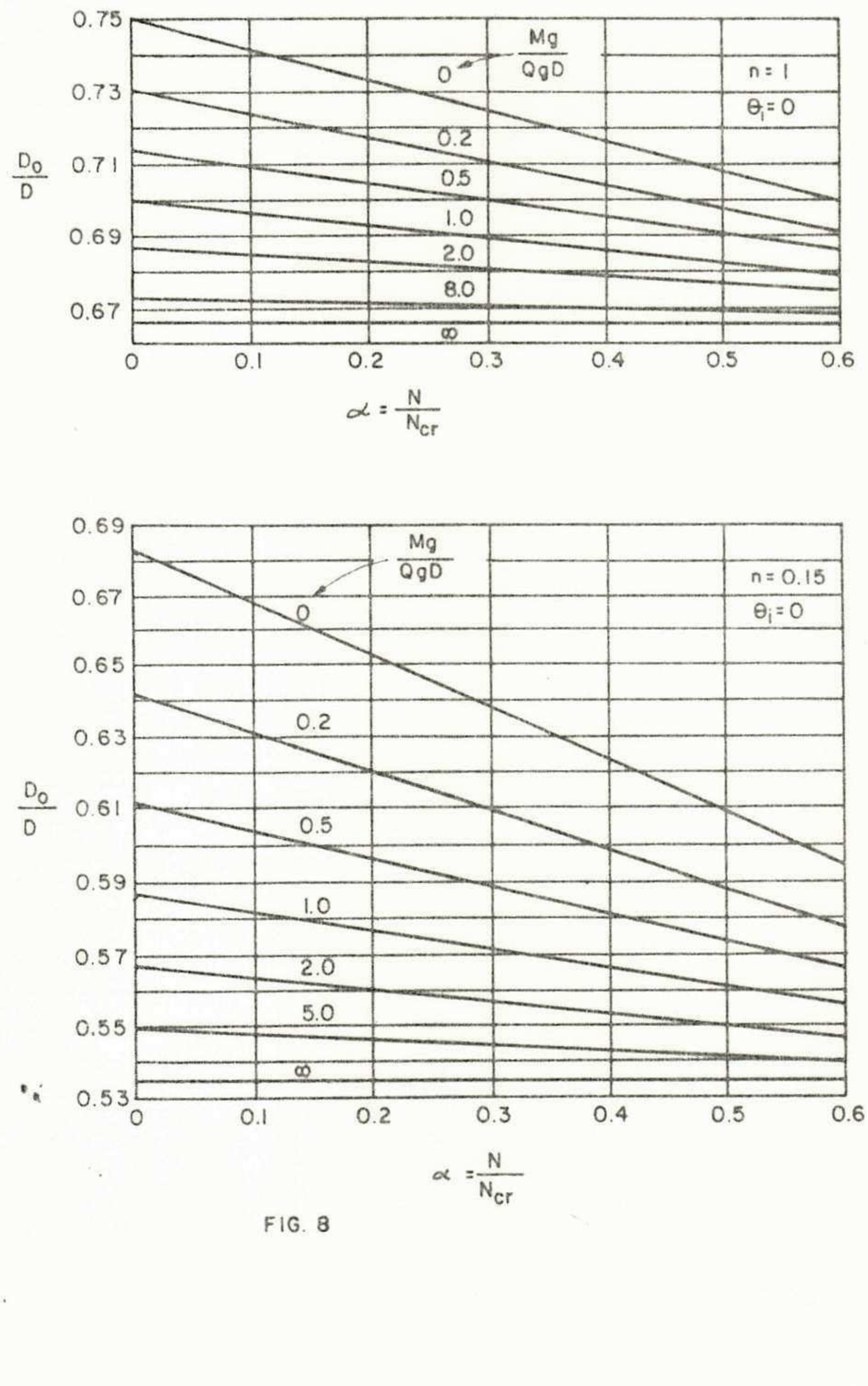


FIG. 7



0.75
0.73
0.71
0.69
0.67
$\frac{D_o}{D}$
$\frac{Mg}{QgD}$
0
0.2
0.5
1.0
2.0
8.0
∞
n = 1
$\theta_i = 0$
0
0.1
0.2
0.3
0.4
0.5
0.6
$\alpha = \frac{N}{N_{cr}}$
0.69
0.67
0.65
0.63
0.61
0.59
0.57
0.55
0.53
$\frac{D_o}{D}$
$\frac{Mg}{QgD}$
0
0.2
0.5
1.0
2.0
5.0
∞
n = 0.15
$\theta_i = 0$
0
0.1
0.2
0.3
0.4
0.5
0.6
$\alpha = \frac{N}{N_{cr}}$

FIG. 8

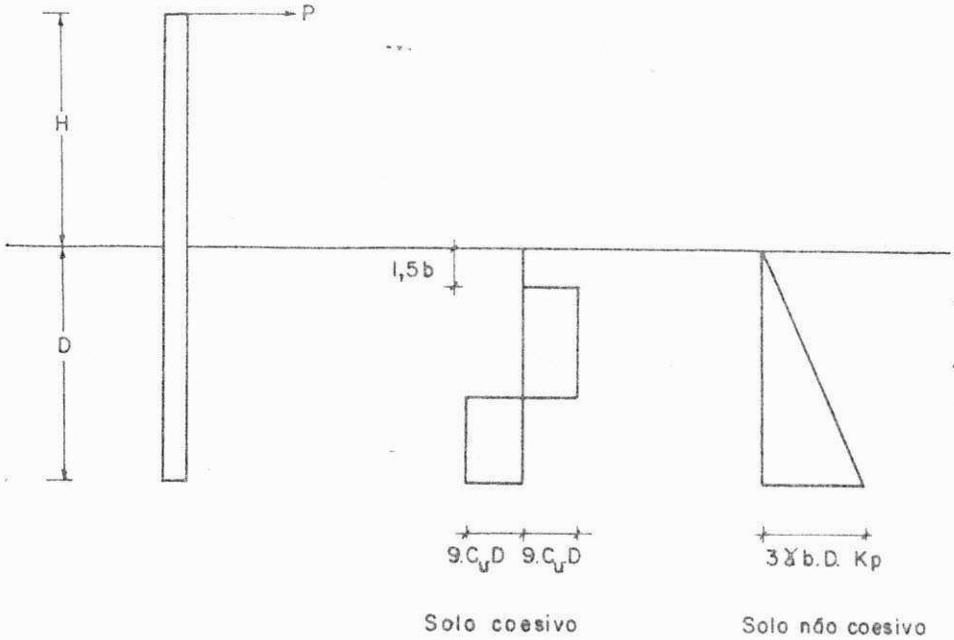

P
H
D
1,5b
9.C_uD 9.C_uD
3γb.D. Kp
Solo coesivo
Solo não coesivo

FIG. 9

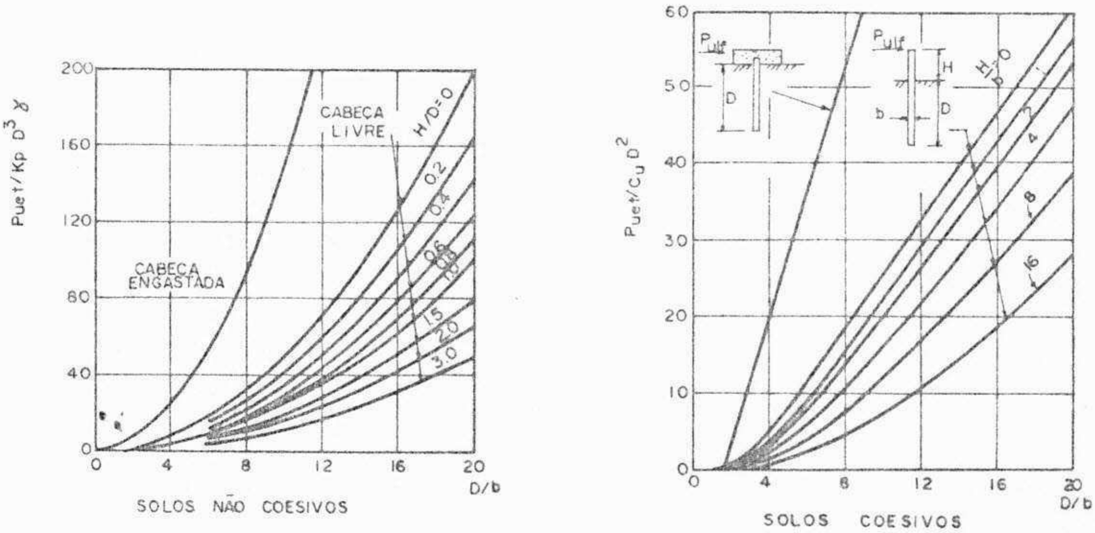

Puet/Kp D^3 γ
CABEÇA LIVRE
H/D=0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
1.5
2.0
3.0
CABEÇA ENGASTADA
D/b
SOLOS NÃO COESIVOS
Puet/Cu D^2
Pult
H
D
b
H/b=0
1
2
4
8
16
D/b
SOLOS COESIVOS

FIG. 10

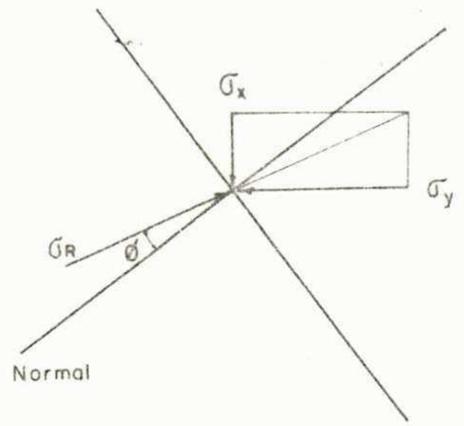


FIG. 11

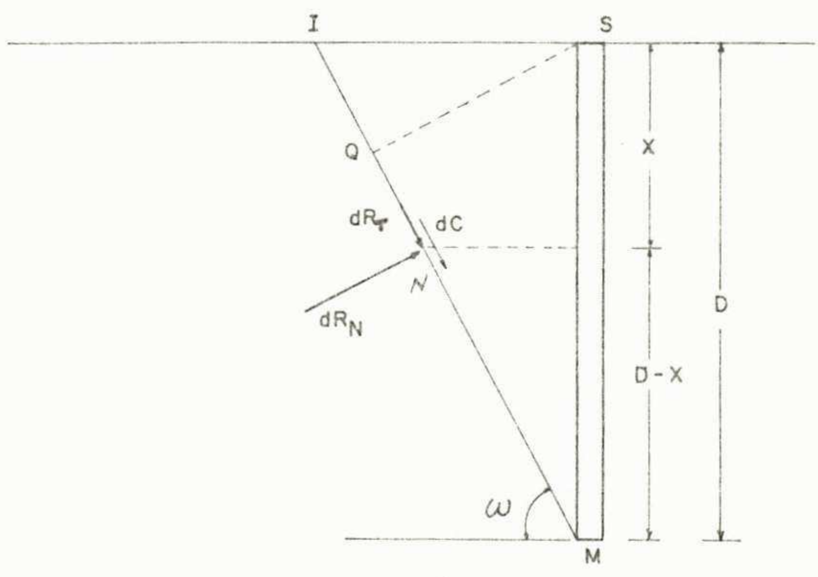


FIG. 12

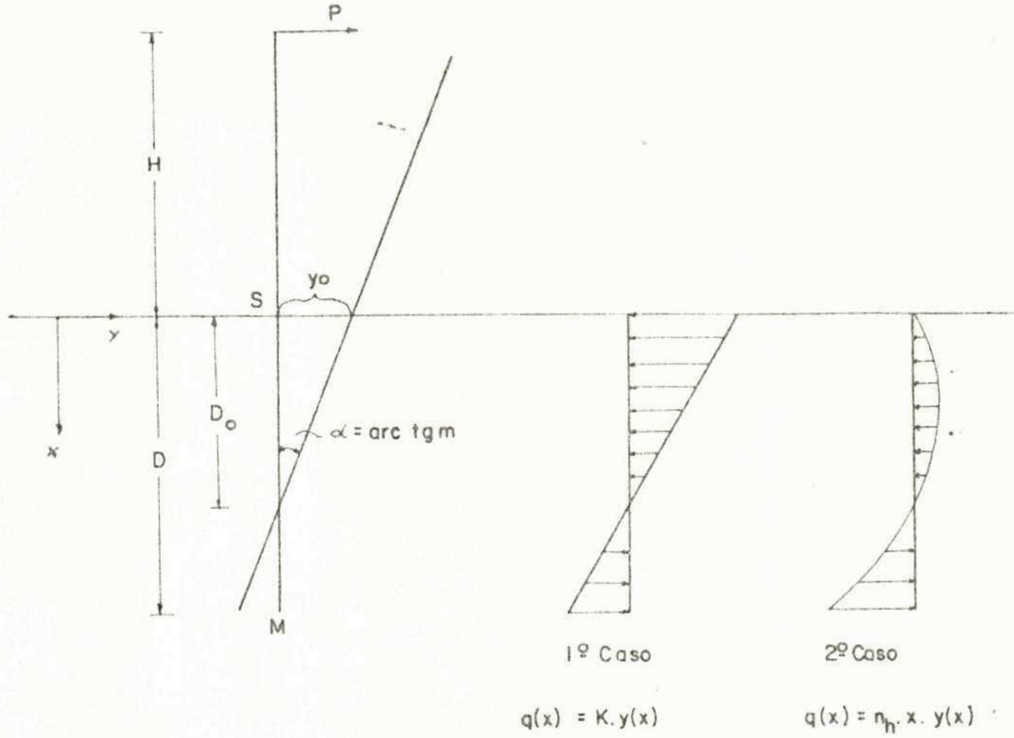

P
H
S
yo
y
x
D_o
D
α = arc tg m
M
1º Caso
2º Caso
q(x) = K. y(x)
q(x) = n_h. x. y(x)

FIG. 13

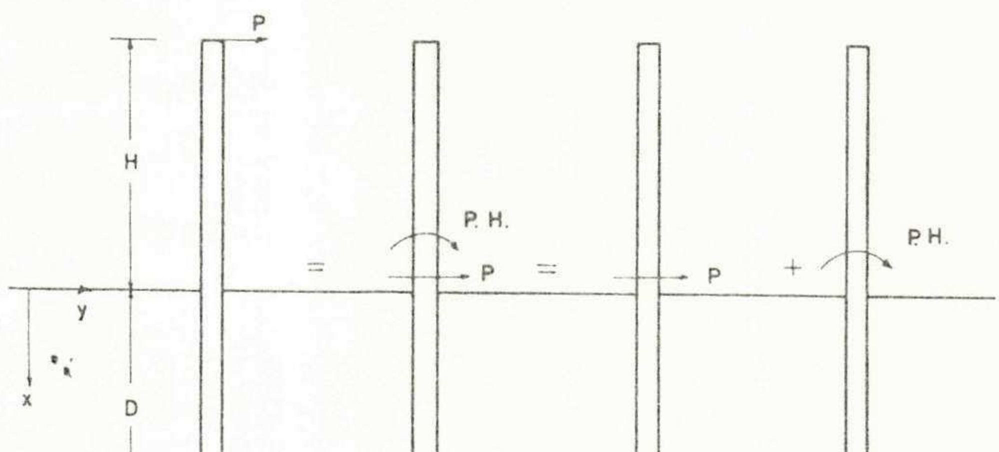

P
H
y
x
D
P. H.
P
=
P
+
P. H.

FIG. 14

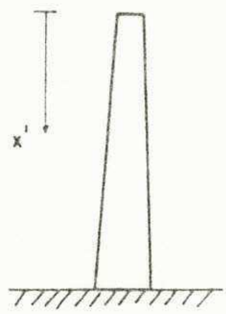


FIG. 15

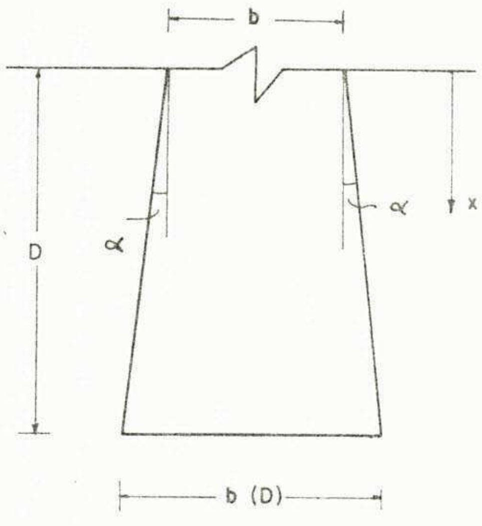


FIG. 16

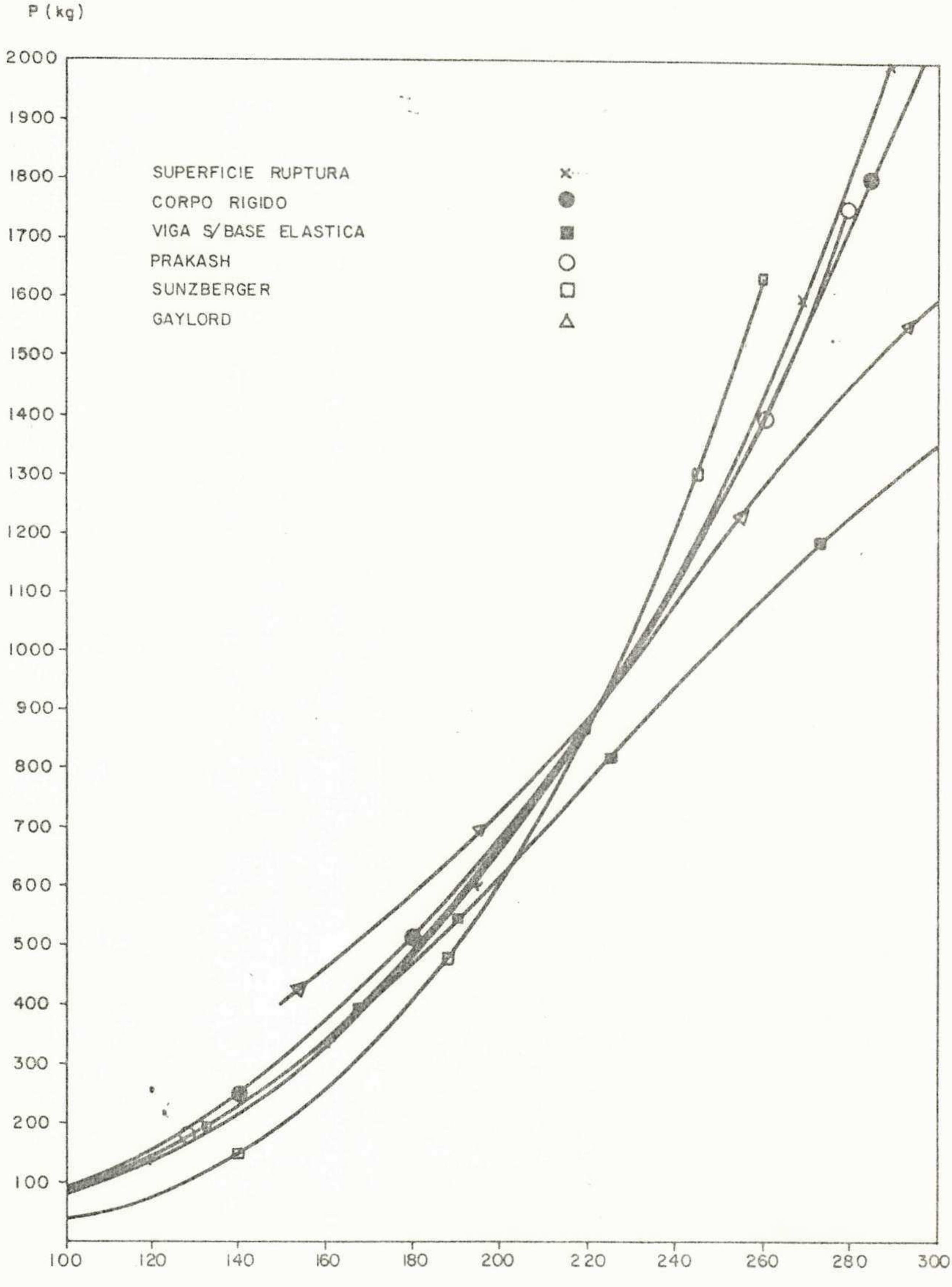

P (kg)
2000
1900
1800
1700
1600
1500
1400
1300
1200
1100
1000
900
800
700
600
500
400
300
200
100
SUPERFICIE RUPTURA
CORPO RIGIDO
VIGA S/BASE ELASTICA
PRAKASH
SUNZBERGER
GAYLORD
100
120
140
160
180
200
220
240
260
280
300
D (cm)

FIG. 17

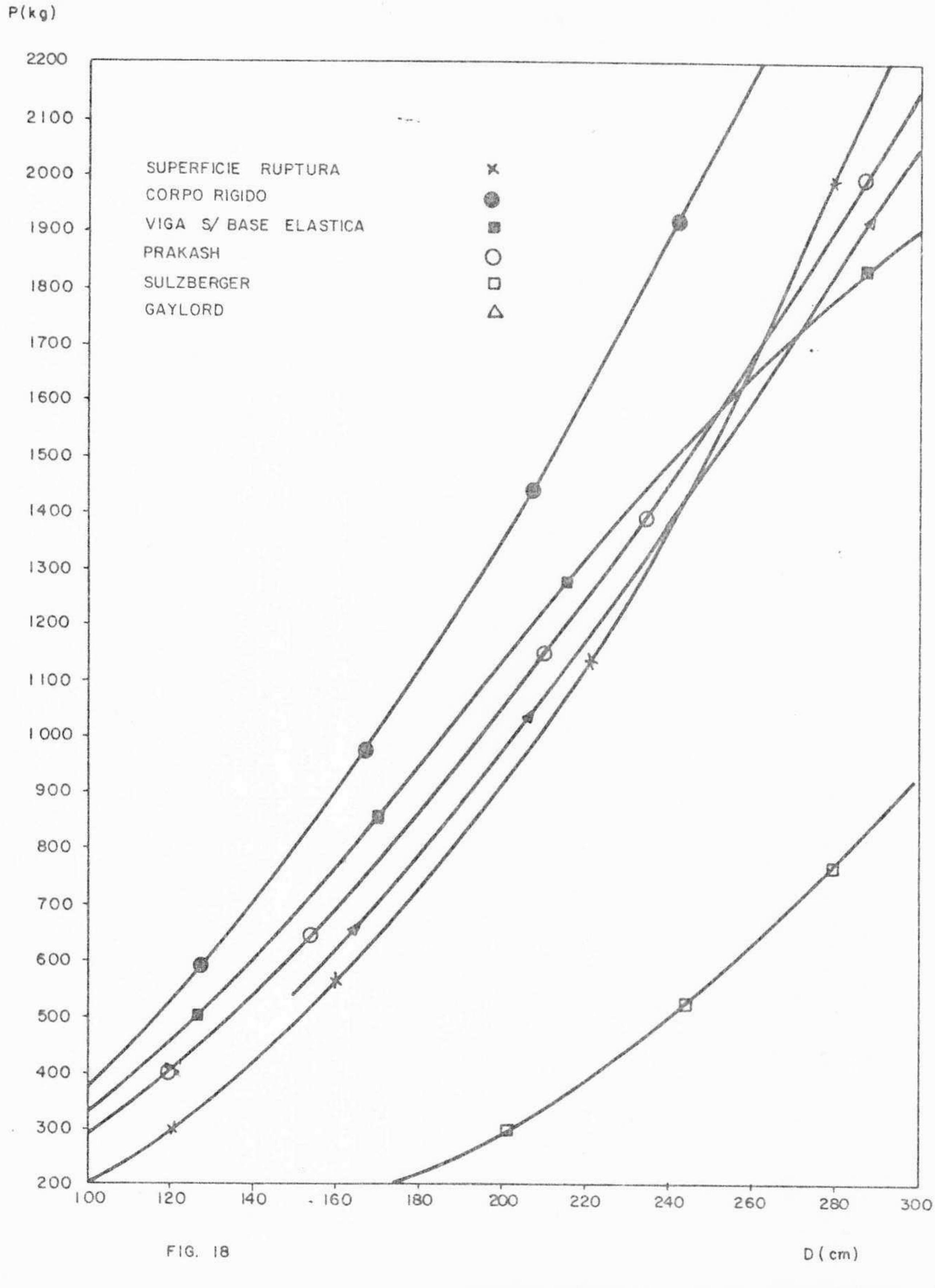

P(kg)
2200
2100
2000
1900
1800
1700
1600
1500
1400
1300
1200
1100
1000
900
800
700
600
500
400
300
200
100
120
140
160
180
200
220
240
260
280
300
SUPERFICIE RUPTURA
CORPO RIGIDO
VIGA S/ BASE ELASTICA
PRAKASH
SULZBERGER
GAYLORD
D (cm)

FIG. 18

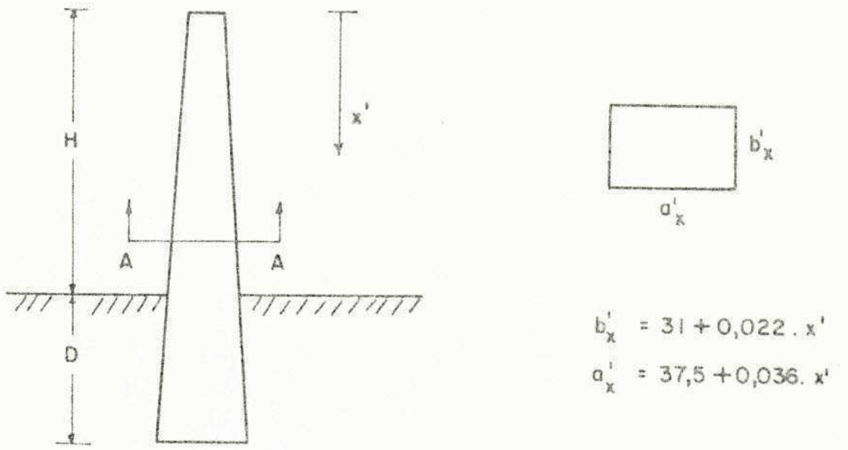


FIG. 19

B I B L I O G R A F I A

01. ABNT, "Linhas Aéreas de Distribuição de Enérgia Elétrica" - PB - 45 - 1971.

02. ABNT, "Projeto de Linhas Aéreas de Transmissão e Substransmissão de Energia Elétrica - NB - 182 - 1972.

03. ABNT, "Projeto de Revisão da Especificação de Postes de Concreto Armado - 1977.

04. Anderson, W. C., "Foundations to Resist Moments Imposed on Upright Cantilevers Supporting Highway Signs" HRB Bull. 247, 1-3 - 1960.

05. Anderson,W. C., "Pole Foundation to Resist Tilting Moments" - Eletric Light and Power, 26: 10,96 -1948.

06. Biot, A. M., "Bending of an Infinite Beam on an Elastic Foundation" - Jour. of Applied Mech., 4:1, A1-A7-1937.

07. Bowles, J. E. - "Foundation Analysis and Design"- McGraw-Hill Kogakusha, Ltd - Tokyo - 1968.

08. Broms, B. B., "Design of Laterally Loaded Piles" - Jour. of the Soil Mechanics and Foundation Division - ASCE - Nº SM 3 - maio - 1965.

09. Carpentier, H., "Note sur le Calcul des Foundations des Pylones Supportant les Lignes de Transmission d'Energie" - Revue Generale de L'Electricite, 14:13, 439 - 1923.

10. Czerniak, E., "Resistance to Overturning of Single, Short Piles" - ASCE Proc. - Bol. 83 - ST2 - March - 1957.

11. Davisson, M. T., "Behavior of Flexible Vertical Piles Subjected to Moment, Shear and Axial Load" Ph.D. Thesis, Univ. of Illinois - 1960.

12. Davisson, M. T., and Gill, H. L., "Laterally Loaded Piles in a Layered Soil System" - 1963.

13. Demogue, R., "Stabilite des Supports de Lignes Telephones" - Annales des Postes Telegraphes et Telephones, 27:8,706 - 1938.

14. Drucker, M. A., "Embedment of Poles, Sheeting and Anchor Piles" - Civil Engineering, 4:622, Discussion, 5:311, 589 - 1934.

15. Fernandes, D., Oliveira, J. D., Albuquerque, D., Paladino, L. e Reinart, I. - "Considerações sobre o Estudo dos Solos e Escolha dos Tipos de Fundações para as Torres das Linhas de 800 kV de Itaipu" - IV Seminário Nacional de Produção e Transmissão de Energia Elétrica - Rio de Janeiro - 1977.

16. Gaylord, E., and Gaylord, C (Ed.), "Structural Engineering Handbook" - McGraw-Hill - 1968.

17. Grandholm, Hjalmar, "Om the Elastic Stability of Piles Surrounded by a Supporting Medium" Ing. Vet. Akad, Hand. 89, Stockholm - 1929.

18. Green, G. E., "A Model Study of the Lateral Stability of a Single Pole" - M.Sc. Thesis - Northwesterm Univ. - 1961.

19. Hansen, J. B., "The Ultimate Resistance of Rigid Poles Against Transversal Forces" - Danish Geotechnical Inst., Bull. 12 - 1961.

20. Hehl, M. E., "Sistema de Programação FORTRAN IV G-H" Editora McGraw-Hill do Brasil - 1972.

21. Hetényi, M., "Beams on Elastic Foundation" - University of Michigan Press - Ann Arbor - 1946.

22. Krynine, D. P., "Soil Mechanics" - McGraw-Hill - 1947.

23. Lucio, L. A. E., "Dez Anos de Experiência em Projetos e Construção de Fundações para Linhas de Transmissão" - IV Seminário Nacional de Produção e Transmissão de Energia Elétrica - Rio de Janeiro - 1977.

24. Matlock, H., and Reese, L. C., "Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles" ASCE Trans., 127:Pt. I-1220 - 1251 - 1962.

25. Matsuo, H., "Tests on the Lateral Resistance of Piles" - Research Institute of Civil Engineering, Ministry of Home Affairs, Report Nº 46; in Japanese - 1939.

26. Minikin, R. R., "Winds, Waves, and Maritime Structures" - Charles Griffin and Co., Ltd. - 1950.

27. Minikin, R. R., "Design of Jetties" - Dock and Harbour Authority, 23:124 - 1943.

28. Monteiro, A. M. e Teixeira, C. C., "Seleção de Fundações para Linhas de Transmissão - IV Seminário Nacional de Produção e Transmissão de Energia Elétrica - Rio de Janeiro - 1977.

29. Nakamura, M., "Uber Den Erdwidenstand Gegen Maste Unter Besonderer Beruckshtigung Der Zusammendruckbarkeit Des Bodens" - Bauingenieur - 16:21/24, 269 - 1935.

30. Nunes, R. R. e Lauar, N. M., "Fundações para Estais de LT'S em 500 kV" - IV Seminário Nacional de Produção e Transmissão de Energia Elétrica - Rio de Janeiro-1977.

31. Osterberg, J. O., "Lateral Stability of Poles Embedded in a Clay Soil", Unpublished report, the Technological Institute, Northwestern Univ. - 1958.

32. Pacitti, T. e Atkinson, C. P. - "Programação e Métodos Computacionais" - Livros Técnicos e Científicos Editora S. A. - vols. 1 e 2 - Rio de Janeiro - 1975.

33. Prakash, Shamsher, "Review of the Behavior of Partially Embedded Poles Subjected to Lateral Loads", M.Sc. Thesis, Univ. of Illinois - 1961.

34. Prakash, Shamsher, and Davisson, M. T., "A Review of Soil-Pole Behavior".

35. Rowe, P. W., "The Single Pile Subject to Horizontal Force", Geotechnique, 6:70 - 1956.

36. Rifaat, J., "Die Spundwand als Erddruckproblem", A. G. Gebr, Leemann and Co., Zurich - 1935.

37. Sanderman, J. W., "Lateral Pile Test", Van Nostran Engineering Magazine, 23:493 - 1880.

38. Seiler, J. F., "Effect of Depth of Embedment on Pole Stability", Wood Preserving News, 10:152 - 1932.

39. Shilts, W. L., Graves, L. D., and Driscoll, G. G., "A Report of Field and Laboratory Test on the Stability of Posts Against Lateral Loads", Proc., 2nd Internat. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., 5:107 - 1948.

40. Stobie, J. C., "Pole Footings", Jour. of the Inst. of Engineers, Australia, 2:58 - 1930.

41. Sulzberger, G., "Les Foundations des Supports de Lignes Elḗctriques Aériennes et leur Calcul". Bulletin.Berne, Association Suisse de Électriciens, 10:289-307, mai, 1945.

42. Terzaghi, K., "Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction", Geotechnique, 5:297-326 - 1955.

43. Tonin, F. S. P. - "Ensaios de Fundações para Postes de

Concreto" - IV Seminário Nacional de Produção e Transmissão de Energia Elétrica - Rio de Janeiro - 1977.

44. Velloso, D. A. - "Fundações Profundas" - Publicação do Instituto Militar de Engenharia (IME) - Rio de janeiro - 1975.

45. Vesic, A. B., "Beams on Elastic Subgrade and the Winkler's Hypothesis" - Proc., 5 th Internat. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., 1:845 - 1961.

46. Wilkins, R. J., "The Bending of a Vertical Pile Under Lateral Forces", Civil Engineering - London - 46:355 1951.