

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS
CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Leandro Chaves Caldas Pires

**DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DO SOLO: um estudo de caso por
meio do métodos semi-empíricos para fundações por tubulão**

Belo Horizonte

2023

Leandro Chaves Caldas Pires

DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DO SOLO: um estudo de caso por meio dos métodos semi-empíricos para fundações por tubulão

Monografia de especialização apresentada ao Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial à obtenção do título de Especialista em Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Ney Amorim Silva

Belo Horizonte

2023

P667d

Pires, Leandro Chaves Caldas.

Determinação da capacidade de carga do solo [recurso eletrônico] : um estudo de caso por meio dos métodos semi-empíricos para fundações por tubulão / Leandro Chaves Caldas Pires. – 2023.

1 recurso online (42 f. : il., color.) : pdf.

Orientador: Ney Amorim Silva.

“Monografia apresentada ao Curso de Especialização em Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais” .

Anexos: f. 31-42.

Bibliografia: f. 9-19.

Exigências do sistema: Adobe Acrobat Reader.

1. Engenharia de estruturas. 2. Fundações (Engenharia).
3. Tubulações. 4. Engenharia - Projetos. 5. Edificações - Construção.
6. Solo - Tensão. I. Silva, Ney Amorim. II. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. III. Título.

CDU: 624



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

ATA DE DEFESA DE MONOGRAFIA / TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO (TCC)

Aos **trinta e um dias** do mês de **março** de **2023**, às 15h, o estudante **Leandro Chaves Caldas Pires**, matrícula 2020674410, defendeu o Trabalho intitulado “**Determinação da Capacidade de Carga do Solo: Um Estudo de Caso por Meio dos Métodos Semiempíricos para Fundações por Tubulão**”.

Participaram da banca examinadora os abaixo indicados, que, por nada mais terem a declarar; assinam eletronicamente a presente ata.

Nota: 90 (noventa pontos)

Orientador(a): Prof. Ney Amorim Silva

Nota: 90 (noventa pontos)

Examinador(a): Prof. Pedro Vianna Pessoa de Mendonça



Documento assinado eletronicamente por **Pedro Vianna Pessoa de Mendonca, Subchefe de departamento**, em 11/04/2023, às 15:40, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Ney Amorim Silva, Membro de comissão**, em 26/04/2023, às 17:30, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site https://sei.ufmg.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **2216448** e o código CRC **D6B7835C**.

Este documento deve ser editado apenas pelo Orientador e deve ser assinado eletronicamente por todos os membros da banca.

RESUMO

O presente trabalho trata-se de um estudo de caso, cujo objetivo consistiu em determinar a capacidade de carga do solo por meio de métodos semi-empíricos, comparando-a com a tensão admissível adotada para a elaboração do projeto de fundações do edifício estudado e, caso haja divergência nas tensões admissíveis consideradas, realizar um comparativo. Para alcançar os objetivos fez-se uma a revisão de literatura para introduzir o assunto reunindo-se os métodos semi-empíricos de nove autores consagrados para determinação da capacidade de carga do solo. Através dos documentos fornecidos pela construtora de médio porte, verificou-se que a tensão admissível obtida dos métodos semi-empíricos era muito maior do que a tensão admissível adotada para a elaboração do projeto de fundações. Portanto, constatou-se que, se o projeto de fundações do edifício estudado fosse elaborado utilizando a tensão admissível obtida por meio dos métodos semi-empíricos, haveria uma economia considerável na execução das fundações.

Palavras-chave: Tensão admissível. Capacidade de carga. Métodos semi-empíricos. Fundação. Tubulões.

ABSTRACT

The present work is a case study whose objective was to determine the load capacity of the soil through semi-empirical methods, comparing it with the admissible tension adopted for the elaboration of the project of foundations of the building studied and, if there is divergence in the considered allowable stresses, carry out a cost comparison. In order to reach the objectives, a bibliographic review was carried out to introduce the subject, bringing together the semi-empirical methods of nine renowned authors to determine the load-bearing capacity of the soil. As a result, it was found that the allowable stress obtained from the semi-empirical methods was much greater than the allowable stress adopted for the elaboration of the foundations project. Therefore, it was found that if the foundation design of the building studied did not use the allowable stress obtained through semi-empirical methods, there would be considerable savings in the execution of the foundations.

Keywords: Allowable stress. Load capacity. Semi-empirical methods. Foundation. Pipes.

LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Valores de N72 médio	22
Tabela 2- Dimensões e volumes dos tubulões Tensão admissível utilizada 2.6 kgf/cm ²	26
Tabela 3- Dimensões e volumes dos tubulões Tensão admissível utilizada 1.5 kgf/cm ²	27
Tabela 4- Dimensões e volumes dos tubulões Tensão admissível utilizada 2.05 kgf/cm ²	28

.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	08
2 REVISÃO DA LITERATURA	10
2.1 Sondagens SPT	10
2.2 Segurança e saúde no trabalho na indústria da construção (NR-18)	10
2.3 Tubulões a Céu Aberto	11
2.3.1 Dimensionamento de Tubulões à Céu Aberto.....	11
2.4 Coeficientes de recalque para tubulões	13
2.5 Métodos Semi-Empíricos	16
3 METODOLOGIA	21
4 ANÁLISE DE DADOS	22
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	30
REFERÊNCIAS	31
ANEXOS.....	33
APÊNDICES.....	37

1 INTRODUÇÃO

O solo possui papel importantíssimo nas obras de engenharia, pois absorve todas as cargas provenientes da superestrutura. Sendo assim, conhecer suas características, peculiaridades e resistências é de extrema importância. Para os engenheiros geotécnicos e engenheiros projetistas de fundação, a grande incógnita está na determinação da capacidade de carga dos solos (CABETTE, 2014).

Segundo Berberian (2015), existem diversos métodos para a determinação da capacidade de carga dos solos, os mais conhecidos e utilizados são os métodos teóricos, os métodos empíricos e os métodos semi-empíricos.

No Brasil, são utilizados os métodos empíricos e, principalmente, os semi-empíricos para a determinação da capacidade de carga dos solos e dos parâmetros necessários para a concepção dos projetos de fundação. Tais métodos baseiam-se, fundamentalmente, na análise do tipo de solo e valores de SPT (*Standard Penetration Test*), obtidos em sondagens de simples reconhecimento (CABETTE, 2014).

Lukiantchuki (2012) aponta que o ensaio de simples reconhecimento do solo (SPT) é usualmente utilizado para estimar a resistência do solo, por meio do índice NSPT (Índice de Resistência à Penetração do Solo), que representa a resistência à penetração dinâmica do amostrador no solo.

Cintra, Aoki e Albiero (2011) consideram que os métodos teóricos de capacidade de carga para fundações profundas não funcionam satisfatoriamente e, por esse motivo, geralmente não são empregados. Devido à não aplicabilidade dos métodos teóricos para determinação da capacidade de carga do solo para tubulões, os autores defendem que os métodos semi-empíricos são indicados para fundações em estacas, admitindo-se os tubulões como estacas escavadas (CINTRA, 2011).

Diante desse contexto, surge o problema de pesquisa: entre os diversos métodos existentes, qual é utilizado para determinar se a tensão admissível encontrada em projetos geotécnicos está superdimensionada? Qual modelo apresenta a melhor solução e o melhor custo benefício?

O trabalho justifica-se no âmbito acadêmico devido a uma lacuna na literatura, resultante da escassez de pesquisas. Do ponto de vista organizacional, a escolha do tema foi motivada pela percepção de que a viabilidade econômica não é uma preocupação na elaboração de projetos de fundação. Dessa forma, pretende-se com esta pesquisa apresentar métodos eficientes, que permitam às empresas levar em conta a viabilidade econômica, quando da elaboração de projetos.

Tendo em vista a importância da adoção correta da tensão admissível do solo para projetos da construção civil, visando a segurança e ao mesmo tempo economia do empreendimento, foram traçados os seguintes objetivos geral e específicos.

O objetivo geral deste trabalho consiste em analisar a tensão admissível do solo, adotada na elaboração do projeto de um edifício de cinco pavimentos na cidade de Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.

Para alcançar o objetivo geral, foram traçados os seguintes objetivos específicos: identificar os principais métodos semi-empíricos utilizados para determinação da capacidade de carga do solo para fundações do tipo tubulão; comparar os resultados, e por fim, realizar um comparativo de volume.

O trabalho está estruturado em cinco seções, incluindo esta Introdução, que apresenta o tema da pesquisa, a justificativa e os objetivos. Na segunda seção, desenvolve-se o Referencial Teórico, que aborda os tópicos: Sondagens SPT, Segurança e saúde no trabalho na indústria da construção (NR-18), Tubulões a céu aberto, Coeficientes de recalque em tubulões e por fim, Métodos semi-empíricos. Na terceira seção, descrevem-se os procedimentos metodológicos adotados. Na quarta seção, procede-se a Análise de Dados, por meio da apresentação e discussão dos resultados da pesquisa. Na quinta seção, formulam-se as Considerações Finais.

2 REVISÃO DA LITERATURA

Este capítulo tem como objetivo apresentar os principais conceitos relacionados com a pesquisa desenvolvida à luz de autores conceituados que tratam do assunto.

2.1 Sondagens SPT

A sondagem por SPT é o procedimento de investigação de maior recorrência aplicado na caracterização geotécnica de solos, sendo o método de investigação de solo *in situ* mais consagrado no Brasil por várias décadas. O SPT é um método direto de investigação, sendo suas medidas empregadas nas estimativas de recalques e na caracterização da capacidade de cargas de fundações (FOLLOE, 2002).

A norma NBR 6484/1997 prescreve o método de execução de sondagens de simples reconhecimento de solos, como SPT, cujas finalidades, para aplicações na Engenharia Civil, são: determinação dos tipos de solo em suas respectivas profundidades de ocorrência, a posição do nível d'água e os índices de resistência a penetração (N) a cada metro.

2.2 Segurança e saúde no trabalho na indústria da construção (NR-18)

A NR-18/2020, p.8), referente a segurança e saúde do trabalhador na escavação manual de tubulão a céu aberto aponta que “é proibida a utilização de sistema de tubulão escavado manualmente com profundidade superior a quinze metros”.

Visando a segurança e saúde no trabalho, a referida norma complementa que o tubulão escavado manualmente deverá ser encamisado em toda a sua extensão; a execução do serviço só pode ser realizada após sondagem ou estudo geotécnico local, no caso de profundidade superior a 3m (três metros), além de o diâmetro ter, no mínimo, noventa centímetros.

Outra exigência da NR 18 (2020), ainda em relação à escavação manual do tubulão, a NR 18 (2020) determina que, acima do nível d'água ou abaixo dele, é preciso assegurar que o solo se mantenha estável, sem risco de desmoronamento, além de ser possível controlar a água em seu interior.

Considerando a segurança na atividade de escavação manual, a NR 18 2020, p. 9 determina que:

A atividade de escavação manual de tubulão deve ser precedida de plano de resgate e remoção. As ocorrências e as atividades sequenciais da escavação manual do tubulão devem ser registradas diariamente em livro próprio por profissional legalmente habilitado

No tubulão escavado manualmente são proibidos: “o trabalho simultâneo em bases alargadas em tubulões adjacentes, sejam esses trabalhos de escavação e/ou de concretagem; a abertura simultânea de bases tangentes”. (NR-18, 2020, p.9).

2.3 Tubulões a Céu Aberto

A norma NBR 6122/2019 descreve tubulão como elemento de fundação profunda, cilíndrico, em que, pelo menos na sua etapa final, há descida de operário.

Sua função, de acordo com Trojahn (2017), é transmitir as cargas ao solo firme por compressão, por meio de um fuste cilíndrico e base alargada.

2.3.1 Dimensionamento de Tubulões à Céu Aberto

Segundo Beilfuss (2012), os tubulões são formados basicamente por três elementos construtivos: a base, o fuste e o cone. Para o dimensionamento do tubulão é utilizado o conceito fundamental de que pressão é equivalente a força sobre área. Portanto, utiliza-se a equação a seguir para determinação do diâmetro da base dos tubulões:

$$D_b = \sqrt{\left(\frac{4*P}{\pi*\sigma_a}\right)} \quad (1)$$

Em que:

D_b = Diâmetro da base;

P = Carga proveniente do pilar;

σ_a = Tensão admissível do solo.

Para o dimensionamento do fuste dos tubulões é utilizada a seguinte formulação:

$$D_f = \sqrt{\left(\frac{4*P}{\pi*\sigma_a}\right)} \quad (2)$$

Em que:

D_f = Diâmetro do fuste;

P = Carga proveniente do pilar;

σ_a = Tensão do concreto, utiliza-se 5 MPa.

A NBR 6122 (2019) determina 70 cm como o diâmetro mínimo do fuste para fundações por tubulão.

A altura da base do tubulão é obtida por meio da seguinte equação:

$$H = 0,866 \times (D_b - D_f) \quad (3)$$

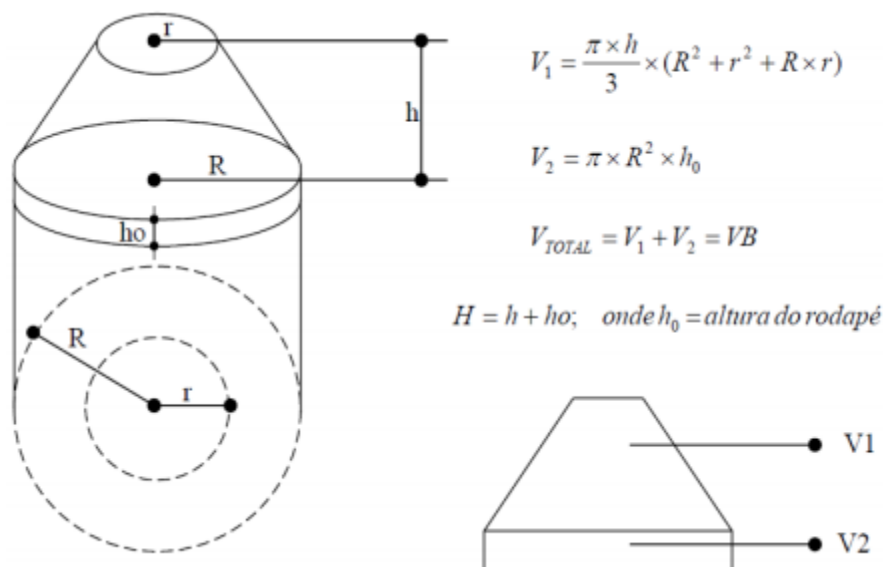
Em que:

H = Altura total da base;

D_b = Diâmetro da base;

D_f = Diâmetro do fuste.

Figura 1- Volume da base do tubulão.



Fonte: (Beilfuss, 2012).

2.4 Coeficientes de recalque para tubulões

Os coeficientes de recalque (Vertical e horizontal) serão calculados no respectivo trabalho para demonstrar de forma acadêmica os valores que influenciam tanto vertical, como horizontalmente no tubulão.

Os métodos de possíveis modelagens entre a interação do solo e estrutura podem ser descritos em modelos simplificados, sendo incluídos modelos computacionais, em que a representação se baseia em um conjunto de componentes isolados (PIO, 2015). O autor cita como exemplo o método dos elementos finitos, descrito como a interação entre o solo e a estrutura, no qual há inúmeros elementos interligados, o MEF se baseia em seguir equações próximas, sendo representado pela superfície dos deslocamentos (PIO, 2015).

Para Alexandre Junior (2017), o modelo de molas proposto por Winkler (1867) é utilizado para determinar os coeficientes de recalque vertical e horizontal. Assim caracterizando o comportamento do solo, traçando como a soma de várias molas elásticas lineares desconectadas de tal maneira, que as deformações ocorrem somente onde haja carregamento.

O autor relata que, no modelo de Winkler (1867), é assumido que a pressão p e o deslocamento d de cada ponto estão relacionados por um módulo de reação (*modulos of subgrade reaction*) ou coeficiente de recalque (horizontal ou vertical), denominado k_h e k_v .

Logo, para o modelo de tubulões utilizando o método de molas é descrita a relação:

$$P = K_v \cdot d \quad (4)$$

P é a tensão aplicada, d é o deslocamento;

K_v é o coeficiente de recalque ou de reação vertical, que pode ter como unidade kgf/cm^3 ou tf/m^3 , etc.

Normalmente, os coeficientes são obtidos por meio de ensaios, especificamente de placa. Na inexistência do ensaio, ou valores próximos é possível a utilização de tabelas com valores padronizados em pesquisa (ALEXANDRE JUNIOR, 2017, p-1)

O padrão descrito abaixo será discriminado por meio das correlações empíricas.

No modelo proposto, será encontrado o coeficiente da reação vertical a partir da tensão admissível, em que pode ser obtido o K_v por meio do $\text{SPT}_{\text{MÉDIO}}$ (ALEXANDRE JUNIOR, 2017).

$$\sigma_a = 0,20 * \text{SPT}_{\text{Médio}} \quad (5)$$

A partir dos valores encontrados para tensão admissível, será utilizada uma tabela para encontrar o valor do K_v por correlação, conforme anexo V

Por meio das correlações empíricas é admitido, similarmente, conseguir o valor do coeficiente de reação horizontal (K_h) e, junto ao coeficiente de Poisson, obter o coeficiente de reação vertical (K_v). Assim, para encontrar o (K_h) coeficiente de recalque horizontal é de extrema importância utilizar o método proposto por Teng em 1962, que se originou a partir do modelo das correlações empíricas propostas por Terzaghi em 1955 (ALEXANDRE JUNIOR, 2017).

O modelo se divide em duas situações:

Para solos arenosos

$$K_h = k_1 * \frac{Z}{B} \quad (6)$$

Em que:

Z= profundidade da fundação (m).

B= largura ou diâmetro da estaca ou tubulão (m).

Valores de k1 para solos arenosos (em kgf/cm³)

	Areia fofa	Areia media	Areia compacta
Seco ou saturada	0,2	0,7	1,8
Submersa	0,1	0,4	1,1

Fonte: Alexandre Junior (2017, p.2)

Para solos argilosos

$$K_v = 0.2 * \frac{k_1}{B} \quad (7)$$

Valores de k1 para solos argilosos (em kgf/cm³)

	Argila mole	Argila média	Argila rija	Argila dura
Seca ou saturada	0 a 1,5	2	5	10

Fonte: Alexandre Junior (2017, p.2)

Em que:

Z= profundidade da fundação (m).

B= largura ou diâmetro da estaca ou tubulão (m).

A partir do valor de k_h (coeficiente de recalque horizontal) encontrado e, seguindo a metodologia exposta, pode-se chegar ao valor de k_v (coeficiente de recalque vertical).

Seguindo as seguintes relações:

$$K_h = K_n * n \quad (8)$$

Assim:

k_n - coeficiente de recalque vertical

n - coeficiente de Poisson

Natureza do solo	Coefficiente de Poisson
Arenoso	0,29
Argiloso	0,40

Fonte: Alexandre Junior (2017, p.2)

2.5 Métodos Semi-Empíricos para determinação da tensão admissível do solo

Os métodos semi-empíricos são aqueles em que as propriedades dos materiais são estimadas com base em correlações e são usadas em teorias de Mecânica dos Solos, adaptadas para incluir a natureza semi-empírica do método (NBR 6122, 1996, p. 8).

Segundo Marangon (2018), tais métodos são relações matemáticas relativamente simples, baseados na experiência dos seus autores, levando em consideração o tipo de solo, valores de SPT e estudos estatísticos correlacionando provas de cargas.

A seguir serão apresentados os métodos desenvolvidos por nove autores consagrados para determinação da capacidade de carga do solo considerados métodos semi-empíricos conforme disposto por Berberian (2015). O mesmo autor utiliza-se da seguinte metodologia para determinação da capacidade de carga do solo: pesquisa o maior número de autores e, posteriormente são realizadas duas médias para filtrar os resultados. A primeira média é uma média aritmética simples. A segunda média é obtida aplicando-se o desvio padrão de 30% sobre a primeira média; os valores que extrapolam os limites do desvio adotado são excluídos e uma nova média aritmética é realizada.

Método 01:

Berberian (2015) considerou a tensão admissível do solo por meio da seguinte formulação:

$$\sigma_a = \frac{N72}{K_{base}}, \text{ em kg/cm}^2 \quad (9)$$

N72 é a média obtida dentro da camada de espessura 1,5B abaixo da base;

K_{base} é um coeficiente de minoração extraído do anexo I.

Não se recomenda $\sigma_a > 12 \text{ kg/cm}^2$;

Recomenda-se $N72 \leq 40$.

Método 02:

Albieiro e Cintra (1996) citados por Berberian (2015) adotaram a seguinte equação para determinação da tensão admissível do solo:

$$\sigma_a = \frac{N72}{5} + \sigma\sigma', \text{ em kg/cm}^2 \quad (10)$$

Com $\sigma\sigma' \leq 0,4 \text{ kg/cm}^2$;

N72 é a média obtido dentro da camada de espessura 1,5B a 2B abaixo da base;

Recomenda-se $N72 \leq 40$.

Método 03:

Décourt (1996) citado por Berberian (2015) utilizou a seguinte equação para determinação da capacidade de carga do solo:

$$\sigma_a = KPdq \times N72 \quad (11)$$

N72 é a média dos valores ao nível da base, imediatamente acima e abaixo da base;

KPdq é um coeficiente de minoração extraído do anexo II;

Recomenda-se $N72 \leq 40$;

Método 04:

A Prática Brasileira (1998) citado por Berberian (2015) recomenda para a determinação da tensão admissível do solo a seguinte formulação:

$$\sigma_a = \frac{N72}{3}, \text{ em kg/cm}^2 \quad (12)$$

N72 é obtido dentro da camada de espessura B abaixo da base.

Método 05:

Teixeira (1998) citado por Berberian (2015) definiu a seguinte formulação para determinação da tensão admissível do solo:

$$\sigma_a = \frac{N72}{5} + \sigma o', \text{ em kg/cm}^2 \quad (13)$$

Com $\sigma o' \leq 0,4 \text{ kg/cm}^2$;

N72 é a média obtido dentro da camada de espessura B a 2B abaixo da base;

Se $N72 < 5$, adotar 5;

Se $N72 > 20$, adotar 20.

Método 06:

Alonso (1983) citado por Berberian (2015) adotou a equação a seguir para determinar a capacidade de carga do solo:

$$\sigma_a = 0,33 \times N72, \text{ em kg/cm}^2 \quad (14)$$

N72 é a média obtido dentro da camada de espessura 2B abaixo da base;

Se $N72 < 6$, adotar 6;

Se $N72 > 18$, adotar 18.

Método 07:

Aoki Velloso (1975) citado por Berberian (2015) utilizou a seguinte equação para determinar a tensão admissível do solo:

$$\sigma_a = KPav \times \frac{N72}{9}, \text{ em kg/cm}^2 \quad (15)$$

N72 é a média obtido dentro da camada de espessura 2B abaixo da base;

KPav é um coeficiente do anexo II;

Não se recomenda $\sigma_a > 12 \text{ kg/cm}^2$;

Recomenda-se $N72 \leq 40$.

Método 08:

Laprovitera (1988) citado por Berberian (2015) considerou para determinação da capacidade de carga do solo, a seguinte formulação:

$$\sigma_a = KPlp \times \frac{N72}{9}, \text{ em kg/cm}^2 \quad (16)$$

N72 é a média obtido dentro da camada de espessura 2B abaixo da base.

KPlp é um coeficiente extraído do anexo II;

Não se recomenda $\sigma_a > 12 \text{ kg/cm}^2$

Recomenda-se $N72 \leq 40$

Método 09:

Monteiro (1997) citado por Berberian (2015) adotou a seguinte equação para a determinação da tensão admissível do solo:

$$\sigma_a = KPM \times \frac{N72}{9}, \text{ em kg/cm}^2 \quad (17)$$

N72 é a média obtido dentro da camada de espessura 2B abaixo da base;

KPM é um coeficiente extraído do anexo II;

Não se recomenda $\sigma_a > 12 \text{ kg/cm}^2$;

Recomenda-se $N72 \leq 40$

Alguns autores levam em consideração a contribuição da tensão geostática efetiva ($\sigma\sigma'$) para determinação da tensão admissível do solo, entretanto, todos eles limitam a tensão geostática efetiva a um valor de $0,4 \text{ kg/cm}^2$. Berberian (2015) define a tensão geostática efetiva como sendo o somatório do peso específico seco multiplicado pela espessura da camada de solo.

$$\sigma\sigma' = \sum Yd \times h \quad (18)$$

A próxima seção apresenta a metodologia utilizada para a pesquisa.

3 METODOLOGIA

Esta seção apresenta a metodologia utilizada para a pesquisa de campo. A pesquisa consistiu em encontrar os coeficientes de recalque e comparar a tensão admissível do solo adotada na elaboração do projeto de um edifício residencial localizado em Belo Horizonte com os principais métodos semi-empíricos utilizados na determinação da capacidade de carga do solo para fundações tipo tubulão.

O referido edifício é um empreendimento residencial, incorporado por uma construtora de médio porte. O edifício é composto por cinco pavimentos, sendo o primeiro composto por 3 lojas, o segundo, uma garagem residencial e o terceiro, quarto e quinto andares constituídos, cada um, por dois apartamentos, totalizando seis apartamentos, com a área de aproximadamente 80 m².

Os dados foram fornecidos pela construtora, que cedeu os projetos de sondagem e fundação para a realização desta pesquisa.

Para a determinação da capacidade de carga do solo foram realizados dois furos de sondagem SPT, apresentados no Apêndice I. No apêndices II e III foi apresentada a cota de assentamento das fundações a uma profundidade de 9,0 metros e, para fundação, foram utilizados tubulões escavados manualmente. A tensão admissível considerada no projeto foi de 1,50 kg/cm² e o volume total de concreto gasto para enchimento dos tubulões foi 159,00 m³.

4 ANÁLISE DE DADOS

Sabendo-se que a cota de assentamento da base dos tubulões se deu aos 9,0 metros de profundidade, segundo SPT, o primeiro passo para determinação da capacidade de carga do solo é estipular a menor dimensão da fundação (B) para obtenção da influência dos bulbos de tensão e, conseqüentemente, o N72 médio. Devido ao fato de as cargas solicitantes não terem em média valores tão elevados, como pode ser visto no Apêndice IV – Mapa de Esforços, considerou-se B com 2,0 metros.

A Tabela 1 apresenta os valores de N72 obtidos nos dois furos de sondagens.

Tabela 1 – Valores de N72 médio

Sondagem	influência dos bulbos de tensão	Valores de N72	N72 médio
Furo 01	B - Valores abaixo da base	12 - 10	11
	1,5B - Valores abaixo da base	12 - 10 - 10	10
	2B - Valores abaixo da base	12 - 10 - 10 - 13	11
	Valores ao nível da base, imediatamente a cima e abaixo da base.	10 - 9 - 12	10
Furo 02	B - Valores abaixo da base	10 - 10	10
	1,5B - Valores abaixo da base	10 - 10 - 11	10
	2B - Valores abaixo da base	12 - 10 - 11 - 12	11
	Valores ao nível da base, imediatamente a cima e abaixo da base.	8 - 8 - 10	9

Fonte: Elaborado pelo autor (2022).

Para otimização dos cálculos utilizou-se o menor valor de N72 médio, ou seja, N72 médio igual a 9 para determinação da capacidade de carga do solo. Após determinação do N72, parte-se para encontrar os valores dos coeficientes de recalque e as formulações semi-empíricas.

Coefficiente de recalque vertical obtido por meio da tensão admissível do solo.

$$\sigma_a = 0,20 * SPTMédio \quad (5)$$

$$\sigma_a = 0,20 * 9 = 1.8 \text{ kgf/cm}^2$$

Utilizando o anexo V para a $\sigma_a = 1.8 \text{ kgf/cm}^2$ o valor de $k_v = 3.64 \text{ kgf/cm}^3$

Coefficiente de recalque horizontal obtido por meio da tensão admissível do solo.

Como o solo do edifício analisado neste trabalho se caracteriza como uma argila – mole foi utilizado um coeficiente $k_1=1.5 \text{ kgf/cm}^3$, levando em consideração a segurança.

$$k_h = 0.2 * \frac{k_1}{B} \quad (6)$$

$$k_h = 0.2 * \frac{1.5}{0.7} = 0.428 \text{ kgf/cm}^3$$

Formulações semi-empíricas

Alguns autores levam em consideração a contribuição da tensão geostática efetiva para determinação da capacidade de carga do solo. Para simplificação dos cálculos utilizou-se o solo com o menor peso específico seco extraído, conforme anexo IV;

$$\begin{aligned}\sigma o' &= \sum Yd \times h & (18) \\ \sigma o' &= 1,0 \times 9 \\ \sigma o' &= 9 \text{ tn/m}^2 \\ \sigma o' &= 0,9 \text{ kg/cm}^2 \geq 0,4 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Como a tensão geostática efetiva encontrada é maior que a tensão limite estabelecida pelos autores dos métodos semi-empíricos, foi adotado o valor de 0,4 kg/cm².

Método 01 – Berberian:

$$\begin{aligned}\sigma_a &= \frac{N72}{Kbase}, \text{ em kg/cm}^2 & (9) \\ \sigma_a &= \frac{9}{5,11} \\ \sigma_a &\cong 1,7 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Método 02 – Albieiro e Cintra:

$$\begin{aligned}\sigma_a &= \frac{N72}{5} + \sigma o', \text{ em kg/cm}^2 & (10) \\ \sigma_a &= \frac{9}{5} + 0,4 \\ \sigma_a &= 2,2 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Método 03 – Décourt:

$$\begin{aligned}\sigma_a &= KPdq \times N72, \text{ em kg/cm}^2 & (11) \\ \sigma_a &= 0,3 \times 9 \\ \sigma_a &= 2,7 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Método 04 – Prática brasileira:

$$\sigma_a = \frac{N72}{3}, \text{ em kg/cm}^2 \quad (12)$$

$$\sigma_a = \frac{9}{3}$$

$$\sigma_a = 3,0 \text{ kg/cm}^2$$

Método 05 – Teixeira:

$$\sigma_a = \frac{N72}{5} + \sigma\sigma', \text{ em kg/cm}^2 \quad (13)$$

$$\sigma_a = \frac{9}{5} + 0,4$$

$$\sigma_a = 2,2 \text{ kg/cm}^2$$

Método 06 – Alonso:

$$\sigma_a = 0,33 \times N72, \text{ em kg/cm}^2 \quad (14)$$

$$\sigma_a = 0,33 \times 9$$

$$\sigma_a = 3,0 \text{ kg/cm}^2$$

Método 07 – Aoki Velloso:

$$\sigma_a = K P a v \times \frac{N72}{9}, \text{ em kg/cm}^2 \quad (15)$$

$$\sigma_a = 2,5 \times \frac{9}{9}$$

$$\sigma_a = 2,5 \text{ kg/cm}^2$$

Método 08 – Laprovitera:

$$\sigma_a = KPlp \times \frac{N72}{9}, \text{ em kg/cm}^2 \quad (16)$$

$$\sigma_a = 3,8 \times \frac{9}{9}$$

$$\sigma_a = 3,8 \text{ kg/cm}^2$$

Método 09 – Monteiro:

$$\sigma_a = K P m \times \frac{N72}{9}, \text{ em kg/cm}^2 \quad (17)$$

$$\sigma_a = 4,0 \times \frac{9}{9}$$

$$\sigma_a = 4,0 \text{ kg/cm}^2$$

Após encontrar os valores de tensão, segundo os métodos de 01 a 09, fez-se a média das tensões, média aritmética e com desvio padrão, a fim de se determinar um valor a ser comparado.

1ª média: Média aritmética.

$$\sigma_a \text{ med } 1 = \frac{1,7 + 2,2 + 2,7 + 3,0 + 2,2 + 3,0 + 2,5 + 3,8 + 4,0}{9}$$

$$\sigma_a \text{ med } 1 = 2,8 \text{ Kg/cm}^2 \quad (19)$$

2ª média: Aplicação de um desvio padrão de 30% sobre a 1ª média.

$$0,7 \times 2,8 \cong 2,0 \text{ kg/cm}^2$$

$$1,3 \times 2,8 \cong 3,6 \text{ kg/cm}^2$$

Realização de uma nova média excluindo os valores que extrapolam o desvio padrão.

$$\sigma_a \text{ med } 2 = \frac{2,2 + 2,7 + 3,0 + 2,2 + 3,0 + 2,5}{6}$$

$$\sigma_a \text{ med } 2 = 2,6 \text{ kg/cm}^2 \quad (20)$$

Determinada a capacidade de carga do solo, o próximo passo foi o dimensionamento dos tubulões para obtenção do volume de concreto. A Tabela 2 sintetiza o dimensionamento disponível no Apêndice IV – Dimensionamento dos tubulões.

Tabela 2 – Dimensões e volumes dos tubulões
Tensão admissível utilizada 2.6 kgf/cm²

Tubulão	Cargas (tn)	D _b (m)	D _f (m)	H (m)	Volume de concreto (m ³)
101	7,4	0.70	0.70	-	3.46
102	38,2	1.40	0.70	0.60	3.90
103	20,3	1.00	0.70	0.30	3.57
104	32,7	1.30	0.70	0.55	3.80
105	34,2	1.30	0.70	0.55	3.80
106	35,6	1.35	0.70	0.60	3.86
107	7,7	0.70	0.70	-	3.46
108	52,8	1.65	0.70	0.85	4.31
109	52,8	1.65	0.70	0.85	4.31
110	66,0	1.80	0.70	1.00	4.64
111	216,1	3.25	0.80	2.15	12.15
112	70,6	1.90	0.70	1.05	4.84
113	74,8	1.95	0.70	1.10	4.97
114	211,6	3.25	0.80	2.15	12.15
115	45,6	1.50	0.70	0.70	4.04
116	29,0	1.20	0.70	0.45	3.70
117	28,8	1.20	0.70	0.45	3.70
118	29,0	1.20	0.70	0.45	3.70
119	38,5	1.40	0.70	0.60	3.90
120	41,5	1.45	0.70	0.65	3.94
121	7,4	0.70	0.70	-	3.46
122	30,9	1.25	0.70	0.50	3.75
123	22,2	1.05	0.70	0.30	3.58
124	28,1	1.20	0.70	0.45	3.70
125	33,9	1.30	0.70	0.55	3.80
126	34,0	1.30	0.70	0.55	3.80
127	8,4	0.70	0.70	-	3.46
Volume total de concreto					121.75

Fonte: Elaborado pelo autor (2022).

Tabela 3 – Dimensões e volumes dos tubulões

Tensão admissível utilizada 1.5 kgf/cm²

Tubulão	Cargas (tn)	D _b (m)	D _f (m)	H (m)	Volume de concreto (m ³)
101	7,4	0.7	0.70	-	3.46
102	38,2	1.8	0.70	0.95	4.60
103	20,3	1.3	0.70	0.53	3.80
104	32,7	1.7	0.70	0.84	4.40
105	34,2	1.7	0.70	0.87	4.47
106	35,6	1.7	0.70	0.90	4.41
107	7,7	0.8	0.70	-	3.48
108	52,8	2.1	0.70	1.23	5.43
109	52,8	2.1	0.70	1.23	5.43
110	66,0	2.4	0.70	1.44	6.41
111	216,1	4.3	0.80	3.02	22.74
112	70,6	2.4	0.70	1.51	6.57
113	74,8	2.5	0.70	1.58	7.00
114	211,6	4.2	0.80	2.98	21.65
115	45,6	2.0	0.70	1.10	5.06
116	29,0	1.6	0.70	0.75	4.18
117	28,8	1.6	0.70	0.75	4.18
118	29,0	1.6	0.70	0.75	4.18
119	38,5	1.8	0.70	0.96	4.63
120	41,5	1.9	0.70	1.02	4.90
121	7,4	0.8	0.70	-	3.50
122	30,9	1.6	0.70	0.80	4.21
123	22,2	1.4	0.70	0.58	3.90
124	28,1	1.5	0.70	0.73	4.10
125	33,9	1.7	0.70	0.86	4.41
126	34,0	1.7	0.70	0.87	4.41
127	8,4	0.8	0.70	-	3.48
Volume total de concreto					159.0

Fonte: Elaborado pelo autor (2022).

Tabela 4 – Dimensões e volumes dos tubulões.

Tensão admissível utilizada 2.05 kgf/cm².

Tubulão	Cargas (tn)	D _b (m)	D _f (m)	H (m)	Volume de concreto (m ³)
101	7,4	0.7	0.70	-	3.44
102	38,2	1.5	0.70	0.73	4.06
103	20,3	1.1	0.70	0.37	3.62
104	32,7	1.4	0.70	0.63	3.92
105	34,2	1.5	0.70	0.66	4.02
106	35,6	1.5	0.70	0.68	4.03
107	7,7	0.7	0.70	-	3.46
108	52,8	1.8	0.70	0.96	4.60
109	52,8	1.8	0.70	0.96	4.60
110	66,0	2.0	0.70	1.15	5.11
111	216,1	3.7	0.80	2.48	15.75
112	70,6	2.1	0.70	1.21	5.38
113	74,8	2.2	0.70	1.26	5.65
114	211,6	3.6	0.80	2.45	15.04
115	45,6	1.7	0.70	0.85	4.37
116	29,0	1.3	0.70	0.56	3.80
117	28,8	1.3	0.70	0.55	3.80
118	29,0	1.3	0.70	0.56	3.80
119	38,5	1.5	0.70	0.73	4.06
120	41,5	1.6	0.70	0.78	4.20
121	7,4	0.7	0.70	-	3.46
122	30,9	1.4	0.70	0.59	3.89
123	22,2	1.2	0.70	0.41	3.68
124	28,1	1.3	0.70	0.54	3.80
125	33,9	1.5	0.70	0.65	4.01
126	34,0	1.5	0.70	0.65	4.01
127	8,4	0.7	0.70	-	3.48
Volume total de concreto					133.0

Fonte: Elaborado pelo autor (2022).

Como observado na Tabela 2, utilizando como tensão admissível do solo 2,6 kgf/cm², obtida por meio dos métodos semi-empíricos, seria necessário 121,75 m³ de concreto para preenchimento de todos os tubulões. Com a tensão admissível de 1,50 kgf/cm² adotada para a

elaboração do projeto, conforme Tabela 3, gastou-se 159,0 m³. Portanto, se o projeto tivesse sido elaborado considerando a capacidade de carga do solo com o valor de 2,6 kg/cm² haveria uma redução do volume dos tubulões de 37,25 m³.

Para fins de cálculo, realizou-se o dimensionamento da fundação com a tensão admissível do solo igual a 2.05 kgf/cm², que se dá pela média aritmética entre os valores de 2.6 kgf/cm² e 1.5 kgf/cm², sendo assim necessário 133.0 m³ de concreto, obtendo uma redução menor, comparado com a tensão de 1.5 kgf/cm². Porém, para esta pesquisa foi feita a comparação entre os valores extremos de 1.5 kgf/cm² e 2.6kgf/cm².

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho, realizou-se um estudo de viabilidade econômica na fundação profunda do edifício, do tipo tubulão a céu aberto, a fim de avaliar tecnicamente se poderia haver uma economia no cálculo do estudo de caso utilizado.

O objetivo geral deste trabalho consistiu em comparar a tensão admissível do solo adotada na elaboração do projeto, sendo um estudo de caso em um Edifício residencial, localizado na cidade de Belo Horizonte, Minas Gerais – Brasil.

Foram pesquisados durante a revisão de literatura os métodos semi-empíricos, para calcular a capacidade de carga da fundação, utilizando como base autores consagrados. Entretanto, como a tensão admissível do solo é uma grande incógnita na engenharia civil, é de fundamental importância sua determinação correta para a proteção, sustentação e redução de custos onerosos para edificações e obras da construção civil.

Na investigação do presente trabalho constatou-se que a tensão admissível utilizada para a elaboração do projeto de fundações do edifício estudado foi inferior a aproximadamente 57,69% da tensão admissível encontrada a partir dos métodos semi-empíricos.

Portanto, infere-se por meios dos resultados obtidos que a redução da tensão admissível do solo aumentou o volume de concreto dos tubulões em 30,59%, acarretando assim perda financeira no valor total da construção.

Para confirmação dos resultados, sugerem-se novas pesquisas em outros tipos de edificação para comparar a tensão admissível do solo.

REFERÊNCIAS

ALEXANDRE JUNIOR, M. C. **Inserindo as fundações:** Coeficientes de recalque horizontal e vertical do solo. Engenharia Civil – Suporte On-line AltoQi. São Paulo, 2017. 10 p. Disponível em: < <http://faq.altoqi.com.br/content/174/1045/pt-br/coeficientes-de-recalque-horizontal-e-vertical-do-solo.html> >. Acesso em: 14 jul. 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122:** Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 1996. 33 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484:** Solo-Sondagens de simples reconhecimento com SPT-método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2001. 17 p.

BEILFUSS, T. **Estudo comparativo da fundação de um edifício modelo:** estaca x tubulão. Departamento de Ciências Exatas e Engenharias – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul. Ijuí, 2012. 143 p. Disponível em: <<http://bibliodigital.unijui.edu.br:8080/xmlui/bitstream/handle/123456789/1374/TCC%20TIANE%202012%20final.pdf?sequence=1>>. Acesso em: 19 abr. 2022.

BERBERIAN, D. **Engenharia de fundações.** Independente: Brasília, 2015. 926 p.

CABETTE, J. F. **Análise dos métodos semi-empíricos utilizados para a estimativa da capacidade de carga de estacas pré-fabricadas com base em resultados de ensaios de carregamento dinâmico.** Engenharia Geotécnica – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2014. 160 p. Disponível em: <https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3145/tde-29122014-172152/publico/Dissertacao_JeanFelixCabette.pdf>. Acesso em: 15 abr. 2022.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas:** projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. 135 p.

COSTA, C. A. **Estudo de caso de viabilidade técnica e econômica entre fundações Tubulão e Estaca Strauss** - estudo de caso de um edifício comercial. Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) (Engenharia de fundação) – Centro Universitário do Sul de, Varginha, 2016. 120 p. Disponível em <<http://192.100.247.84/bitstream/prefix/203/1/TCC%20II%20-%20Aralis%20Carvalho%20Costa.pdf>>. Acesso em: 20 abr. 2022.

FOLLOE, D. **O estudo geostático de sondagens SPT para geração de mapas auxiliares em obras de engenharia.** Dissertação para obtenção do título de Mestre em Engenharia - Universidade Federal Do Rio Grande Do Sul, Porto Alegre, 2002. 199 p. Disponível em: <<file:///C:/Users/aluno/Downloads/000329903.pdf>>. Acesso em: 03 mar. 2022.

LUKIANCHUKI, J. A. **Interpretação de resultados do ensaio SPT com base em instrumentos dinâmica** – Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos,

Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012. 365 p. Disponível em <<https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18132/tde-24052013-103725/en.php>>. Acesso em: 03 jun. 2022.

MARAGON, M. Capacidade de carga de fundações profundas. In: MARANGON, M. **Experiência brasileira-métodos semi-empíricos**. Juiz de Fora: UFJF, 2018. Disponível em <<http://www.ufjf.br/nugeo/files/2017/07/Capa-Sum%C3%A1rio-Refer%C3%A2ncias-2018-11.pdf>>. Acesso em: 27 mar. 22.

NORMA REGULAMENTADORA. **NR-18**: Segurança e saúde no trabalho na indústria da construção. Brasília, nov. 2020. 8 p.

PIO, E. S. **Análise da influência da interação solo-estrutura sobre os esforços internos em uma longarina de uma ponte rodoviária em concreto armado**. Engenharia Civil – Universidade Federal do Pampa. Bagé, 2015. 110 p. Disponível em: <<https://dspace.unipampa.edu.br/handle/rii/1693>>. Acesso em: 14 jul. 2022.

TROJAHN, A. O. **Análise e dimensionamento de tubulões em concreto armado**. Trabalho de Conclusão de Curso Engenharia Civil – Universidade de Santa Cruz do Sul, Santa Cruz do Sul, 2017, 61 p. Disponível em: <<https://repositorio.unisc.br/jspui/bitstream/11624/2056/1/Aline%20Oliveira%20Trojahn.pdf>> Acesso em: 15 abr. 2022

ANEXOS

Anexo I – Coeficiente de minoração KBASE para método de Berberian

Coeficiente KBASE de acordo com o tipo de solo e o SPT - Berberian (2014) 1/4													
SOLO	Class. Berb.	SPT (N72 Brasileiro)											
		5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Areia (Sand)	S	2,79	2,43	2,48	2,51	2,31	2,33	2,35	2,00	2,36	2,33	2,31	2,82
Areia Mto Pco... Siltosa	S3M	3,34	2,55	2,60	2,64	2,57	2,70	2,72	2,74	2,14	2,11	2,45	2,67
Areia Pco...Siltosa	S4M	3,34	2,55	2,60	2,64	2,57	2,70	2,72	2,74	2,14	2,11	2,45	2,67
Areia siltosa	S5M	3,33	2,55	2,60	2,64	2,57	2,70	2,72	2,74	2,14	2,11	2,45	2,67
Areia Muito Siltosa	S6M	3,34	2,55	2,60	2,64	2,57	2,70	2,72	2,74	2,14	2,11	2,45	2,67
Areia Silto Argilosa	SMC	2,95	2,66	2,60	2,84	2,67	2,70	2,92	2,92	2,93	2,72	2,69	3,09
Areia Mto Pco...Argilosa	S3C	2,90	2,70	2,51	2,73	2,91	3,26	3,29	3,32	3,34	3,35	3,12	3,05
Areia Pco...Argilosa	S4C	2,90	2,70	2,51	2,73	2,91	3,26	3,29	3,32	3,34	3,35	3,12	3,05
Areia Argilosa	S5C	2,90	2,70	2,51	2,73	2,91	3,26	3,29	3,32	3,34	3,35	3,12	3,05
Areia Muito Argilosa	S6C	2,90	2,70	2,51	2,73	2,91	3,26	3,29	3,32	3,34	3,35	3,12	3,05
Areia Argilo Siltosa	SCM	3,11	2,89	2,55	2,85	2,85	2,84	2,83	2,82	3,03	3,03	2,80	2,78
Silte (Mó)	M	3,76	3,57	3,35	3,44	3,45	3,46	3,47	3,47	3,48	3,48	3,48	3,49
Silte Muito Pco..Arenosa	M3S	3,35	3,51	3,31	3,04	3,25	3,26	3,57	3,71	3,73	3,76	3,78	3,65
Silte Pcc.Arenoso	M4S	3,36	3,51	3,31	3,04	3,25	3,26	3,67	3,71	3,73	3,76	3,75	3,55
Silte Arenoso	M5S	3,36	3,51	3,31	3,04	3,25	3,26	3,67	3,71	3,73	3,76	3,75	3,55
Silte Muito Arenoso	M6S	3,36	3,51	3,31	3,04	3,25	3,26	3,67	3,71	3,73	3,76	3,75	3,55
Silte Areno Argiloso	MSC	3,97	3,77	3,52	3,21	3,17	3,15	3,52	3,53	3,53	3,63	3,54	3,54
Silte Muito Pco.Argiloso	M3C	7,99	7,41	5,80	5,39	5,11	4,91	4,55	4,50	4,46	4,43	4,40	4,37
Silte Argiloso	M4C	8,01	7,41	5,80	5,39	5,11	4,91	4,55	4,50	4,46	4,43	4,40	4,47
Silte Muito Argiloso	M5C	8,01	7,41	5,80	5,39	5,11	4,91	4,55	4,50	4,46	4,43	4,40	4,47
Silte Argilo Arenoso	M6C	8,01	7,41	5,80	5,39	5,11	4,91	4,55	4,50	4,46	4,43	4,40	4,47
Argila (Clay)	M5C5S	4,64	5,55	5,07	4,75	4,89	4,43	4,39	4,35	4,65	4,64	4,52	4,61
Argila Mto Pco.Arenosa	C	10,52	8,85	7,95	7,06	5,50	6,11	5,43	5,04	4,95	4,94	4,90	4,91
Argila Pco.Arenosa	C3S	3,78	3,99	3,74	3,58	3,54	3,94	3,95	3,95	3,96	3,96	3,97	3,97
Argila Arenosa	C4S	3,78	3,99	3,74	3,58	3,54	3,94	3,95	3,95	3,96	3,96	3,97	3,97
Argila Mto Arenosa	C5S	3,78	3,99	3,74	3,58	3,54	3,94	3,95	3,95	3,96	3,96	3,97	3,97
Argila Areno Siltosa	C555M	7,89	7,31	5,75	5,35	5,08	4,87	4,53	4,48	4,44	4,40	4,37	4,35
Argila Mto Pco Siltosa	C3M	11,18	9,13	7,65	6,83	6,30	5,51	5,31	4,95	4,89	4,85	4,82	4,79
Argila Pco.Siltosa	C4N	11,18	9,13	7,65	6,83	6,30	5,51	5,31	4,94	4,89	4,85	4,82	4,79
Argila Siltosa	C5N	11,18	9,13	7,65	6,83	6,30	5,51	5,31	4,94	4,89	4,85	4,82	4,79
Argila Mte Siltosa	C6M	11,18	9,13	7,65	6,83	6,30	5,51	5,31	4,94	4,89	4,85	4,82	4,79
Argila Silto Arenosa	CMS	7,26	6,08	5,50	5,13	4,87	4,88	4,36	4,34	4,30	4,26	4,24	4,21
Turta	Pt	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Fonte: Berberian (2015)

Anexo II – Coeficiente de minoração para os métodos de Aoki Veloso, Laprovitera e Monteiro.

Tubulões						
	Aoki Veloso		Laprovitera		Monteiro	
	1975		1988		1997	
SOLO	KPav	KLav	KPlp	KLlp	KPm	KLm
	Kg/cm ³		Kg/cm ³		Kg/cm ³	
Areia (Sand) S	10,0	0,014	6,0	0,014	7,3	0,021
Areia Siltosa S3M, S4M, S5M, S6M, S7M	8,0	0,020	5,3	0,019	6,8	0,023
Areia Siltoargilosa	7,0	0,024	5,3	0,024	6,3	0,024
Areia Argilosa S3C, S4C, S5C, S6C, S7C.	6,0	0,030	5,3	0,030	5,4	0,028
Areia ArgioSiltosa SCM	5,0	0,028	5,3	0,025	5,7	0,029
SOLO	KPav	KLav	KPlp	KLlp	KPm	KLm
	Kg/cm ³		Kg/cm ³		Kg/cm ³	
Silte (M5) M	4,0	0,030	4,8	0,030	4,8	0,032
Silte Arenoso M3S, M4S, M5S, M6S, M7CS	5,5	0,022	4,8	0,030	5,0	0,030
Silte Areoargiloso	4,5	0,028	3,8	0,030	4,5	0,032
Silte Argiloso M3C, M4C, M5C, M6C, M7C	2,3	0,034	3,0	0,034	3,2	0,036
Silte ArgiloArenoso MSC	2,5	0,030	3,8	0,030	4,0	0,033
SOLO	KPav	KLav	KPlp	KLlp	KPm	KLm
	Kg/cm ³		Kg/cm ³		Kg/cm ³	
Argila (Clay) C	2,0	0,060	2,5	0,060	2,5	0,055
Argila Arenosa C3S, C4S, C5S, C6S, C7S	3,5	0,024	4,8	0,040	4,4	0,032
Argila Arenosiltosa	3,0	0,028	3,0	0,045	3,0	0,035
Argila Siltosa C3M, C4M, C5M, C6M, C7M	2,2	0,040	2,5	0,055	2,6	0,045
Argila SiltoArenosa CMS	3,3	0,030	3,0	0,060	3,3	0,041

Fonte: Berberian (2015).

Anexo III – Coeficiente de minoração KPdq para o método de Décourt

Tab 8.8.4 Valores de KPdq: Método de Décourt (1966) em kg/cm ³		
CLASSIFICAÇÃO DO SOLO	Tubulões KPdq	Valor Original K
	KPdq=aCdq/4 Kg/cm ²	Kg/cm ²
AREIAS S S3M, S4M, S5M, S6M, S7M S3C, S4C, S5C, S6C, S7C	0,500	4,0
SILTE M M3S, M4S, M5S, M6S, M7S M3C, M4C, M5C, M6C, M7C	0,375	2,5
	0,300	2,0
ARGILAS C C3M, C4M, C5M, C6M, C7M C3S, C4S, C5S, C6S, C7S	0,255	1,2

Fonte: Berberian (2015).

Anexo IV – Densidades naturais: secas e aparentes

Tab. 2.2.3 Densidades naturais: secas e aparentes			
Material	SPT	Densidade aparente (γ _b) t/m ³ prox. Saturação	Densidade seca (γ _d) t/m ³
Areias e Pedregulhos			
Muito Fofa	0 a 4	1,7 a 1,8	1,3 a 1,4
Fofa	5 a 10	1,8 a 1,9	1,4 a 1,5
Meio Compacta	11 a 30	1,9 a 2,1	1,5 a 1,8
Compacta	31 a 50	2,0 a 2,2	1,7 a 2,0
Muito Compacta	> 50	2,2 a 2,3	2,0 a 2,2
Areias			
Areia mal graduada		1,7 a 1,9	1,3 a 1,5
Areia bem graduada		1,8 a 2,3	1,4 a 2,2
Areia com pedregulho bem graduados		1,9 a 2,3	1,6 a 2,2
Argilas			
Aterros não adensados		1,6 a 1,7	0,9 a 1,1
Moles	0 a 2	1,7 a 1,9	1,1 a 1,4
Normalmente adensados		1,8 a 2,2	1,3 a 1,9
c/ matacões pré adensados		2,0 a 2,4	1,7 a 2,2
Solos tropicais vermelhos		1,7 a 2,1	1,3 a 1,8

Fonte: Berberian (2015).

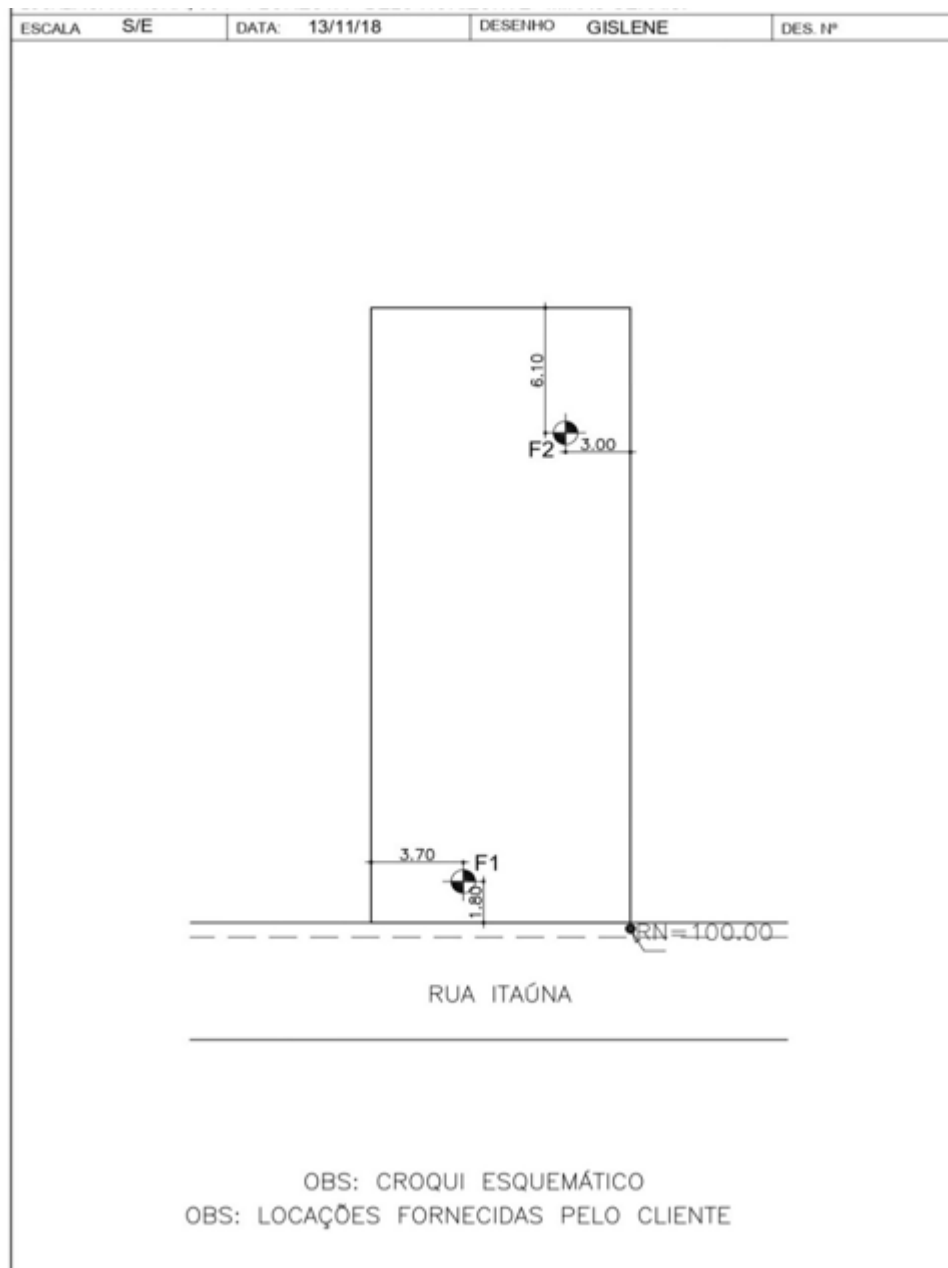
Anexo V – Coeficiente de recalque vertical K_v

Tensão admissível (kgf/cm ²)	K_v (kgf/cm ³)	Tensão admissível (kgf/cm ²)	K_v (kgf/cm ³)
0.25	0.65	2.15	4.30
0.30	0.78	2.20	4.40
0.35	0.91	2.25	4.50
0.40	1.04	2.30	4.60
0.45	1.17	2.35	4.70
0.50	1.30	2.40	4.80
0.55	1.39	2.45	4.90
0.60	1.48	2.50	5.00
0.65	1.57	0.55	5.10
0.70	1.66	2.60	5.20
0.75	1.75	2.65	5.30
0.80	1.84	2.70	5.40
0.85	1.93	2.75	5.50
0.90	2.02	2.80	5.60
0.95	2.11	2.85	5.70
1.00	2.20	2.90	5.80
1.05	2.29	2.95	5.90
1.10	2.39	3.00	6.00
1.15	2.47	3.05	6.10
1.20	2.56	3.10	6.20
1.25	2.65	3.15	6.30
1.30	2.74	3.20	6.40
1.35	2.83	3.25	6.50
1.40	2.92	3.30	6.60
1.45	3.01	3.35	6.70
1.50	2.10	3.40	6.80
1.55	3.19	3.45	6.90
1.60	3.28	3.50	7.00
1.65	3.37	3.55	7.10
1.70	3.46	3.60	7.20
1.75	3.55	3.65	7.30
1.80	3.64	3.70	7.40
1.85	3.73	3.75	7.50
1.90	3.82	3.80	7.60
1.95	3.91	3.85	7.70
2.00	4.00	3.90	7.80
2.05	4.10	3.95	7.90
2.10	4.20	3.00	8.00

Fonte: Alexandre Junior (2017).

APÊNDICES

Apêndice I – Localização e número de furos de sondagens



Apêndice II - A – Relatório de sondagem do furo 01

COTA 100,13		DATA: 09/11/18		PROFUNDIDADE DO NÍVEL DA ÁGUA				
REVESTIMENTO 9,00m		ESC. 1:100		INICIAL 14,20m	FINAL 13,80m			
AMOSTRA	PROFUND. (M)	NÍVEL D'ÁGUA	GRÁFICO		Nº GOLPES		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
			10	20	30	40		50
1	0,10					2	2	PISO DE CONCRETO
2						4	4	ARGILA ARENOSA COM ENTULHOS DE OBRAS. COR: MARROM (ATERRO)
3	2,60					4	5	
4						4	4	
5						8	8	
6	5,10					9	10	
7						9	11	ARGILA SILTOSA POUCO ARENOSA COR: AMARELA E LARANJA CONSISTÊNCIA: MOLE À MÉDIA
8						8	9	
9						10	10	
10						10	12	SILTE ARGILOSO POUCO ARENOSO COM PEDREGULHOS FINOS E MÉDIOS DE QUARTZO. COR: AMARELA, CINZA E ROSA CONSISTÊNCIA: MÉDIA À RJA
11						10	10	
12						11	10	
13						12	13	
14						12	13	
15						13	15	SILTE ARGILO ARENOSO ALTERAÇÃO DE ROCHA COR: ROSA, AMARELA E CINZA CONSISTÊNCIA: DURA
16						14	14	
17						15	17	
18						16	16	
19						19	20	
20	19,90					20	22	

SONDAGEM 2 1/2	ALTURA DA QUEDA-75CM PESO(MARTELO)-65Kg	SIMBOLOGIA
PENETRAÇÃO- GOLPES/30CM I ————— 1a e 2a PENETRAÇÕES F - - - - - 2a e 3a PENETRAÇÕES	REVESTIMENTO ø 76,2mm AMOSTRADOR ø interno 34,6mm ø externo 50,8mm	DESENHO: GISLENE

Apêndice II - B – Relatório de sondagem do furo 01

COTA:		DATA:		PROFUNDIDADE DO NÍVEL DA ÁGUA								
REVESTIMENTO:			ESC. 1:100	INICIAL	FINAL							
AMOSTRA	PROFUND. (M)	NÍVEL D'ÁGUA	GRÁFICO					Nº GOLPES		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		
			10	20	30	40	50	I	F			
21									18	23	LIMITE DE SONDAAGEM: 30,70mts.	
22									19	25		
23									24	30		
24									26	33		
25									28	34		
26									30	35		
27									31	37		
28									32	39		
29									35	44		
30									38	49		
	30,70											
31												
32												
33												
34												
35												
36												
37												
38												
39												
40												
SONDAGEM 2 1/2					ALTURA DA QUEDA-75CM PESO(MARTELO)-65Kg					SIMBOLOGIA		DESENHO: GISLENE
PENETRAÇÃO- GOLPES/30CM I ————— 1ª e 2ª PENETRAÇÕES F - - - - - 2ª e 3ª PENETRAÇÕES					REVESTIMENTO ø 76,2mm AMOSTRADOR ø interno 34,6mm ø externo 50,8mm							

OBS.: CONSIDERAÇÕES DO N.A
VER FOLHA 4

Apêndice III - A – Relatório de sondagem do furo 02

COTA 98,74		DATA: 07/11/18		PROFUNDIDADE DO NÍVEL DA ÁGUA						
REVESTIMENTO 8,00m		ESC. 1:100		INICIAL 12,40m	FINAL 11,90m					
AMOSTRA	PROFUND. (M)	NÍVEL D'ÁGUA	GRÁFICO					Nº GOLPES		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
			10	20	30	40	50	I	F	
	0,10									PISO DE CONCRETO
1	1,10							2	2	ARGILA ARENOSA COR: MARROM (ATERRO)
2								4	4	
3								4	4	
4	4,20							6	6	
5								8	8	ARGILA SILTOSA POUCO ARENOSA COR: AMARELA E LARANJA CONSISTÊNCIA: MOLE À MÉDIA
6								15	18	
7								12	15	
8								8	8	SILTE ARGILOSO POUCO ARENOSO COM PEDREGULHOS FINOS E MÉDIOS DE QUARTZO NAS AMOSTRAS 5 E 6. COR: CINZA, ROSA E AMARELA CONSISTÊNCIA: MÉDIA À RIJA À MÉDIA À DURA
9								8	8	
10								9	10	
11								10	10	
12								10	11	
13								11	12	
14								12	12	
15								12	13	
16								13	14	
17								14	15	
18								15	16	SILTE ARGILO ARENOSO ALTERAÇÃO DE ROCHA COR: ROSA, AMARELA E CINZA CONSISTÊNCIA: DURA
19								16	18	
20	20,40							18	20	
SONDAGEM 2 1/2		ALTURA DA QUEDA-75CM		PESO(MARTELO)-65Kg		SIMBOLOGIA		DESENHO: GISLENE		
PENETRAÇÃO- GOLPES/30CM		REVESTIMENTO ø 76,2mm		AMOSTRADOR ø interno 34,6mm						
I ——— 1ª e 2ª PENETRAÇÕES										
F - - - - - 2ª e 3ª PENETRAÇÕES										

Apêndice III - B – Relatório de sondagem do furo 02

COTA:		DATA:		PROFUNDIDADE DO NÍVEL DA ÁGUA						
REVESTIMENTO:			ESC. 1:100		INICIAL		FINAL			
AMOSTRA	PROFUND. (M)	NÍVEL D'ÁGUA	GRÁFICO			Nº GOLPES		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		
			10	20	30	40	50		I	F
21								21	26	LIMITE DE SONDAGEM: 29,80mts.
22								24	30	
23								28	33	
24								29	34	
25								27	34	
26								28	36	
27								32	39	
28								36	44	
29								39	48	
30	29,80									
31										OBS.: CONSIDERAÇÕES DO N.A VER FOLHA 4
32										
33										
34										
35										
36										
37										
38										
39										
40										
SONDAGEM 2 1/2			ALTURA DA QUEDA-75CM			SIMBOLOGIA			DESENHO: CISLENE	
			PESO(MARTELO)-65Kg							
PENETRAÇÃO- GOLPES/30CM			REVESTIMENTO ø 76,2mm							
I ————— 1ª e 2ª PENETRAÇÕES			AMOSTRADOR ø interno 34,6mm							
F - - - - - 2ª e 3ª PENETRAÇÕES			ø externo 50,8mm							

Apêndice IV Mapa de Esforços

MAPA DE ESFORÇOS			
Ident.	Fz (tn)	Mx	My
101	7,4	± 0,5	± 0,5
102	38,2	± 0,5	± 0,5
103	20,3	± 0,5	± 0,5
104	32,7	± 0,5	± 0,5
105	34,2	± 0,5	± 0,5
106	35,6	± 0,5	± 0,5
107	7,7	± 0,5	± 0,5
108	52,8	± 0,3	± 1,8
109	52,8	± 0,3	± 1,8
110	66,0	± 2,5	± 3,3
111	216,1	± 4,2	± 4,5
112	70,6	± 0,3	± 2,5
113	74,8	± 0,3	± 2,5
114	211,6	± 4,1	± 4,4
115	45,6	± 3,2	± 0,5
116	29,0	± 1,8	± 3,1
117	28,8	± 0,2	± 0,4
118	29,0	± 0,2	± 0,4
119	38,5	± 0,2	± 0,4
120	41,5	± 0,2	± 0,4
121	7,4	± 0,5	± 0,5
122	30,9	± 0,5	± 0,5
123	22,2	± 0,5	± 0,5
124	28,1	± 0,5	± 0,5
125	33,9	± 0,5	± 0,5
126	34,0	± 0,5	± 0,5
127	8,4	± 0,5	± 0,5

Apêndice IV – Memória de cálculo: Dimensionamento dos tubulões

- Tubulão 102:

Sabendo-se que a tensão admissível do solo obtida a partir dos métodos semi-empíricos equivale a 2,6 kg/cm² e que este tubulão deve resistir a um esforço normal de 38,2 toneladas, informação extraída do anexo V, pode-se dimensionar a base do tubulão com a seguinte equação:

$$D_b = \sqrt{\left(\frac{4*P}{\pi*\sigma a}\right)} \quad (1)$$

$$D_b = \sqrt{\left(\frac{4 * 38,2}{\pi * 26}\right)}$$

$$D_b \cong \mathbf{1,40\ m}$$

Posteriormente, calcula-se o diâmetro do fuste do tubulão:

$$D_f = \sqrt{\left(\frac{4*P}{\pi*\sigma c}\right)} \quad (2)$$

$$D_f = \sqrt{\left(\frac{4*38,2}{\pi*500}\right)}$$

$$D_f \cong \mathbf{0,35\ m}$$

Como o diâmetro encontrado é menor que o diâmetro mínimo estabelecido pela NBR 6118, utilizou-se o diâmetro mínimo:

$$D_F = \mathbf{0,70\ m}$$

Determinado o diâmetro da base e o diâmetro do fuste, calcula-se a altura H da base do tubulão.

$$H = 0,866 \times (D_b - D_f) \quad (3)$$

$$H = 0,866 \times (1,40 - 0,70)$$

$$H \cong \mathbf{0,60\ m}$$

Definidas as dimensões geométricas do tubo, parte-se para o cálculo do seu volume. Para o cálculo do volume utilizam-se as formulações expostas na Figura 2.

$$V1 = \left(\frac{\pi \times h}{3} \right) \times (R^2 + r^2 + R \times r)$$

$$V1 = \left(\frac{\pi \times 0,40}{3} \right) \times (0,70^2 + 0,35^2 + 0,70 \times 0,35)$$

$$V1 \cong 0,36 \text{ m}^3$$

$$V2 = \pi \times R^2 \times h_0$$

$$V2 = \pi \times 0,70^2 \times 0,20$$

$$V2 = 0,31 \text{ m}^3$$

$$V_b = V1 + V2$$

$$V_b = 0,36 + 0,31$$

$$V_b = 0,67 \text{ m}^3$$

$$V_f = \pi \times r^2 \times (Ht - H)$$

$$V_f = \pi \times 0,35^2 \times (9,0 - 0,60)$$

$$V_f \cong 3,23 \text{ m}^3$$

$$V_T = V_b + V_f$$

$$V_T = 0,67 + 3,23$$

$$V_T = 3,90 \text{ m}^3$$

Portanto, seria necessário 3,90 m³ de concreto para preenchimento do tubo 102.

Para o dimensionamento geométrico e cálculo do volume de concreto dos demais tubos utilizou-se a mesma metodologia.