



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA

FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL



LAURA CAROLINE DE MELO FERNANDES

**COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE TUBULÕES: ESTUDO
DE CASO DA RECONSTRUÇÃO DE UM FRIGORÍFICO**

UBERLÂNDIA – MG

2017

LAURA CAROLINE DE MELO FERNANDES

**COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE TUBULÕES: ESTUDO
DE CASO DA RECONSTRUÇÃO DE UM FRIGORÍFICO**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao curso de Engenharia
Civil, da Universidade Federal de
Uberlândia, para obtenção do grau de
Engenheira Civil.

Prof. Dr. Jean Garcia (Orientador)

UBERLÂNDIA – MG
2017

LAURA CAROLINE DE MELO FERNANDES

**COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE TUBULÕES: ESTUDO DE CASO DA
RECONSTRUÇÃO DE UM FRIGORÍFICO**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao curso de Engenharia
Civil, da Universidade Federal de
Uberlândia, para obtenção do grau de
Engenheira Civil.

Prof. Dr. Jean Rodrigo Garcia
Presidente da Banca – Orientador

Prof^ª. Dr^ª. Giovana Bizão Georgetti
Membro

Prof. Dr. Joaquim Mário Caleiro Acerbi
Membro

Aluna Laura Caroline de Melo Fernandes
Orientanda

UBERLÂNDIA – MG
2017

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por ter me dado o dom da vida e saúde sem o qual não poderia dar um único passo em direção a execução deste trabalho e, portanto, á colação de grau deste curso. Conto unicamente com Sua graça.

Agradeço a esta Universidade, seu corpo docente, direção e administração que me oportunizaram a vislumbrar horizontes superiores e oportunidades incríveis.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Jean Garcia, pelo suporte durante o pouco tempo de execução deste trabalho, por suas correções e incentivos.

Aos meus pais, pelo amor, incentivo e apoio incondicional.

Ao meu noivo, que soube dar toda a assistência necessária para que eu sempre persistisse. Também ás minhas amigas, Alana, Júlia, Jennifer, Natália e Roberta, sem as quais trilhar o caminho deste curso não seria possível.

E a todos que direta ou indiretamente fizeram parte de minha formação, o meu muito obrigada.

RESUMO

O presente trabalho traz uma análise geotécnica (abrangendo tensões admissíveis, cargas, recalques, etc.) do comportamento de uma fundação profunda do tipo tubulão, apoiada em solo rochoso, executado em uma obra de ampliação de um frigorífico. A determinação do solo rochoso foi feita através de uma amostra tátil-visual realizada no local. Para avaliar a capacidade da resistência deste solo, é necessário definir sua capacidade de carga. Esta, pode ser definida de forma simples com o uso de uma sondagem de simples reconhecimento (SPT), de acordo com o número de golpes. Porém, não foi realizada sondagem no local, o que foi um dos obstáculos enfrentados na execução deste trabalho. Para tanto, a ABNT/NBR 6122:2010 (norma vigente) define dois métodos para calcular a capacidade de carga do solo, os quais serão estudados neste trabalho. Para obter-se ainda um resultado melhor quanto a tensão admissível do solo, realizou-se uma análise numérica com o método dos elementos finitos, utilizando o programa RS². O uso desta análise possibilitou aferir a intensidade das solicitações, devido ao carregamento da superestrutura, bem como o estudo dos recalques após o carregamento. Por fim, conclui-se que é de extrema necessidade a execução de sondagem do tipo SPT, pois há grande possibilidade de um cálculo ser superdimensionado, o que pode conduzir a um alto custo de execução de uma obra, que seria facilmente resolvido com a execução de uma sondagem.

LISTA DE ABEVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

CPT – Cone Penetration Test

PRETEC – Tecnologia em pré-fabricados

SPT – Standard Penetration Test

RS² – Rocscience

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Geometria de um tubulão.....	11
Figura 2 - Tubulao a céu aberto.....	12
Figura 3 - Seção circular da base do tubulão.....	13
Figura 4 - Seção falsa elipse da base do tubulão	14
Figura 5 - Tubulão com pilar em uma divisa	14
Figura 6 - Tubulão a ar comprimido.....	15
Figura 12 - Avaliação do RQD da Rocha.....	17
Figura 13 - Porcentagens para o RQD.....	18
Figura 7 - Capacidade de carga nos tubulões	19
Figura 8 - Fatores de capacidade de carga.....	20
Figura 9 – Representação esquemática dos tubulões.....	25
Figura 10 - Resistência a compressão da Rocha.....	27
Figura 11 - Esquema de representação do solo no local de execução dos tubulões.....	28
Figura 14 - Execução de croqui no AUTOCAD (dxf)	32
Figura 15 - Definição das fases de execução do projeto	32
Figura 16 - Definição dos nós da malha	33
Figura 17 - Tensões na fase inicial (kPa)	33
Figura 18 - Tensões na fase de escavação (kPa)	34
Figura 19 - Tensões na fase de concretagem (kPa)	34
Figura 20 - Tensões na fase de carregamento (kPa)	35
Figura 21 - Recalques na fase inicial (m)	35
Figura 22 - Recalques na fase de escavação (m)	36
Figura 23 - Recalques na fase de concretagem em metros.....	36
Figura 24 - Recalques na fase de carregamento em metros	37

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Parâmetros para cálculo de pr_r	30
Tabela 2 - Propriedades dos materiais empregados nas análises.....	32
Tabela 3 - Resultados obtidos.....	37
Tabela 4 - Redimensionamento do diâmetro da base do tubo.....	38

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	10
2 OBJETIVO GERAL	10
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	10
3.1 Tipos de tubulão.....	12
3.1.1 Tubulão a céu aberto.....	12
3.1.2 Tubulão a ar comprimido.....	15
3.2 Capacidade de Carga	16
3.2.2 Métodos teóricos.....	18
3.2.3 Método semiempírico	21
3.3 Recalque.....	22
3.3.1 Deformação elástica do concreto.....	22
3.3.2 Recalque do solo subjacente à base do tubulão	23
3.4 Análise numérica e o programa computacional RS ²	24
4 MATERIAIS E MÉTODOS	24
4.1 Caso de obra.....	24
4.1.1 Carregamentos de projeto	26
4.2 Estimativa do perfil geológico-geotécnico e seus parâmetros.....	26
4.2.1 Critérios para escolha de fundação profunda.....	28
5 RESULTADOS E DISCUSSÃO	29
5.1 Regras empíricas.....	29
5.2 Capacidade de Carga	30
5.2.1 Resultados por métodos teóricos	30
5.2.1 Resultados por métodos semiempíricos.....	30
5.2.3 Resultados por análise numérica	31
6 Conclusões	39
REFERÊNCIAS	41

1 INTRODUÇÃO

A análise do comportamento geotécnico de um tubulão é realizada de posse das características geotécnicas deste, bem como do solo em que ele está apoiado. Esta análise pode ser feita utilizando métodos numéricos e analíticos e ainda por meio de ensaios laboratoriais do solo local. Com estas informações e dados, consegue-se analisar os valores para a tensão admissível do solo, o recalque ocorrido e ainda sua capacidade de carga.

Para darmos início a esta análise, devemos ter em mãos alguns dados iniciais a respeito do solo, como por exemplo a coesão e o ângulo de atrito. Estes dados são encontrados executando-se uma sondagem de simples reconhecimento com SPT a cada metro, no solo do local em que a obra será executada. Para o caso em estudo neste trabalho, não foi realizada sondagem, o que dificultou a obtenção destas informações iniciais, tendo a autora buscado referências para os dados necessários na bibliografia atual.

Neste trabalho será realizada uma revisão bibliográfica a respeito dos tipos de tubulões existentes e como devem ser calculados os seus respectivos diâmetros. Para calcular estes diâmetros é necessário definir a capacidade de carga como descrito anteriormente. Para isto será utilizado alguns métodos analíticos previstos na ABNT/NBR 2010 e ainda métodos numéricos. Terá por fim os resultados encontrados e as análises consideradas, verificando-se custos de execução e as capacidades do solo.

2 OBJETIVO GERAL

Este trabalho, tem por objetivo analisar e verificar o comportamento geotécnico de tubulões que são fundações de estruturas especiais (fundações profundas) apoiados em solo rochoso. Para isto, foi realizado um estudo de engenharia em uma obra realizada em Araguari MG, na empresa MATABOI S.A., em que foram empregados este tipo de fundação na ampliação do setor da sangria da unidade. As análises apresentadas neste trabalho abordam as definições e os cálculos necessários para efeitos de comparações com relação aos resultados esperados, alinhados às melhores prática da engenharia geotécnica.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

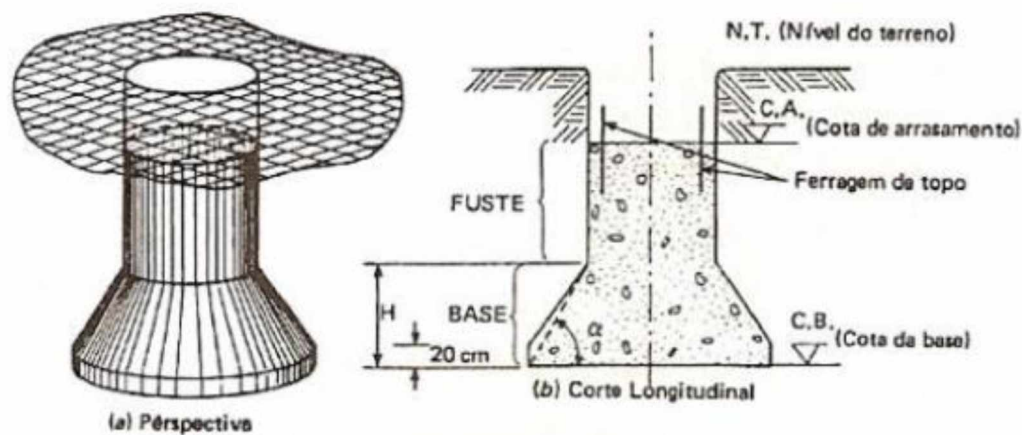
Conforme Hachich et al. (1996), os tubulões são elementos estruturais de fundação profunda, construídos concretando-se um poço (revestido ou não) aberto no terreno, composto por um fuste e geralmente, dotado de uma base alargada, conforme mostra a Figura 1.

Diferenciam-se das estacas porque há pelo menos na etapa final, descida de operário para completar a geometria da escavação (alargamento da base, regularização do diâmetro do fuste).

Inicialmente, os tubulões eram executados com revestimento de concreto analogamente à tecnologia usada nos tubulões com ar comprimido, porém não utilizando a campânula e o ar comprimido (HACHICH et al, 1996).

Posteriormente, passou-se a executar tubulões tipo GOW, com revestimento por meio de camisas de aço telescópicas, até a década de 50, quando se passou a executar este tipo de tubulões sem nenhum escoramento das paredes do fuste. Entretanto, a profundidade dos mesmos estava ainda limitada ao nível d'água, condicionante que só foi eliminada com o surgimento das bombas submersíveis, passando este tipo de tubulão a ser executado mesmo abaixo da cota do nível d'água, desde que o terreno não desmoronasse e permitisse a escavação e o alargamento da base (Hachich et al., 1996).

Figura 1 - Geometria de um tubulão



Fonte: Hachich et al. (1996)

Para tubulões, a grandeza fundamental para o projeto de fundações é a tensão admissível ou tensão resistente de projeto. Essas tensões devem obedecer simultaneamente ao estado-limite último (ELU) e de serviço (ELS), para cada elemento isolado de fundação e para o conjunto. O projeto de fundações deve contar obrigatoriamente com um memorial de cálculo e dos respectivos desenhos executivos, com os dados técnicos necessários para a perfeita concepção e execução da obra (ABNT, 2010).

Hachich et. Al (1996), ressalta que quando a base do tubulão for assentada sobre solo rochoso, a pressão admissível deve levar em conta a continuidade da rocha presente neste solo, bem como sua inclinação e a influência de sua atitude sobre a estabilidade.

3.1 Tipos de tubulão

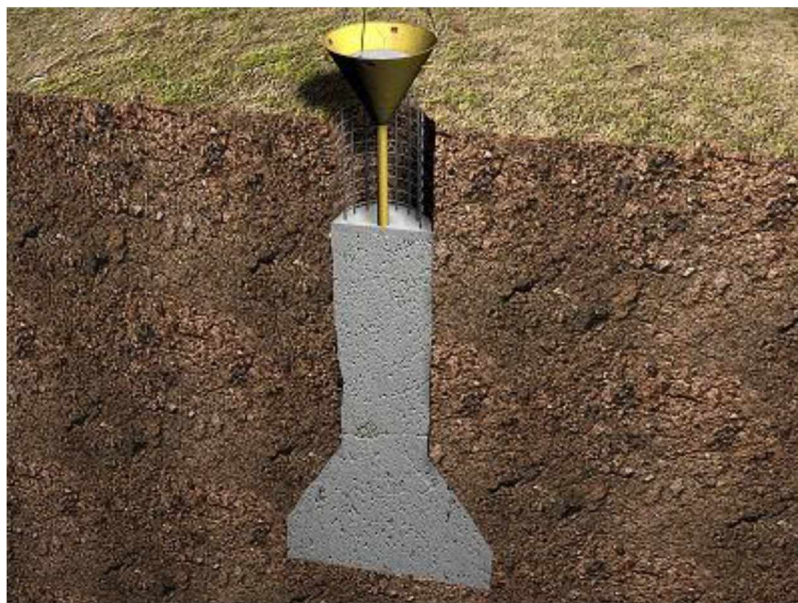
Os tubulões dividem-se em dois tipos básicos: a céu aberto (que normalmente é realizado sem revestimento) e a ar comprimido (são sempre revestidos), podendo este revestimento ser com um tubo de concreto armado ou por camisa de aço (metálica) (Hachich et al., 1996).

3.1.1 Tubulão a céu aberto

Os tubulões a céu aberto têm seu fuste aberto por escavação manual ou mecânica, sendo que a base é em geral, escavada manualmente. Quando são do tipo sem contenção lateral, não possuem nenhum escoramento, o que limita a execução deste tipo de tubulão em solos com um mínimo de coesão capaz de garantir a estabilidade da escavação (Hachich et al., 1996).

Este tipo de tubulão teve grande uso em São Paulo, com o surto de construção na região da Av. Paulista, no bairro de Higienópolis e posteriormente com as obras em Brasília (HACHICH et al., 1996). Uma representação de um tubulão a céu aberto na fase de concretagem pode ser vista na figura 2.

Figura 2 - Tubulao a céu aberto



Fonte: Daldegan (2017)

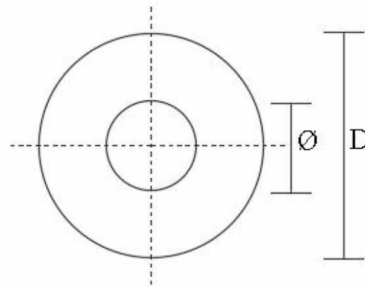
Caso exista apenas carga vertical no tubulão, este tipo não será armado. Deve-se colocar apenas uma armação de topo para ligação do tubulão com o bloco de coroamento. Assim, conhecendo-se a carga vertical P atuante no tubulão e a tensão admissível do solo ($\bar{\sigma}_s$) em que ele irá se apoiar, pode-se calcular a área da base como sendo (Hachich et al., 1996):

$$A_b = \frac{P}{\bar{\sigma}_s} \quad \text{Equação (1)}$$

Encontrado o valor de A_b , se a projeção da base for circular, como está indicado na Figura 3, calcula-se o diâmetro como sendo:

$$D = \sqrt{\frac{4 * P}{\pi * \bar{\sigma}_s}} \quad \text{Equação (2)}$$

Figura 3 - Seção circular da base do tubulão

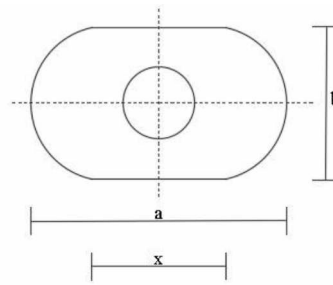


Fonte: Autora (2017)

Em que D é o diâmetro da base alargada e \emptyset é o diâmetro do fuste. Caso a projeção da base do tubulão seja como uma falsa elipse, conforme Figura 4, podemos calcular suas dimensões, escolhendo o valor de x (ou b) como sendo:

$$\frac{\pi * b^2}{4} + b * x = \frac{P}{\bar{\sigma}_s} \quad \text{Equação (3)}$$

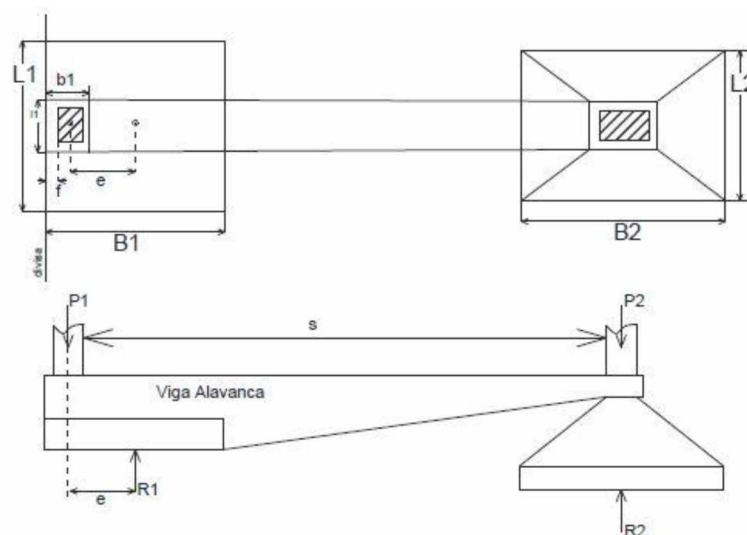
Figura 4 - Seção falsa elipse da base do tubulão



Fonte: Autora (2017)

Um exemplo de aplicação de tubulão com a base em forma de falsa elipse, é quando um tubulão recebe um pilar de divisa. Segundo Alves (2011), no caso de um pilar posicionado junto à divisa do terreno, não se executa o tubulão com base circular pois a excentricidade seria muito grande. Então, o alargamento da base é feito na forma de falsa elipse composta por um retângulo e dois semicírculos conforme Figura 5. Evidentemente, há a necessidade da execução de uma viga alavanca.

Figura 5 - Tubulão com pilar em uma divisa



Fonte: Cintra (1984)

O fuste do tubulão deve apresentar um diâmetro mínimo que permita o trabalho do operário. O diâmetro recomendado, é de no mínimo 70cm para o fuste, conforme Rebello (2008). A Portaria do Ministério do Trabalho e Emprego – MTE N° 644 (2013), afirma que o diâmetro mínimo deve ser de 80 cm, sendo possível 70 cm somente com justificativa do

Engenheiro responsável (BRASIL, 1978). Deve-se verificar o diâmetro do fuste conforme a equação 4.

$$A_f = \frac{P}{\bar{\sigma}_{concreto}} = \frac{\pi \times D_f^2}{4} \quad \text{Equação (4)}$$

Em que:

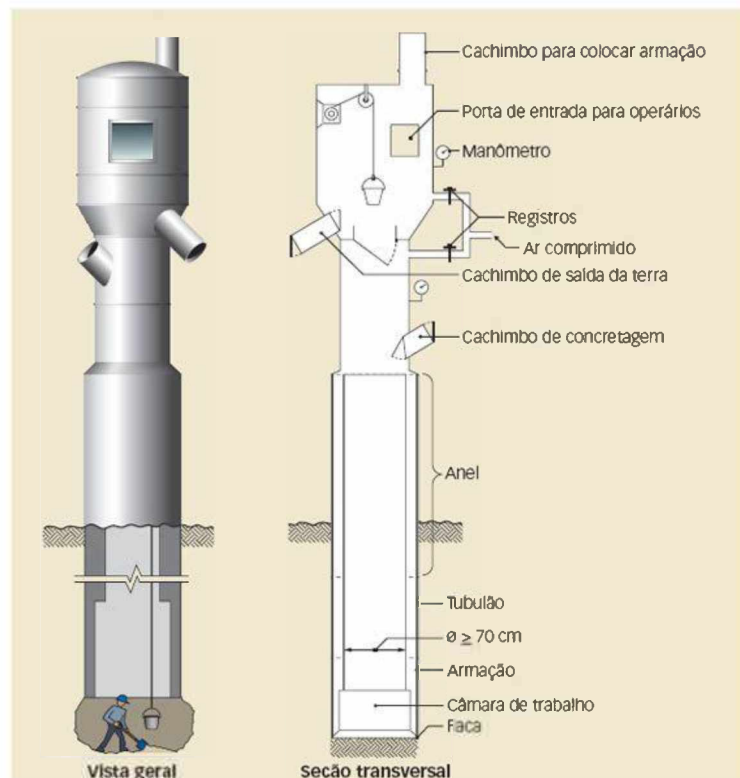
D_f é o diâmetro do fuste; e

$\bar{\sigma}_{concreto} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_f \cdot \gamma_c}$ é análogo a uma “tensão admissível” do concreto do tubulão.

3.1.2 Tubulão a ar comprimido

Os tubulões a ar comprimido são executados quando o nível de água se encontra acima da cota de assentamento do tubulão. Então, quando se pretender executar tubulões em solos onde haja água e não seja possível esgotá-la devido ao perigo de desmoronamento das paredes do fuste, utilizam-se tubulões a ar comprimido com camisa de concreto ou aço (HACHICH et al., 1996). A Figura 6 mostra um esquema de construção de um tubulão a ar comprimido.

Figura 6 - Tubulão a ar comprimido



Fonte: Fogaça (2012)

Hachich et al. (1996), define ainda que neste tipo de tubulão, seja a camisa de concreto ou de aço, a pressão máxima de ar comprimido empregada é de 340 kPa, pois o excesso de pressão pode causar desconfinamento do fuste do tubulão e diminuição de sua resistência de atrito. Por esta razão define-se a profundidade deste tipo de tubulão, limitada a 34m abaixo no nível de água.

3.2 Capacidade de Carga

Cintra & Aoki (1999) definem a capacidade de carga de um elemento isolado de fundação como a carga que provoca a ruptura do sistema (elemento estrutural-maciço de solo), a qual apresenta valor limitado pela resistência do elemento estrutural.

Para se dimensionar os tubulões, é necessário determinar a capacidade de carga do solo em que ele será executado. A ABNT (2010), define a utilização dos seguintes possíveis métodos:

- a. Método teórico
- b. Método semiempírico.

3.2.1 Regras empíricas

Hachich et al. (1996) define algumas regras empíricas a serem seguidas para determinar alguns parâmetros da rocha a fim de obter a capacidade de carga da mesma. Para tanto, vários autores preferem adotar a tensão admissível da base como sendo de 1/5 a 1/8 da resistência a compressão simples da rocha, conforme Equação 5.

$$P_{b-admissivel} \leq \left(\frac{1}{5} \text{ a } \frac{1}{8}\right) R_{c\text{rocha}} \quad \text{Equação (5)}$$

Os valores de c (coesão) e ϕ (ângulo de atrito), necessários na determinação da capacidade de carga da rocha, medidos em laboratório não são atingidos pelas descontinuidades do solo. Para levar em conta essas descontinuidades, os valores da coesão e do ângulo de atrito, devem ser corrigidos da seguinte forma:

1) Para a coesão

$$C_r = C_c * c \quad \text{Equação (6)}$$

Em que:

C_r é a coesão corrigida,

c é a coesão medida em laboratório e

C_c varia de acordo com:

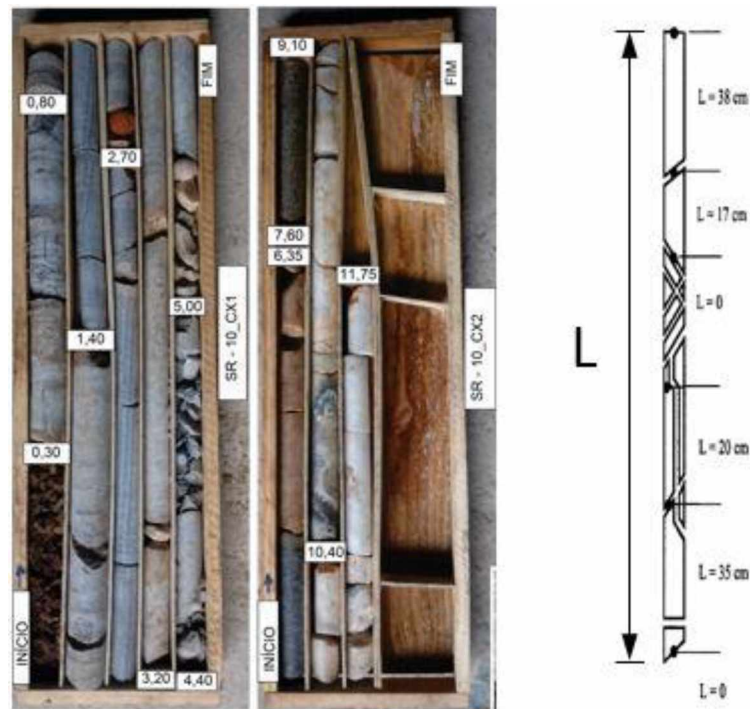
Se $RQD \leq 70\%$, temos que $C_c = 0,1$;

Se $70\% < RQD < 100\%$, temos que $C_c = 0,1 + \frac{0,5}{30} * (RQD - 70)$ e

Se $RQD=100\%$, temos que $C_c = 0,6$.

O RQD (designação da qualidade da rocha) é determinado pela medição da principal porcentagem de recuperação de pedaços do núcleo inteiros (retirados por meio de sondagem rotativa) com mais de 100 mm de comprimento, conforme exemplifica a Figura 12.

Figura 7 - Avaliação do RQD da Rocha



Fonte: Deere (1988).

A figura 13 mostra os valores para a classificação da rocha para o RQD de acordo de acordo com a porcentagem obtida com a equação a seguir.

$$RQD(\%) = \frac{\sum l_i(> 10cm)}{L} \cdot 100 \quad \text{Equação (7)}$$

Em que $\sum l_i$ é a soma da quantidade de trechos inteiros da amostra com comprimento maior que 10 cm e L é o comprimento total da amostra.

Figura 8 - Porcentagens para o RQD

RQD	Qualidade do Maciço Rochoso
0 - 25%	muito fraco
25 - 50%	fraco
50 - 75%	razoável
75 - 90%	bom
90 - 100%	excelente

Fonte: Deere (1988).

2) Para o ângulo de atrito

$$\phi_r = (0,50 - 0,75) * \phi \quad \text{Equação (8)}$$

Sendo (0,50-0,75) um coeficiente a ser adotado dentro desta variação.

É importante citar, que se o maciço rochoso em que o tubulão for, tiver uma alta resistência, verificada através de ensaios e cálculos geotécnicos, será a resistência do concreto que irá determinar a capacidade de carga do tubulão. Nestes casos, utiliza-se a seguinte equação:

$$q_{ba} \leq 0,33 * f_{ck} \quad \text{Equação (9)}$$

3.2.2 Métodos teóricos

Podem ser empregados métodos analíticos (teorias de capacidade de carga) nos domínios de validade de sua aplicação, que contemplem todas as particularidades do projeto, inclusive a natureza do carregamento (drenado ou não drenado) (ABNT, 2010). Sabe-se que os

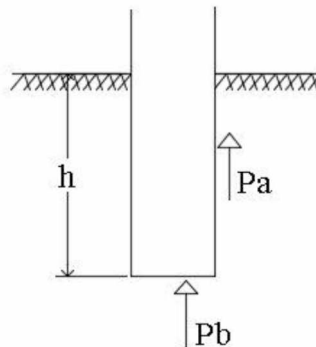
métodos utilizados para determinar a capacidade do solo que receberá uma estaca podem ser aplicados na determinação da capacidade do solo que receberá um tubulão.

Segundo LOBO (2005), são inúmeras as teorias clássicas existentes para a determinação da capacidade de carga em fundações profundas (Terzaghi, 1943; Meyerhof, 1951; Berezantzev, 1961 e Vésic, 1972), nas quais cada uma postula diferentes mecanismos de ruptura da base da estaca ou tubulão. Diante de inúmeras teorias, optou-se pelo método utilizado por Terzaghi (1943), pela simplicidade no cálculo e por ser um dos métodos teóricos mais utilizados atualmente.

3.2.2.1 Método de Terzaghi

Terzaghi define que, para determinar a capacidade de carga nos tubulões, teoricamente, deve-se considerar a soma da capacidade de carga da base com uma porção de carga absorvida pelo atrito ao decorrer de sua superfície lateral, conforme Figura 9.

Figura 9 - Capacidade de carga nos tubulões



Fonte: Autora (2017)

Assim, temos que a capacidade de carga (P), será:

$$P = P_b + P_a \quad \text{Equação (10)}$$

Em que, P_b é a resistência de base para uma fundação de raio r , calculada por:

$$P_b = \pi r^2 \cdot p_{rr} \quad \text{Equação (11)}$$

e P_a , que é a parcela correspondente ao atrito, será:

$$P_a = 2\pi r h f \quad \text{Equação (12)}$$

Onde f é o coeficiente de atrito entre o solo e a fundação. Em geral, a parcela de atrito lateral (P_a), que normalmente é muito pequena é desconsiderada no cálculo da capacidade de carga (CAPUTO, 1976).

O valor de p_{rr} , pode ser calculado conforme a equação 12:

$$p_{rr} = 1,3cN_c + 0,6\gamma r N_\gamma + \gamma h N_q \quad \text{Equação (13)}$$

Em que:

c é a coesão do solo;

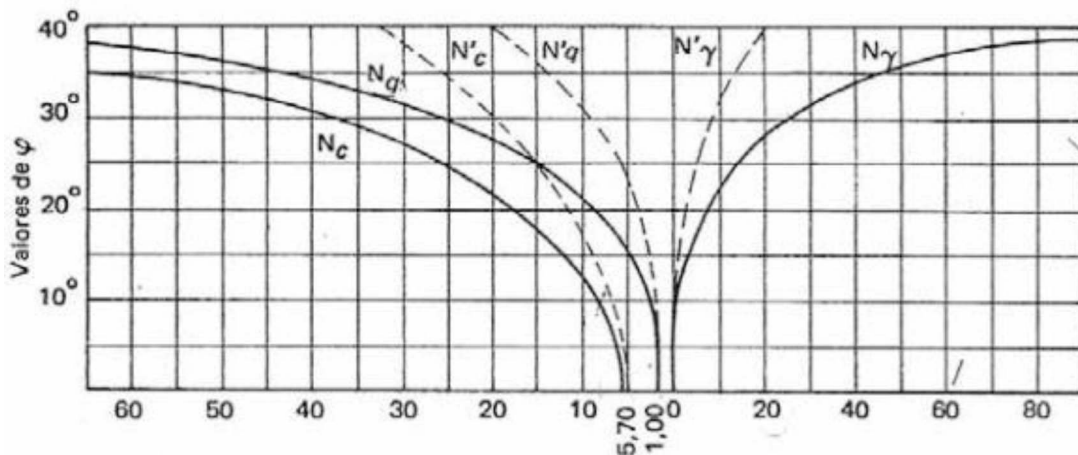
γ é o peso específico do solo

r é o raio da base do tubulão e

h é a altura do tubulão, conforme Figura 9.

Para determinar os valores de N_c , N_γ e N_q , é necessário determinar o ângulo de atrito do solo onde será executada a fundação. Encontrado o valor do ângulo de atrito (ϕ), obtêm-se os chamados *fatores de capacidade de carga* (N_c , N_γ e N_q) através da Figura 10.

Figura 10 - Fatores de capacidade de carga



Fonte: Caputo (1976)

Finalmente, encontrado o valor de p_{rr} , consegue-se determinar a capacidade de carga P .

3.2.3 Método semiempírico

Conforme ABNT (2010), os métodos semiempíricos relacionam resultados de ensaios (tais como SPT, CPT, etc.) com tensões admissíveis ou tensões resistentes de projeto. Devem ser observados os domínios de validade de suas finalidades, bem como as variações dos dados e as limitações de cada um dos métodos.

A estimativa de parâmetros (resistência e compressibilidade) seria feita com base na resistência à penetração medida em sondagem, N (SPT), ou na resistência de ponta do ensaio de penetração estática de cone, q_c (HACHICH et al., 1996).

Como dito anteriormente, a maioria dos métodos desenvolvidos para determinação da capacidade de carga (tanto teóricos como semi-empíricos) foram elaborados para estacas, mas pode-se utilizá-los também para tubulões. A seguir é apresentado o método de Alonso (1983) para determinação da capacidade de carga.

3.2.3.1 Método Alonso

Para a capacidade de carga dos tubulões é válida a mesma definição dada pela NBR 6122/2010, conforme define a norma. O cálculo da capacidade de carga dos tubulões geralmente é feito por um dos seguintes métodos (Alonso, 1983):

- a) Formulação clássica de Terzaghi, analogamente ao que já foi exposto para o cálculo da capacidade de carga pelo método teórico, levando em consideração que no dimensionamento dos tubulões só é considerado a sua resistência de ponta;
- b) Com base em ensaios de laboratório, como por exemplo, no caso das argilas, em que a tensão admissível pode ser adotada como:

$$\sigma_s = P_{ad} \quad \text{Equação (14)}$$

Em que P_{ad} é a tensão de pré-adensamento das argilas.

- c) Com base no valor médio da resistência à penetração medida no ensaio SPT numa profundidade igual a duas vezes o diâmetro da base, a partir da cota de assentamento do tubulão (para $N_{spt} \leq 20$):

$$\sigma_s \cong \frac{N_{spt}}{30} \text{ (MPa)} \quad \text{Equação (15)}$$

3.3 Recalque

Geralmente, conforme explica Hachich et al. (1996), os recalques de tubulões quando estão submetidos a carga estrutural são baixos (aproximadamente inferiores a 2,5mm) e que são perfeitamente aceitáveis para a maioria das estruturas construídas. Porém, em alguns casos onde a maior parte da capacidade do tubulão se deve à base, o valor do recalque pode ser maior, o que precisa ser verificado.

Ao se deparar com o problema do recalque em tubulões, o primeiro obstáculo que surge é com relação a calibragem dos inúmeros métodos disponíveis devido à pouca informação encontrada na literatura geotécnica sobre esse tipo de fundação. Alguns autores definem que os custos aplicados nas provas de carga, devido aos elevados carregamentos que são necessárias para a verificação do recalque, são elevados, impedindo as empresas de realizá-los (HACHICH et al., 1996).

Hachich et al. (1996) define que o recalque do topo dos tubulões é dado por dois elementos diferentes: o encurtamento elástico do concreto, funcionando como pilar, e a deformação do solo subjacente à base, em consequência do acréscimo de tensões.

3.3.1 Deformação elástica do concreto

No cálculo da deformação do concreto ao longo do fuste, pode ser aplicada a Lei de Hooke. Para isto, se faz necessário estimar as tensões de atrito e/ou adesão na interface concreto-solo, conhecendo-se assim, as tensões normais ao longo do fuste e da base do tubulão.

Existem na bibliografia, diversas fórmulas, teóricas e empíricas, que calculam essas tensões. Os fatores que interferem neste cálculo são: natureza do solo, histórico de tensões e tempo que o tubulão permanece aberto, entre outros.

Aplicando-se a lei de Hooke a um elemento infinitesimal, de altura dz , e integrando-se ao longo de seu comprimento, obtém-se a deformação total Δ_c do elemento de concreto. O módulo do elemento de concreto pode ser estimado conforme prescreve a NBR 6118/2014, como sendo:

$$E_c = \alpha_e * 5600 * \sqrt{f_{ck}} \quad \text{Equação (16)}$$

Sendo,

$\alpha_e = 1,2$ para basalto e diabásio

$\alpha_e = 1,0$ para granito e gnaisse

$\alpha_e = 0,9$ para calcário

$\alpha_e = 0,7$ para arenito

A deformação Δ_L do concreto será dada por:

$$\Delta_L = \frac{P * L}{E_c * A} \quad \text{Equação (17)}$$

Em que:

P é a carga aplicada no elemento de fundação,

L é a profundidade do elemento de fundação,

E_c é o módulo de elasticidade do concreto e

A é a área da seção transversal do elemento de fundação.

Como exemplificação, para termos uma ordem das medidas de recalques em tubulão, em um tubulão de 15m de comprimento, utilizando-se concreto de 15MPa, para uma tensão admissível de 0,5MPa e admitindo que 70% da carga do pilar será absorvida pela base do tubulão, chega-se a um recalque elástico do concreto de 2,5mm.

3.3.2 Recalque do solo subjacente à base do tubulão

O solo subjacente à base do tubulão receberá tensões provindas do apoio da base e devido às tensões de atrito do longo do fuste do tubulão. O cálculo desta última parcela de tensões em tubulões de base alargada, é mais trabalhoso devido a uma aba ou saliência do concreto, que possui características elásticas muito diferentes do solo, conforme Hachich et al. (1996).

Um método aproximado, definido por Hachich et al. (1996), constitui em calcular o acréscimo de tensões verticais que sucede no solo, tangenciando a parte superior da base, na geratriz e considerando a resultante dessas tensões como uma sobrecarga adicional atuando na base do tubulão.

Este acréscimo de tensões que atua nas camadas de solo subjacentes à base, até uma profundidade $2D_b$ (região do bulbo de pressões) pode ser encontrado utilizando a teoria da elasticidade, levando-se em consideração o tipo de solo.

3.4 Análise numérica e o programa computacional RS²

O método dos elementos finitos é considerado um dos instrumentos mais precisos entre os métodos de análise. Esse método considera os efeitos mais intrínsecos dos fatores de interação utilizados, como estaca-solo, estaca-radier, tubulão-solo, no processo de análise.

O RS² pode ser usado para uma ampla gama de projetos de engenharia, incluindo projeto de escavação, estabilidade de taludes, escoamento de água subterrânea, traçado de redes de fluxo, estimativa de vazões, análise probabilística, consolidação e capacidades de análise dinâmica.

Uma das possibilidades para a utilização deste programa, pode ser a construção do cenário de análise com auxílio do AUTOCAD. Após esta inserção e escolha do modelo constitutivo de análise, é necessário atribuir as propriedades do solo e do concreto. É possível definir e simular as etapas de execução da fundação em questão, como escavação, concretagem, carregamentos e entre outros.

O programa gera vários relatórios capazes de demonstrar, pelo método dos elementos finitos, um resultado impecável de como as tensões e cargas se distribuem ao longo do fuste do elemento de fundação, sob um solo rochoso, possibilitando assim, realizar comparações com os demais métodos empregados.

4 MATERIAIS E MÉTODOS

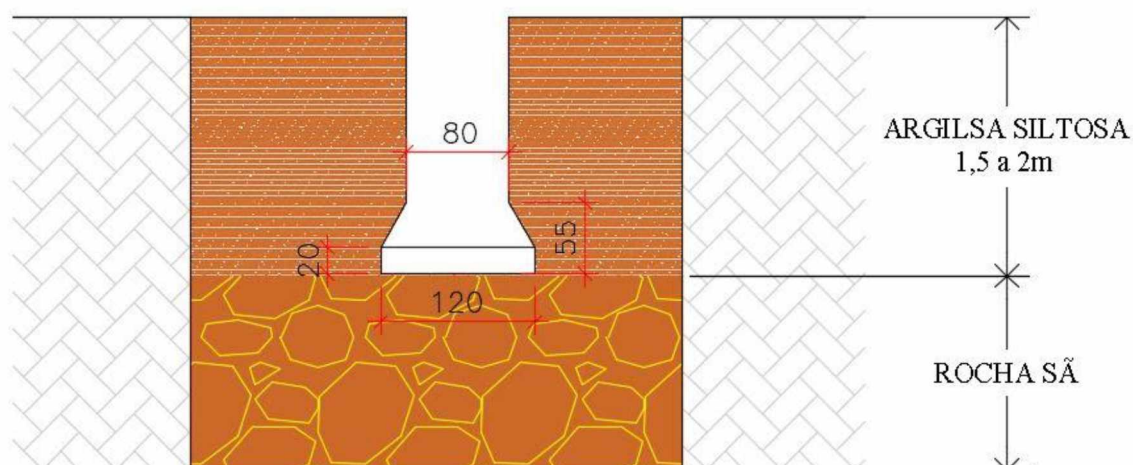
4.1 Caso de obra

Em junho de 2016 um incêndio, destruiu o setor de desossa de bois do frigorífico Mataboi S/A, localizado em Araguari MG. Para tanto, a Construtora Debs Procópio LTDA também localizada em Araguari MG, foi convidada para realizar as obras de recuperação e ampliação da unidade. Foram firmados entre as empresas, cinco contratos, para a realização de cinco obras diferentes. Dentre essas obras, foi realizado a ampliação do setor de Sangria do frigorífico, que foi a obra estudada neste projeto. A obra foi avaliada em R\$600.000,00 reais. Esta área não havia sido afetada pelo incêndio, mas com a oportunidade surgida pela recuperação da desossa, a Mataboi S/A aproveitou para alcançar melhorias em outros setores.

O projeto arquitetônico referente à ampliação da Sangria foi fornecido pelo Engenheiro responsável pelos projetos do Mataboi, conforme mostra o anexo A. Estudou-se neste trabalho a fundação desta obra, constituída de tubulões de concreto armado, com base circular alargada de 120 cm e 80 cm de diâmetro do fuste. Os tubulões foram assentados em

material com características mecânicas de rocha, condição para a qual será analisada a capacidade de carga e demais estudos. A altura dos tubulões variava de 1,5 m a 2,0 m (Figura 11).

Figura 11 – Representação esquemática dos tubulões



Fonte: Autora (2017)

O início da obra foi marcado por demolições, que demandou tempo excessivo. Realizou-se a demolição de uma parede de 9,70m aproximadamente, de uma caixa d'água que existia no local e também do piso em concreto armado onde seria a nova construção. Logo após, iniciou-se o processo de aterramento da área juntamente à compactação do solo, para alcançar o nível desejado. Depois do nivelamento do local, iniciou-se o processo de escavação dos tubulões, sem contenção lateral, utilizando a mão de obra de poceiros especializados.

O incêndio ocorrido no Mataboi gerou gastos elevados com a reestruturação do frigorífico e ainda, a paralização completa do abate na unidade. Por isso, as obras deveriam ser executadas em um curto prazo de tempo, para que então a empresa pudesse voltar a abater os bois a fim de recuperar o prejuízo obtido. O tempo estimado para a execução da ampliação da sangria foi de 45 dias. Diante disso, o engenheiro da Construtora Debs Procópio, responsável pela obra, decidiu realizar toda a estrutura da obra em estruturas pré-moldadas, pois enquanto as fundações eram executadas *in loco*, a empresa terceirizada para executar este serviço, produzia os pilares e vigas.

4.1.1 Carregamentos de projeto

As cargas desta nova estrutura foram levantadas levando-se em consideração o peso dos bois que iriam passar em uma esteira (noria) fixada nas vigas superiores, o peso próprio da estrutura, a alvenaria, ações do vento, cobertura, demais cargas acidentais, etc. As cargas consideradas foram as seguintes:

- a. Carregamento permanente:
 - Lajota protendida: 2,15 kN/m²;
 - Permanente: 2,00 kN/m²;
 - Cobertura metálica: 0,40 kN/m² e
 - Alvenaria: 2,50 kN/m².

- b. Carregamento acidental:
 - Peso dos bois: 40 kN sobre o eixo;
 - Pavimento: 8,00 kN/m² e
 - Cobertura metálica: 0,25 kN/m².

- c. Ação do vento:
 - Determinada conforme ABNT/NBR 6123:1988.

O relatório do anexo B, elaborado pela PRETEC (serviço terceirizado), mostra as cargas consideradas, as combinações de ações e as reações calculadas. O valor considerado pelo engenheiro calculista dos tubulões foi de 375,56 kN, sendo o maior valor de reação encontrado.

4.2 Estimativa do perfil geológico-geotécnico e seus parâmetros

Não foi realizada sondagem no local para avaliação do solo em que seria executado os tubulões. Foi feita apenas uma avaliação tátil-visual, do solo local. Isto se deu, pois, segundo o engenheiro responsável, ele possuía conhecimento de que o solo da região era de formação rochosa regular, sem alterações e ainda não havia presença de água (NA). A norma vigente sobre projeto e execução de fundações (ABNT, 2010) pede a realização de sondagem rotativa no local em que será executado a fundação ao se encontrar rocha, pois poderia se tratar de um matacão (rocha isolada) ou de uma rocha fragmentada, o que comprometeria a segurança da edificação. Porém, não foi realizado esta sondagem no local.

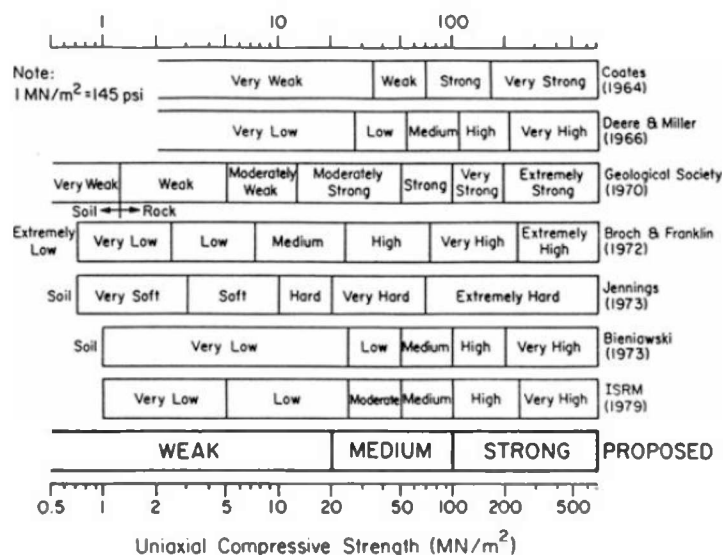
Foram escavados manualmente (primeiramente para verificações do solo) cerca de 2m de profundidade na área em que seriam executados os tubulões. Ao chegar a esta profundidade, constatou-se que não era possível perfurar mais, pois havia se chegado na rocha. Amostras colhidas in loco foram identificadas como sendo rocha sã, do tipo basalto.

Uma rocha sã, conforme ABNT (1995), é uma rocha com componentes mineralógicos originais incorruptos, sem manifestar indícios de decomposição com juntas levemente oxidadas e sem haver perda de sua resistência mecânica. Por fim, o basalto, conforme ABNT (1995), é uma rocha vulcânica escura, geralmente de granulação fina e de textura que pode ser maciça, vesicular ou amigdalóide. A camada de solo existente acima da rocha, é constituído de argila siltosa e varia de 1,5 a 2,0 metros de espessura.

Joppert Jr. (2007) define que para um N_{SPT} estimado de 3 a 5 golpes, tem-se um ângulo de atrito de 23° e uma coesão de 15 kN/m^2 para argila siltosa. Para a rocha, estimou-se conforme NCHPR (2006), a favor da segurança, de acordo com a figura 7, a resistência a compressão da rocha. O ângulo de atrito da rocha será estimado como sendo 50° . A coesão será definida conforme a teoria de Mohr-Coulomb. Temos então:

$$C = \frac{Rc}{2} \quad \text{Equação (18)}$$

Figura 12 - Resistência a compressão da Rocha



Fonte: NCHPR (2006)

Da Figura 10, considerando-se a rocha de resistência entre média e moderada, utilizando os valores propostos de ISRM (1979), temos que Rc é igual 50 MN/m^2 . Porém,

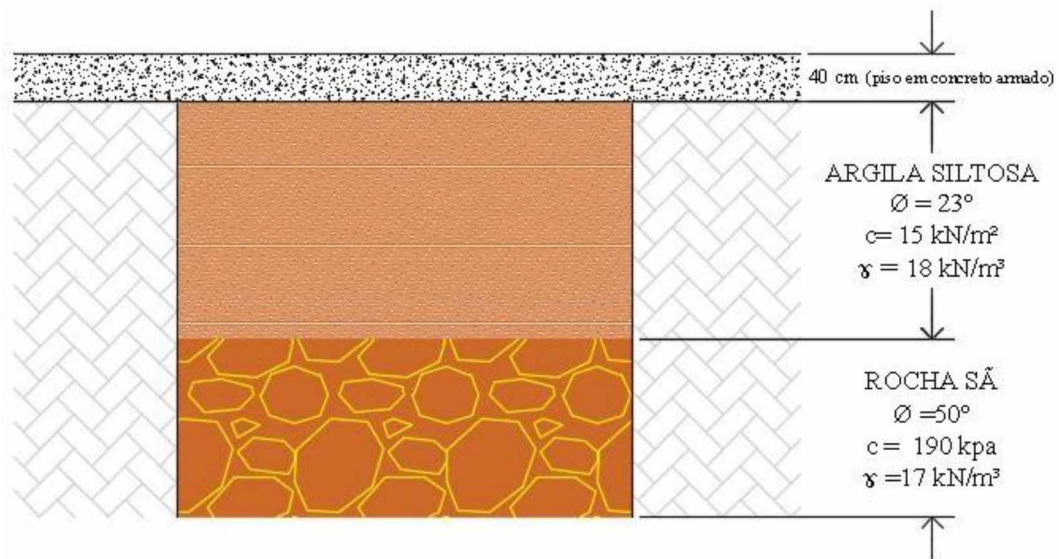
devido ao fato de que não foi realizada sondagem no solo do local da obra, não podemos estimar o RDQ e qualidade da rocha, o que torna inviável o uso da figura 10. Coduto (1994), recomenda os seguintes valores limites para a R_c da rocha:

$$380 \text{ kPa} < R_c < 1720 \text{ kPa}$$

Portanto, como não foi realizado um estudo preciso do tipo de rocha existente no local de execução do tubulão e indo a favor do conservadorismo e da segurança, será adotado o valor limite mínimo de 380 kPa para a resistência a compressão da rocha. Temos então, que a coesão da rocha (c) será igual a 190 kPa, conforme equação 17.

O esquema do perfil geológico do local de execução da obra e seus parâmetros foi conforme o esquema da Figura 11.

Figura 13 - Esquema de representação do solo no local de execução dos tubulões



Fonte: Autora (2017)

4.2.1 Critérios para escolha de fundação profunda

A escolha da fundação profunda, conforme Rebello (2008), é adotada quando a fundação direta não for aconselhada, ou seja, quando o número de golpes de sondagem (SPT) maior ou igual a 8 estiver a profundidades superiores a 2 m.

A profundidade máxima de escavação realizada *in loco* foi de 2m, não sendo possível prosseguir. Ainda que não tenha sido realizado sondagem SPT no local, sabe-se, conforme Engenheiro da obra, que por ter-se encontrado rocha a 2m da superfície, conforme figura 6, não

seria possível escavar mais, portanto, temos que a definição de Rebello (2008), citada anteriormente, foi atendida. Escolheu-se, portanto, fundação profunda, do tipo tubulão a céu aberto, sem contenção lateral, pois existiam no local excelentes características mecânicas da rocha, permitindo assim uma alta resistência dos tubulões nos primeiros metros de profundidade. Para as estacas isto seria inviável devido a necessidade de embutimento em rocha (pois precisam de uma maior profundidade), o que diante de um prazo tão curto seria impossível.

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1 Regras empíricas

Conforme descrito no item 2.2.1, a tensão admissível do solo pode ser estimada conforme a equação 5. Temos, do item 3.2 que Rc_{rocha} foi estimado em 380 kPa. Portanto:

$$P_{b-admissível} \leq \left(\frac{1}{5} a \frac{1}{8} \right) * 380 \leq 76 a 47,5 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Equação (19)}$$

Logo, para as regras empíricas, o valor da tensão admissível seria o menor, 47,5kPa.

Como não foi realizado sondagem rotativa no local, estimaremos para o cálculo da minoração do ângulo de atrito e da coesão da rocha, que o solo rochoso da obra descrita tem um RQD entre 75% e 90%, especificamente 85%, ou seja, uma rocha qualificada como sendo de boa qualidade do maciço rochoso, levando estes cálculos a estarem a favor da segurança. Aplicando-se as fórmulas descritas no item 2.2.1, temos que:

$$C_r = \left[0,1 + \frac{0,5}{30} * (85 - 70) \right] * 190 = 66,5 \text{ kPa} \quad \text{Equação (20)}$$

Por último, adotando um coeficiente igual a 0,75, temos que o ângulo de atrito corrigido da rocha será:

$$\phi_r = (0,75) * 50 = 37,5^\circ. \quad \text{Equação (21)}$$

5.2 Capacidade de Carga

5.2.1 Resultados por métodos teóricos

De acordo com o item 2.2.1.1, utilizaremos o método teórico de Terzaghi para definir a capacidade de carga do solo em questão. Para isto, é necessário definir alguns parâmetros no cálculo da capacidade de carga P , conforme a equação 9.

A tabela a seguir mostra os parâmetros já definidos para calcular a incógnita p_{rr} , conforme a equação 12. Os valores de N_c , N_γ e N_q , foram determinados de acordo com a Tabela 1, para o ângulo de atrito corrigido da rocha ($37,5^\circ$).

Tabela 1 - Parâmetros para cálculo de p_{rr}

Método de Terzaghi	
Coesão da rocha (c)	66,5 kN/m ²
Peso específico da rocha (γ)	17 kN/m ³
Altura do tubulão (h)	2 m
Raio da base do tubulão (r)	0,6 m
Fator N_c	65
Fator N_γ	65
Fator N_q	55

Fonte: Autora (2017)

Portanto, teremos:

$$\begin{aligned}
 p_{rr} &= 1,3 * 66,5 * 65 + 0,6 * 17 * 1,20 * 65 + 17 * 2 * 55 \\
 &= 7.887,05 \text{ kN/m}^2 = 7,89 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Equação (22)

Voltando na equação 10, para o cálculo da incógnita P_b , temos:

$$P_b = \pi * 0,6^2 * 7.887,05 = 8.920,04 \text{ kN/m}^2 = 8,92 \text{ MPa}$$

Equação (23)

Logo, pelo método de Terzaghi, temos que a capacidade de carga última P_{ult} , desconsiderando a resistência de atrito lateral P_a , será de 8,92 MPa.

5.2.1 Resultados por métodos semiempíricos

Para o cálculo da capacidade de carga pelo método semiempírico, utilizaremos a equação 14, descrita no item 2.2.3.1. O método descrito por Alonso, não emprega parâmetros para cálculo da capacidade de carga em rocha, que é considerado um solo de alta resistência.

Por isto, estimou-se o valor máximo de N_{SPT} (para um solo resistente) para o uso da fórmula em questão. Para este tipo de solo, é estimado que o solo tenha um $N_{SPT} > 45$ golpes. Porém, Alonso (1983), limita a utilização desta fórmula para um $N_{SPT} \leq 20$. Portanto, temos:

$$\sigma_s \cong \frac{20}{30} = 0,67 \text{ MPa} \quad \text{Equação (24)}$$

5.2.3 Resultados por análise numérica

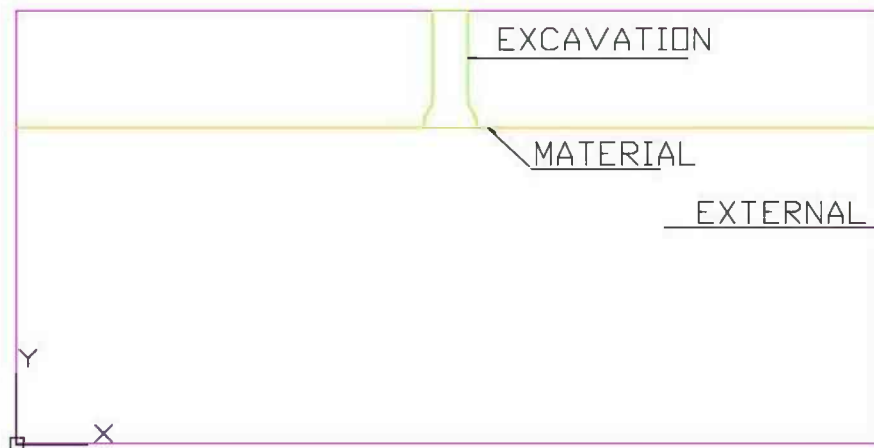
Foi selecionado neste trabalho para verificar-se a distribuição das cargas e deformações do solo e do tubulão, quanto este já estiver carregado, o programa RS², que de acordo com Rocscience (2017), é um poderoso programa de elementos finitos 2D para aplicações em análises do comportamento de solo e rocha.

É necessário importar para o programa, um arquivo em DXF (autocad) com um esquema real do que foi realizado na obra. Após a importação do arquivo DXF para o programa, deve-se definir as propriedades de cada material, por exemplo, o solo rochoso, a argila siltosa e o concreto. São inseridos os valores da coesão, ângulo de atrito, módulo de elasticidade, entre outros.

Após esta etapa, define-se as fases de execução do projeto. No caso da obra em questão, foram executados, nesta ordem, as seguintes etapas: fase inicial, escavação, concretagem e por último, aplicação do carregamento. A carga utilizada no programa, é a carga descrita no item 3.1.1, distribuída no topo do tubulão, transformada em kPa, resultando em 747,15 kPa. Após definição das cargas, define-se o número de nós da malha em que será calculado as tensões e recalques, e por fim, calcula-se os esforços.

As figuras e tabela a seguir, mostram as etapas realizadas e os dados necessários para o cálculo da análise numérica, utilizando o programa RS².

Figura 14 - Execução de croqui no AUTOCAD (dxf)



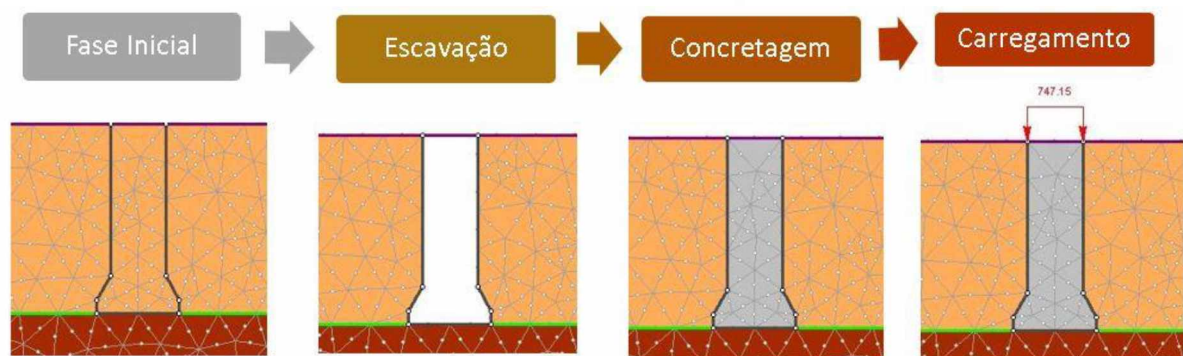
Fonte: Autora (2017)

Tabela 2 - Propriedades dos materiais empregados nas análises

Parâmetros de resistência dos materiais					
	Peso específico (kN/m ³)	Módulo de elasticidade (MPa)	Coefficiente de Poisson	Coesão (kN/m ²)	Ângulo de atrito (°)
ROCHA	17	200	0,30	66,5	37,5
ARGILA SILTOSA	18	7	0,20	15	23,0
CONCRETO	25	27000	0,20	400	50,0

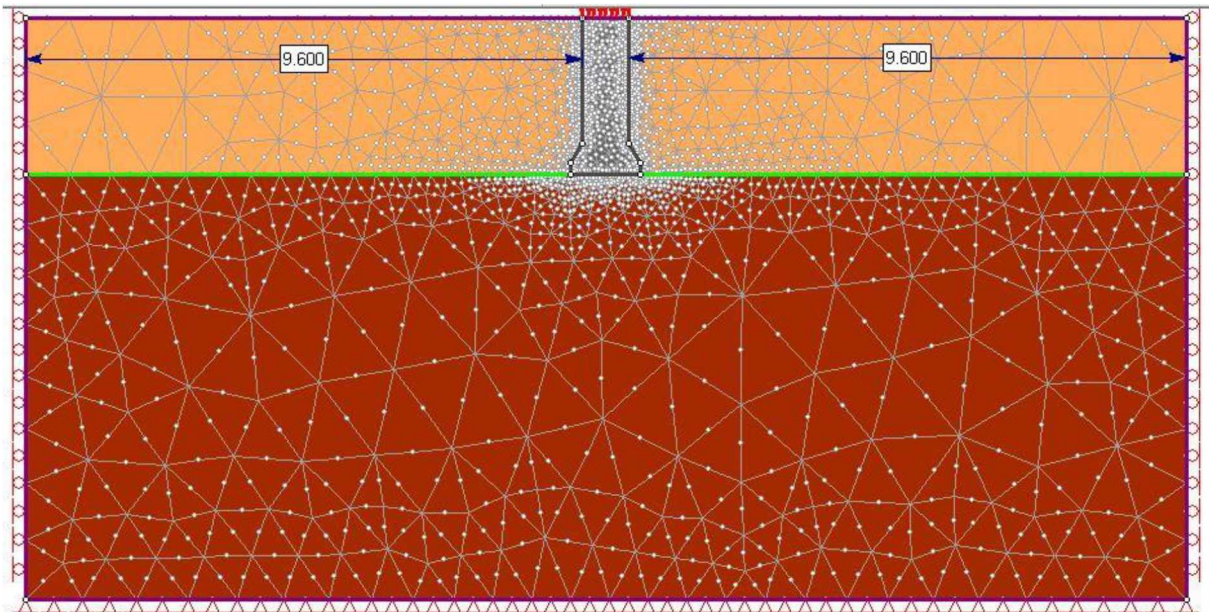
Fonte: Autora (2017)

Figura 15 - Definição das fases de execução do projeto



Fonte: Autora (2017)

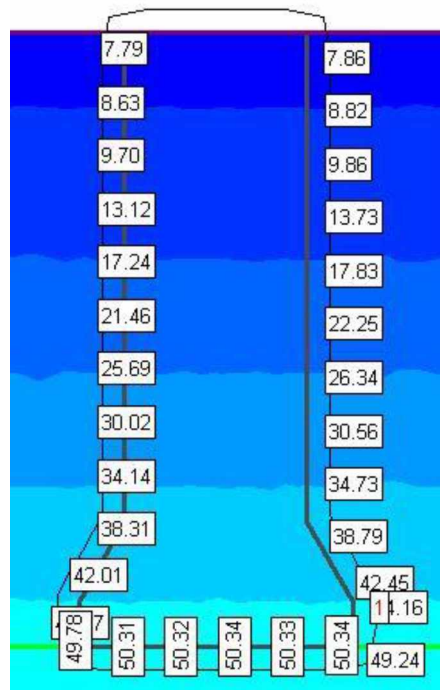
Figura 16 - Definição dos nós da malha



Fonte: Autora (2017)

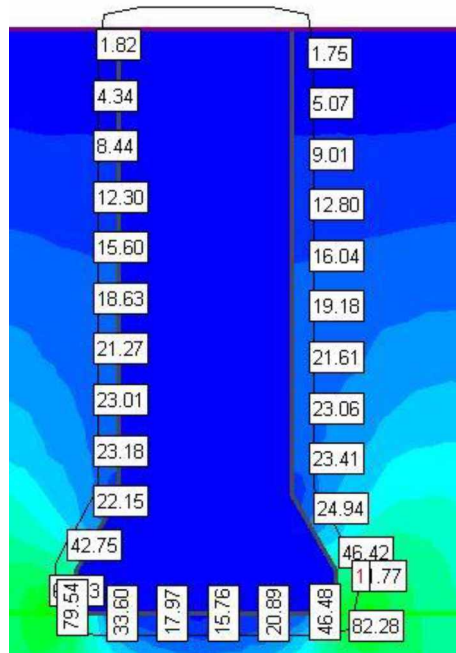
Enfim, os resultados obtidos para as tensões de compressão do solo, foram:

Figura 17 - Tensões na fase inicial (kPa)



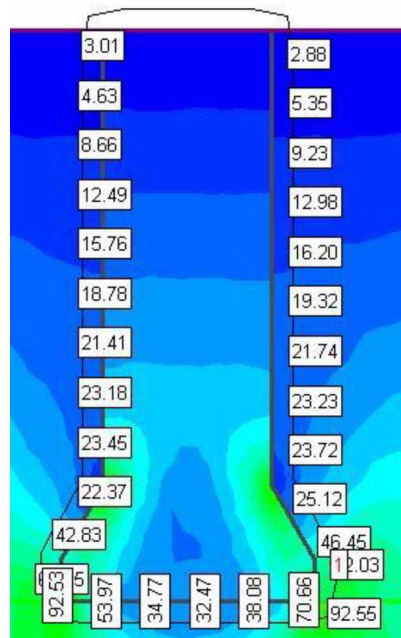
Fonte: Autora (2017)

Figura 18 - Tensões na fase de escavação (kPa)



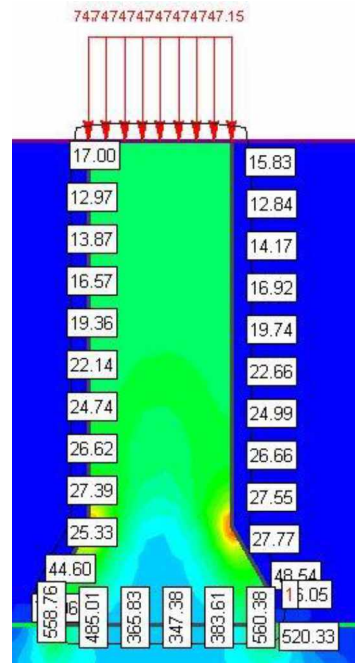
Fonte: Autora (2017)

Figura 19 - Tensões na fase de concretagem (kPa)



Fonte: Autora (2017)

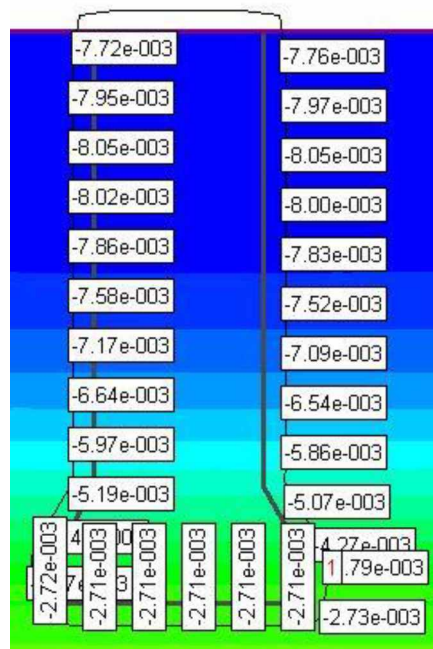
Figura 20 - Tensões na fase de carregamento (kPa)



Fonte: Autora (2017)

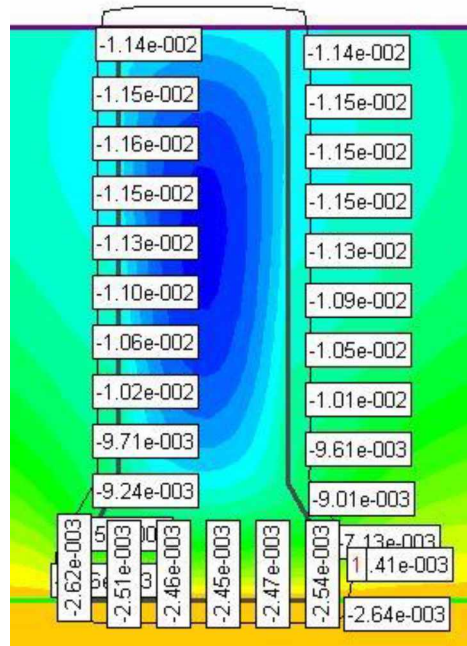
Os valores de recalque encontrados para o solo em questão estão representados nas figuras de 21 a 24.

Figura 21 - Recalques na fase inicial (m)



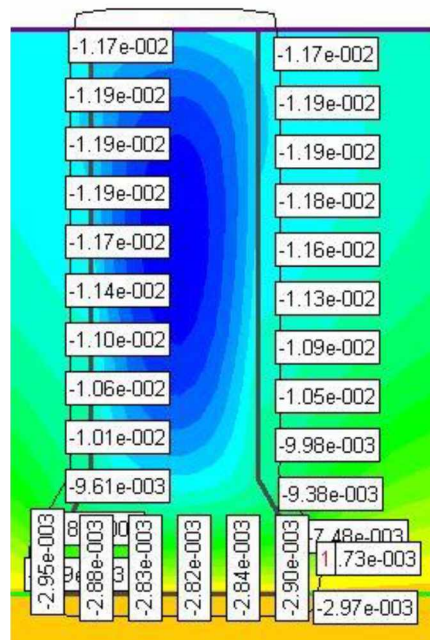
Fonte: Autora (2017)

Figura 22 - Recalques na fase de escavação (m)



Fonte: Autora (2017).

Figura 23 - Recalques na fase de concretagem (m)



Fonte: Autora (2017)

As análises numéricas foram empregadas para aferir a intensidade das solicitações, devido ao carregamento da superestrutura, que estariam sendo dissipados pelo apoio da base do tubulão junto a camada de apoio. Nessa análise, verificou-se uma tensão de compressão de aproximadamente 560,38 kN/m² (máxima solicitação na fase de carregamento) na camada de apoio, ou seja, a tensão admissível ou de projeto da camada de apoio da fundação deverá ser maior ou igual a esta para atender os aspectos de segurança à ruptura. Em termos de deslocamento, constatou-se o valor médio de -0,00435mm (deslocamento etapa final – deslocamento etapa inicial) que pode ser considerado como elástico e inferior aos limites recomendados. O relatório gerado pelo programa utilizado na análise numérica com os resultados é apresentado no anexo E.

O valor encontrado na análise numérica de 560,38 kN/m², para a resistência a compressão do solo, se destoa do valor limite mínimo estabelecido por Coduto (1994) de 380 kPa, descrito no item 3.2, o que faz da análise de Coduto (1994) ser conservadora e a melhor teoria a ser adotada para o cálculo da coesão da rocha.

A Tabela 4, mostra o recálculo do diâmetro da base do tubulão utilizado, considerando a tensão admissível da rocha encontrada pelos métodos de Alonso, Terzaghi e Coduto (que mais se aproxima do valor de projeto considerado).

Tabela 4 - Redimensionamento do diâmetro da base do tubulão

	Tensão admissível de projeto	Terzaghi (1943)	Alonso (1983)	Coduto (1994)
	300 kPa	8920 kPa	670 kPa	76 kPa
Diâmetros prováveis	1,20 m	0,23 m	0,84 m	2,50 m

Fonte: Autora (2017)

Como podemos observar na Tabela 4, o valor do diâmetro da base de 0,11m não seria um valor factível, pois é menor que o diâmetro mínimo do fuste. Dever-se-ia então ter adotado o valor mínimo para a base do tubulão que seria o diâmetro do fuste. Nesse caso, seria recomendado a utilização de um estacão de 70cm ou 80cm de diâmetro, o que representaria uma vantagem em relação à solução em tubulão, pois não seria necessário o alargamento da base. Já o método de Alonso que resultou em 0,84 m seria um valor real e seguro a ser adotado, pois é maior que o diâmetro mínimo estabelecido por norma, mas ainda assim, uma solução em estacão seria mais viável. Mas, como não foi realizado sondagem de simples reconhecimento no local, não há como assegurar que este valor estaria correto. Temos por fim, a proposta

conservadora de Coduto (1994), em que o diâmetro da base poderia ser da ordem de 2,5m. Neste caso, resultaria aproximadamente no dobro do valor real do diâmetro da base do tubulão executado e seria, portanto, necessário avaliar os custos e o possível superdimensionamento na execução de um tubulão com este diâmetro.

Entretanto, o engenheiro calculista desta obra, optou por adotar uma solução em tubulão, sendo o $D_b=1,2\text{m}$ e $d_f=0,80\text{m}$. O que pode ser considerada uma opção favorável em termos de segurança, porém onerosa em custo e prazo. Os tubulões deste caso de obra, foram armados, porém ao se verificar a carga de projeto de 375,56kN dividida pela área do fuste ($d_f=0,80\text{m}$), obtêm-se uma tensão de compressão de 0,75MPa. De acordo com a NBR6122/2010, para valores de tensão atuante inferiores a 5MPa não é necessário armar a fundação, sendo esta dimensionada apenas pela armadura mínima (0,5% da área).

6 Conclusões

O presente trabalho analisou de 3 formas diferentes a capacidade de carga em rocha para apoio de fundações em tubulão. Estas suportaram uma carga de aproximadamente 370 kN, sem um único relatório de sondagem realizado no local.

A prática de projetos de fundações sem a devida caracterização do subsolo pode comprometer a segurança das construções, uma vez que não se tem os elementos mínimos necessários à correta determinação das resistências da camada suporte em que se apoiam as fundações. Por outro lado, a partir dos levantamentos efetuados e das análises realizadas, foi possível estimar com alguma confiabilidade a resistência da camada de apoio das fundações. Apesar de que as estimativas das características da camada de apoio das fundações, terem sido realizadas a partir de informações (táteis e visuais) mínimas obtidos em campo, estas podem ser consideradas adequadas diante da estimativa empírica e subjetiva de certos profissionais, uma vez que as estimativas das características resistente da camada foi realizada a partir da literatura geotécnica numa visão conservadora.

Porém, poderia ter sido evitado um custo elevado de execução da obra, realizando-se ensaios no local e sondagens, que provavelmente levariam como resultado, à utilização de outro tipo de fundação (estacão) acarretando um custo menor de execução da obra.

Portanto, independentemente do tipo e local da obra, o engenheiro responsável, deve realizar os devidos ensaios para que esta seja dimensionada segura e adequadamente. Os ensaios devem contar, no mínimo, com sondagem de simples reconhecimento e medida de N_{SPT} . Os custos com estes ensaios e sondagens não se comparam com o grau de risco à que se estará

susceptível pela execução de um projeto elaborado sem parâmetros geotécnicos corretamente obtidos. Os danos futuros talvez sejam ainda maiores, devido a necessidade de intervenções para reforço e pela utilização indiscriminada de uma maior quantidade de ferragem empregada nas fundações como forma de atenuar erros do dimensionamento geotécnico.

REFERÊNCIAS

- ABNT – **ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS**. NBR 6122 – Projeto e Execução de Fundações, 2010.
- ABNT - **ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS**. NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações, 1995.
- ABNT - **ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS**. NBR 6502 - Rochas e solos, 1988.
- ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de Fundações**. 2. ed. São Paulo: E. Blucher, 1983. 197 p.
- ALVES, D. **A IMPORTÂNCIA DA OBSERVÂNCIA DOS PROCEDIMENTOS DAS NORMAS DE SONDAGEM**. 2011.
- BRASIL. **Ministério do Trabalho, Secretaria de Segurança e Medicina no Trabalho**. NR – 18 Obras de Construção, demolição e reparos. IN: Legislação de Segurança, Higiene e medicina do trabalho; Lei 6514 de 22.12.1977 e portaria 3214 de 08.06.1978.
- CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e suas aplicações**. 3o ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1976.
- CINTRA, A. **Apostila projeto de fundações**. São Carlos, 1984.
- CINTRA, J.C.A.; AOKI, N. (1999). **A carga Admissível em Fundações Profundas**. Projeto REENGE, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, São Carlos, SP, 61p.
- CODUTO, D P. **Foundation Design - Principles and Practices Prentice Hall**, N.J., "96 p.. 1994.
- DALDEGAN, E. **Tubulão a céu aberto: Processo executivo e dicas práticas**. Disponível em: <<http://engenhariaconcreta.com/tubulao-a-ceu-aberto-processo-executivo/>>. Acesso em: 20 de novembro de 2017.
- DEERE, D.U. and Deere, D.W. **The rock quality designation (RQD) index in practice**. In **Rock classification systems for engineering purposes**, Ed. L. Kirkaldie.. Philadelphia, 1988.

FOGAÇA, M. – **Infraestrutura Urbana, projeto custos e construção – Fundações e Contencões**. 2012. Disponível em: <<http://infraestruturaurbana17.pini.com.br/solucoes-tecnicas/20/fundacao-com-tubuloes-perfuracao-profunda-usada-na-construcao-de-271662-1.aspx>>. Acesso em: 17 de novembro de 2017.

HACHICH, W. et al. **Fundações: Teoria e Prática**. 1º ed. São Paulo: PINI, 1996.

JOPPERT JR., I. **Fundações e contencões de edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução**, 2007.

LOBO, B. DE O. **Método De Previsão De Capacidade De Carga De Estacas: Aplicação Dos Conceitos De Energia Do Ensaio SPT**. p. 121, 2005.

NCHPR. **Rock-Socketed Shafts for Highway Structure Foundations**. Whashington, D.C., 2006.

REBELLO, Y. C. P. **Fundações - Guia Prático de Projeto, Execução e Dimensionamento**. 4o ed. São Paulo, 2008

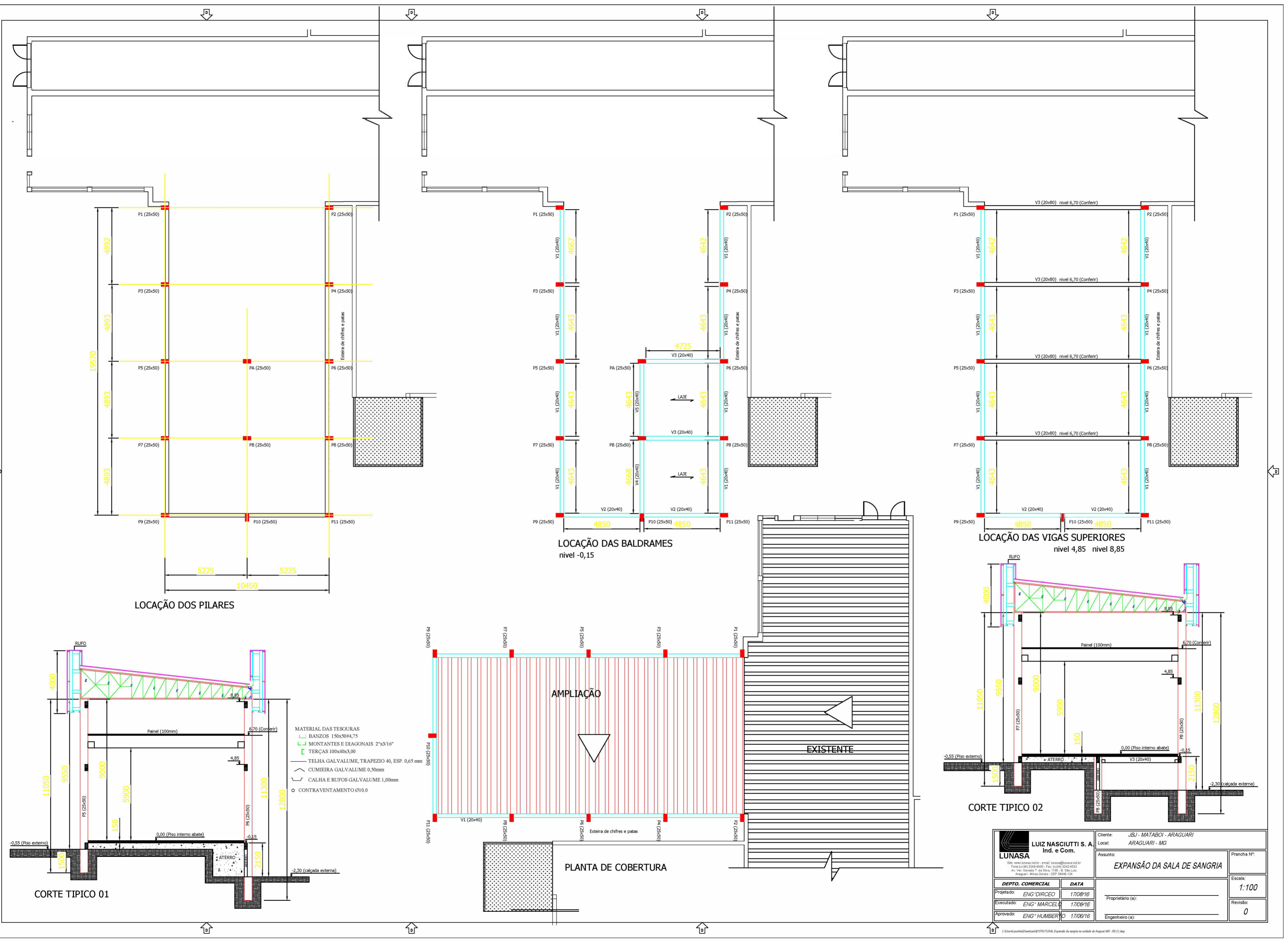
ROCS SCIENCE. **RS2**. Disponível em: <<https://www.rocscience.com/rocscience/products/rs2>>. Acesso em: 18 de novembro de 2017.

ANEXOS

ANEXO A

CONFIDENCIAL

Os detalhes e informações técnicas deste documento são de propriedade exclusiva da LUNASA, não podendo ser copiados, reproduzidos ou colados em qualquer sem autorização expressa.



- MATERIAL DAS TESOURAS**
- BANZOS 150x50#4,75
 - MONTANTES E DIAGONAIS 2"x3"/16"
 - TERÇAS 100x40x3,00
 - TELHA GALVALUME, TRAPEZIO 40, ESP. 0,65 mm
 - CUMIEIRA GALVALUME 0,50mm
 - CALHA E RUFOS GALVALUME 1,00mm
 - CONTRAVENTAMENTO Ø10,0

<p>LUNASA Ind. e Com.</p> <p><small>Site: www.lunasa.ind.br - e-mail: lunasa@lunasa.ind.br Fone: (067) 3348-8000 - Fax: (067) 324-4532 Av. Vin. Gerardo T. da Silva, 1100 - B. São Luiz Araguari - Minas Gerais - CEP: 38400-124</small></p>	Cliente: JBU - MATABOI - ARAGUARI Local: ARAGUARI - MG Assunto:	Prancha Nº:
	EXPANSÃO DA SALA DE SANGRIA	
DEPTO. COMERCIAL Projetado: ENG° DIRCEO 17/06/16 Executado: ENG° MARCELO 17/06/16 Aprovado: ENG° HUMBERTO 17/06/16	DATA 17/06/16	Escala: 1:100 Revisão: 0

ANEXO B

RELATÓRIO DE REAÇÕES NA FUNDAÇÃO ESTRUTURA PRÉ-FABRICADA

Obra:
**MATABOI
LEGRAN**

Emissão inicial: 15/07/2016

1- CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste relatório são apresentadas as reações (cargas) na fundação referente a estrutura pré-fabricada em concreto correspondente empreendimento Mataboi.

Cargas provenientes de alvenaria e baldrame no pavimento térreo deverão ser somadas às cargas apresentadas neste relatório. Também não foram previstas na estrutura pré-fabricada cargas provenientes de empuxo de solo.

2- PREMISSAS DE CÁLCULO

CP Estrutura: peso próprio dos elementos em concreto pré-fabricado.

CP Permanente: lajota protendida h20+5cm 0,215tf/m²; permanente 0,200tf/m²; cobertura metálica 0,040tf/m²; alvenaria 0,250tf/m².

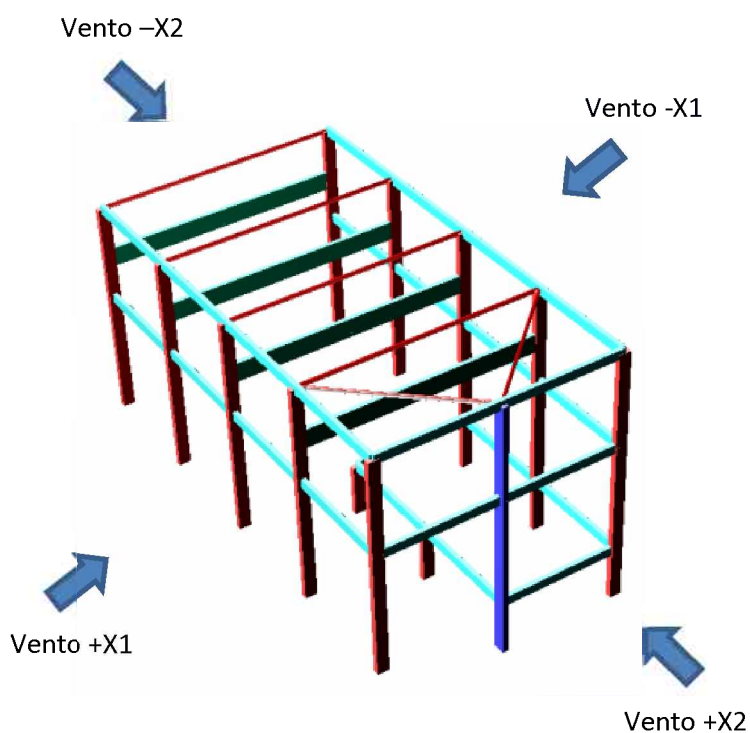
CA Acidental: 4tf sobre no eixo das 2080cm; pavimento 0,800tf/m²; cobertura metálica 0,025tf/m².

CV Ação do vento (ABNT/NBR 6123:1988)

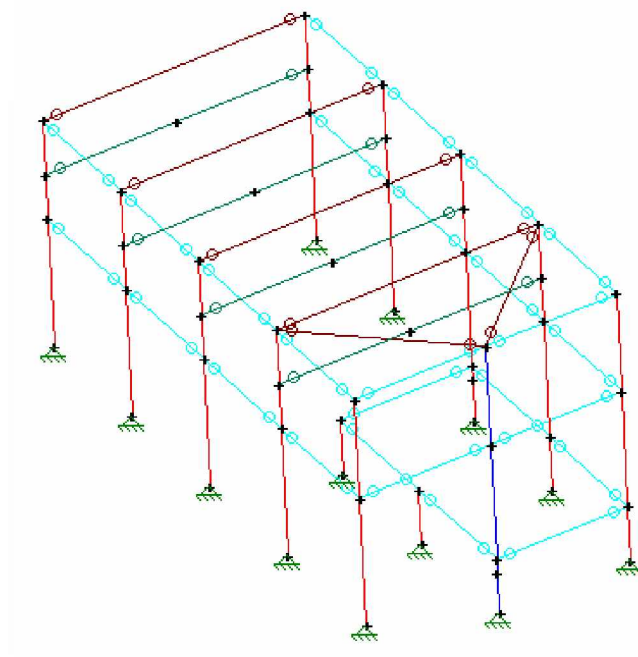
3- OBSERVAÇÕES

O nós 01 e 13 correspondem aos pilares pré-moldados.

4- MODELO ESTRUTURAL



Perspectiva Renderizada – Modelo 3D



Unifilar Eixos – Modelo 3D

5- LISTA DE CARREGAMENTOS E COMBINAÇÕES

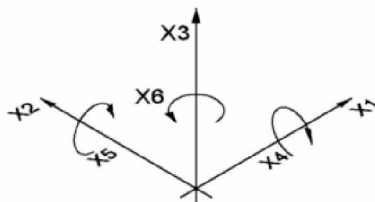
LISTA DE CARREGAMENTOS		
Nº	Nº nos result.	Nome
1	1	CP - pp barra
2	2	CP - laje + capa
3	3	CP - permanente
4	4	CP - alvenaria
5	5	CA - acidental
6	6	CV - Vento +X1
7	7	CV - Vento -X1
8	8	CV - Vento +X2
9	9	CV - Vento -X2

TABELA de COMBINAÇÕES						
Comb.						
1	1 * 1.00					
2	1 * 1.00	+ 2 * 1.00				
3	1 * 1.00	+ 2 * 1.00	+ 3 * 1.00			
4	1 * 1.00	+ 2 * 1.00	+ 3 * 1.00	+ 4 * 1.00		
5	1 * 1.00	+ 2 * 1.00	+ 3 * 1.00	+ 4 * 1.00	+ 5 * 1.00	
6	1 * 1.00	+ 2 * 1.00	+ 3 * 1.00	+ 4 * 1.00	+ 5 * 1.00	+ 6 * 1.00
7	1 * 1.00	+ 2 * 1.00	+ 3 * 1.00	+ 4 * 1.00	+ 5 * 1.00	+ 7 * 1.00
8	1 * 1.00	+ 2 * 1.00	+ 3 * 1.00	+ 4 * 1.00	+ 5 * 1.00	+ 8 * 1.00
9	1 * 1.00	+ 2 * 1.00	+ 3 * 1.00	+ 4 * 1.00	+ 5 * 1.00	+ 9 * 1.00

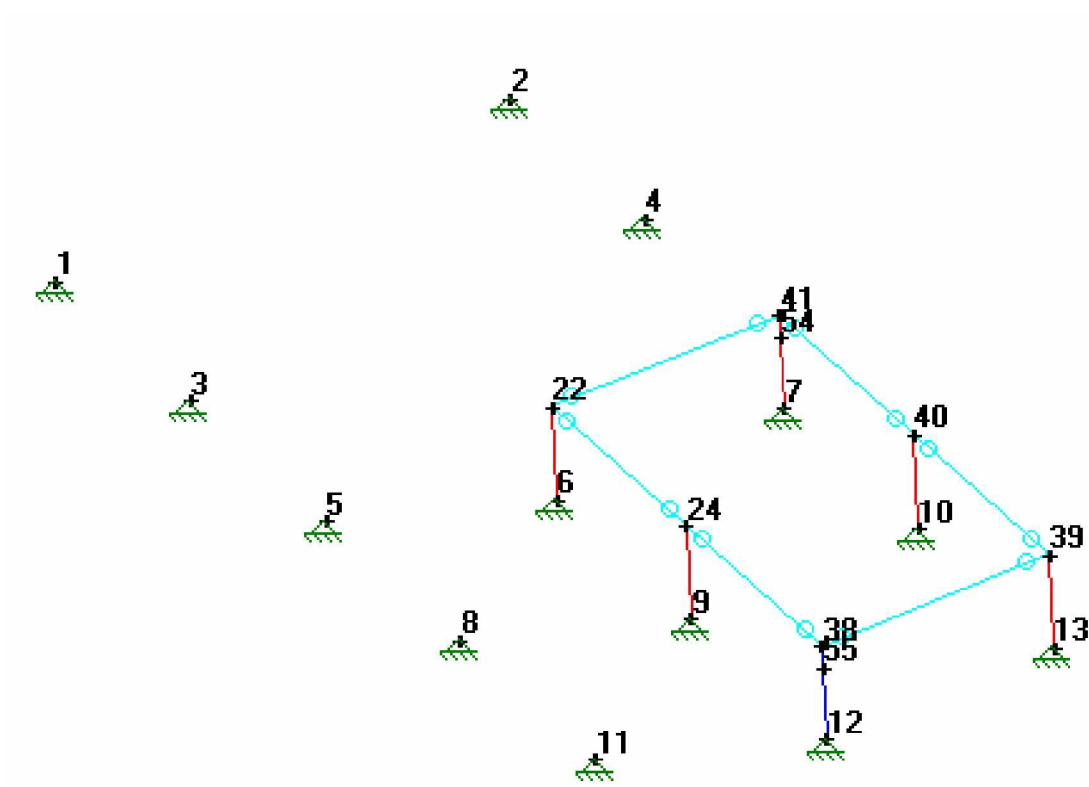
6- CONVENÇÃO DE SINAIS

X1=Hx; X2=Hy; X3=Vz → forças

X4=Mx; X5=My; X6=Mz → momentos fletores



7- PLANTA LOCAÇÃO DOS NÓS



8- TABELAS DE REAÇÕES

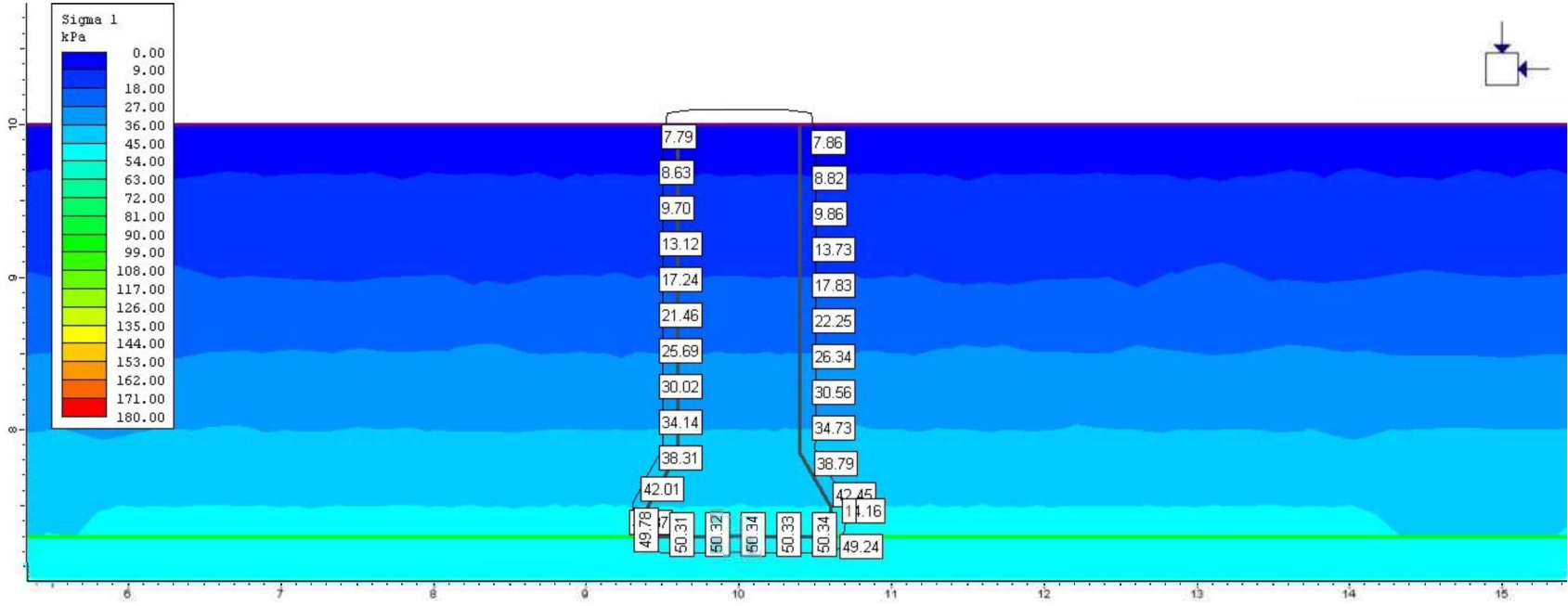
REAÇÕES (Unids: tf, tf*metro)							
nó	cmb	X1	X2	X3	X4	X5	X6
1	1	0.000	0.000	6.120	0.000	0.000	0.000
	2	0.000	0.000	6.120	0.000	0.000	0.000
	3	-0.006	0.016	6.884	-0.037	-0.014	0.000
	4	-0.006	0.016	9.085	-0.037	-0.014	0.000
	5	-0.010	0.026	11.404	-0.060	-0.022	0.000
	6	-1.032	0.167	10.766	-1.221	-5.022	0.000
	7	0.836	0.239	10.766	-1.650	4.763	0.000
	8	0.380	-0.241	10.766	1.771	0.490	0.000
	9	0.380	0.250	10.766	-1.778	0.487	0.000
Máx		0.836	0.250	11.404	1.771	4.763	0.000
Comb		7	9	5	8	7	1
Min		-1.032	-0.241	6.120	-1.778	-5.022	0.000
Comb		6	8	1	9	6	1
2	1	0.000	0.000	6.120	0.000	0.000	0.000
	2	0.000	0.000	6.120	0.000	0.000	0.000
	3	0.006	0.013	6.884	-0.029	0.014	0.000
	4	0.006	0.013	9.085	-0.029	0.014	0.000
	5	0.010	0.022	11.404	-0.046	0.023	0.000
	6	-0.836	0.452	10.766	-2.396	-4.764	0.000
	7	1.032	0.329	10.766	-1.773	5.022	0.000
	8	-0.380	-0.475	10.766	2.572	-0.492	0.000
	9	-0.380	0.491	10.766	-2.622	-0.495	0.000
Máx		1.032	0.491	11.404	2.572	5.022	0.000
Comb		7	9	5	8	7	1
Min		-0.836	-0.475	6.120	-2.622	-4.764	0.000
Comb		6	8	1	9	6	1
3	1	0.000	0.000	7.098	0.000	0.000	0.000
	2	0.000	0.000	7.098	0.000	0.000	0.000
	3	-0.012	-0.015	8.629	0.018	-0.026	0.000
	4	-0.012	-0.015	13.030	0.018	-0.026	0.000
	5	-0.020	-0.024	15.670	0.029	-0.043	0.000
	6	-2.056	0.155	14.391	-1.202	-8.885	0.000
	7	1.666	0.228	14.391	-1.630	8.370	0.000
	8	0.757	-0.253	14.391	1.792	0.970	0.000
	9	0.757	0.239	14.391	-1.758	0.960	0.000
Máx		1.666	0.239	15.670	1.792	8.370	0.000
Comb		7	9	5	8	7	1
Min		-2.056	-0.253	7.098	-1.758	-8.885	0.000
Comb		6	8	1	9	6	1
4	1	0.000	0.000	7.098	0.000	0.000	0.000
	2	0.000	0.000	7.098	0.000	0.000	0.000
	3	0.012	-0.017	8.629	0.026	0.027	0.000
	4	0.012	-0.017	13.030	0.026	0.027	0.000
	5	0.020	-0.028	15.670	0.042	0.044	0.000
	6	-1.680	0.442	14.391	-2.379	-8.398	0.000
	7	2.070	0.318	14.391	-1.756	8.910	0.000
	8	-0.757	-0.488	14.391	2.597	-0.984	0.000
	9	-0.757	0.481	14.391	-2.605	-0.994	0.000
Máx		2.070	0.481	15.670	2.597	8.910	0.000
Comb		7	9	5	8	7	1
Min		-1.680	-0.488	7.098	-2.605	-8.398	0.000
Comb		6	8	1	9	6	1

REAÇÕES (Unids: tf, tf*metro)							
nó	cmb	X1	X2	X3	X4	X5	X6
5	1	0.000	0.000	7.098	0.000	0.000	0.000
	2	0.000	0.000	7.098	0.000	0.000	0.000
	3	-0.011	-0.007	8.677	0.004	-0.020	0.000
	4	-0.011	-0.007	13.078	0.004	-0.020	0.000
	5	-0.019	-0.012	15.748	0.006	-0.033	0.000
	6	-2.444	0.159	14.409	-1.209	-10.837	0.000
	7	2.085	0.231	14.409	-1.637	10.430	0.000
	8	0.695	-0.251	14.409	1.789	0.709	0.000
	9	0.692	0.242	14.409	-1.766	0.649	0.000
	Máx		2.085	0.242	15.748	1.789	10.430
Comb		7	9	5	8	7	1
Min		-2.444	-0.251	7.098	-1.766	-10.837	0.000
Comb		6	8	1	9	6	1
6	1	0.000	0.000	1.730	0.000	0.000	0.000
	2	0.000	0.000	3.104	0.000	0.000	0.000
	3	0.010	0.043	4.381	-0.090	0.023	0.000
	4	0.010	0.043	4.381	-0.090	0.023	0.000
	5	0.017	0.070	9.491	-0.146	0.038	0.000
	6	-2.461	0.696	9.491	-1.643	-5.528	0.000
	7	2.681	0.703	9.491	-1.613	6.023	0.000
	8	-0.438	-0.838	9.491	1.958	-0.983	0.000
	9	-0.453	0.871	9.491	-2.028	-1.016	0.000
	Máx		2.681	0.871	9.491	1.958	6.023
Comb		7	9	5	8	7	1
Min		-2.461	-0.838	1.730	-2.028	-5.528	0.000
Comb		6	8	1	9	6	1
7	1	0.000	0.000	8.657	0.000	0.000	0.000
	2	0.000	0.000	10.030	0.000	0.000	0.000
	3	0.001	-0.020	12.886	0.030	0.017	0.000
	4	0.001	-0.020	19.732	0.030	0.017	0.000
	5	0.002	-0.033	27.512	0.049	0.028	0.000
	6	1.041	0.217	26.173	-1.292	-3.153	0.000
	7	-0.817	0.171	26.173	-0.983	3.646	0.000
	8	-0.428	-0.259	26.173	1.443	-0.967	0.000
	9	-0.410	0.246	26.173	-1.434	-0.978	0.000
	Máx		1.041	0.246	27.512	1.443	3.646
Comb		6	9	5	8	7	1
Min		-0.817	-0.259	8.657	-1.434	-3.153	0.000
Comb		7	8	1	9	6	1
8	1	0.000	0.000	7.147	0.000	0.000	0.000
	2	0.000	0.000	7.147	0.000	0.000	0.000
	3	-0.010	-0.007	8.601	0.004	-0.014	0.000
	4	-0.010	-0.007	13.006	0.004	-0.014	0.000
	5	-0.016	-0.012	15.598	0.006	-0.022	0.000
	6	-2.758	0.160	14.415	-1.211	-10.821	0.000
	7	2.222	0.232	14.415	-1.639	9.921	0.000
	8	0.971	-0.252	14.415	1.792	1.211	0.000
	9	0.898	0.243	14.415	-1.769	0.699	0.000
	Máx		2.222	0.243	15.598	1.792	9.921
Comb		7	9	5	8	7	1
Min		-2.758	-0.252	7.147	-1.769	-10.821	0.000
Comb		6	8	1	9	6	1

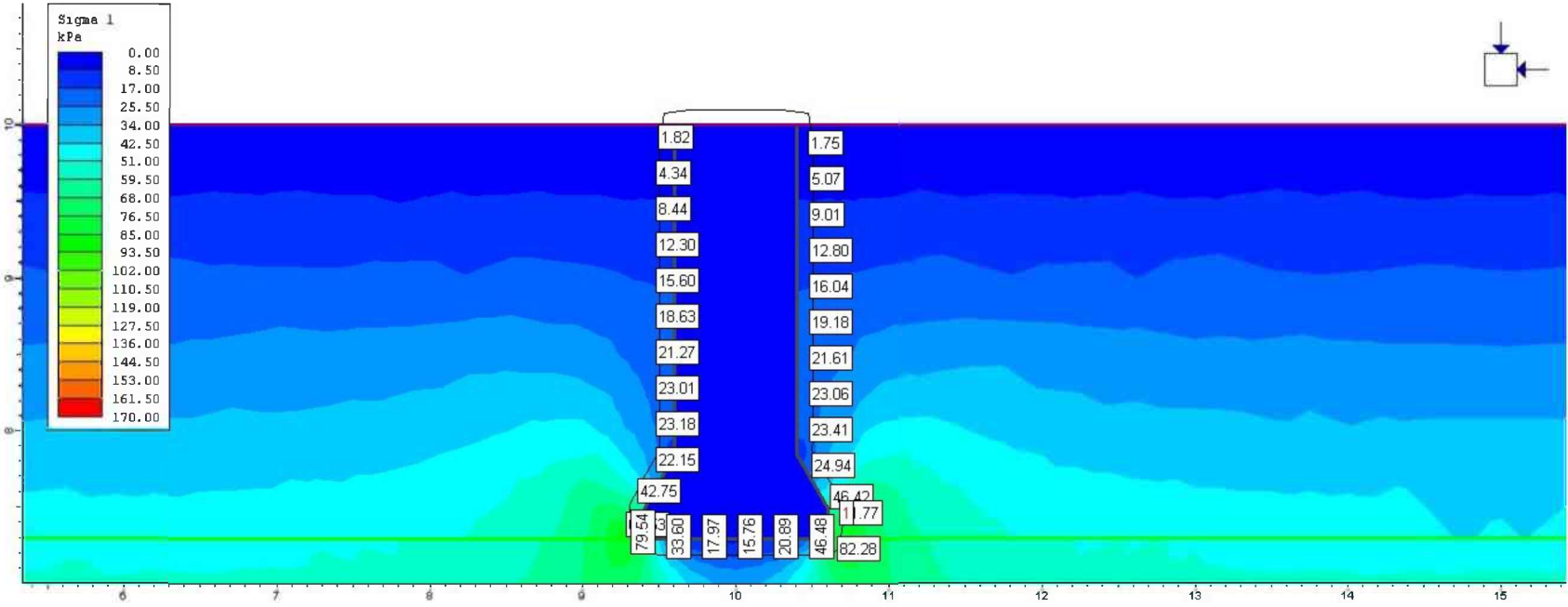
REAÇÕES (Unids: tf, tf*metro)							
nó	cmb	X1	X2	X3	X4	X5	X6
9	1	0.000	0.000	1.698	0.000	0.000	0.000
	2	0.000	0.000	4.447	0.000	0.000	0.000
	3	0.000	0.037	7.005	-0.086	0.001	0.000
	4	0.000	0.037	7.005	-0.086	0.001	0.000
	5	0.000	0.061	17.235	-0.140	0.002	0.000
	6	0.000	0.730	17.235	-1.679	-0.302	0.000
	7	0.000	0.707	17.235	-1.626	0.329	0.000
	8	0.000	-0.866	17.235	1.992	-0.038	0.000
	9	0.000	0.896	17.235	-2.060	-0.027	0.000
Máx		0.000	0.896	17.235	1.992	0.329	0.000
Comb		5	9	5	8	7	1
Min		0.000	-0.866	1.698	-2.060	-0.302	0.000
Comb		9	8	1	9	6	1
10	1	0.000	0.000	8.673	0.000	0.000	0.000
	2	0.000	0.000	11.422	0.000	0.000	0.000
	3	0.011	-0.016	15.434	0.027	0.035	0.000
	4	0.011	-0.016	24.734	0.027	0.035	0.000
	5	0.017	-0.027	37.556	0.044	0.057	0.000
	6	-1.270	0.198	36.374	-1.280	-6.434	0.000
	7	1.717	0.173	36.374	-0.987	6.993	0.000
	8	-0.941	-0.246	36.374	1.435	-1.462	0.000
	9	-1.000	0.234	36.374	-1.428	-1.833	0.000
Máx		1.717	0.234	37.556	1.435	6.993	0.000
Comb		7	9	5	8	7	1
Min		-1.270	-0.246	8.673	-1.428	-6.434	0.000
Comb		6	8	1	9	6	1
11	1	0.000	0.000	5.009	0.000	0.000	0.000
	2	0.000	0.000	5.009	0.000	0.000	0.000
	3	-0.014	-0.031	5.803	0.046	-0.017	0.000
	4	-0.014	-0.031	10.360	0.046	-0.017	0.000
	5	-0.023	-0.050	10.528	0.075	-0.028	0.000
	6	-1.383	0.430	10.192	-1.446	-8.010	0.000
	7	1.495	0.512	10.192	-1.891	8.603	0.000
	8	-0.135	-0.616	10.192	2.132	-0.551	0.000
	9	-0.029	0.589	10.192	-2.076	0.055	0.000
Máx		1.495	0.589	10.528	2.132	8.603	0.000
Comb		7	9	5	8	7	1
Min		-1.383	-0.616	5.009	-2.076	-8.010	0.000
Comb		6	8	1	9	6	1
12	1	0.000	0.000	6.727	0.000	0.000	0.000
	2	0.000	0.000	8.103	0.000	0.000	0.000
	3	0.006	0.007	10.466	-0.242	0.009	0.000
	4	0.006	0.007	17.781	-0.242	0.009	0.000
	5	0.009	0.012	23.239	-0.393	0.015	0.000
	6	-0.181	0.297	22.564	-4.773	-1.058	0.000
	7	0.232	0.299	22.564	-4.633	1.189	0.000
	8	-0.081	-0.367	22.564	5.671	-0.166	0.000
	9	-0.073	0.372	22.564	-5.863	-0.095	0.000
Máx		0.232	0.372	23.239	5.671	1.189	0.000
Comb		7	9	5	8	7	1
Min		-0.181	-0.367	6.727	-5.863	-1.058	0.000
Comb		6	8	1	9	6	1

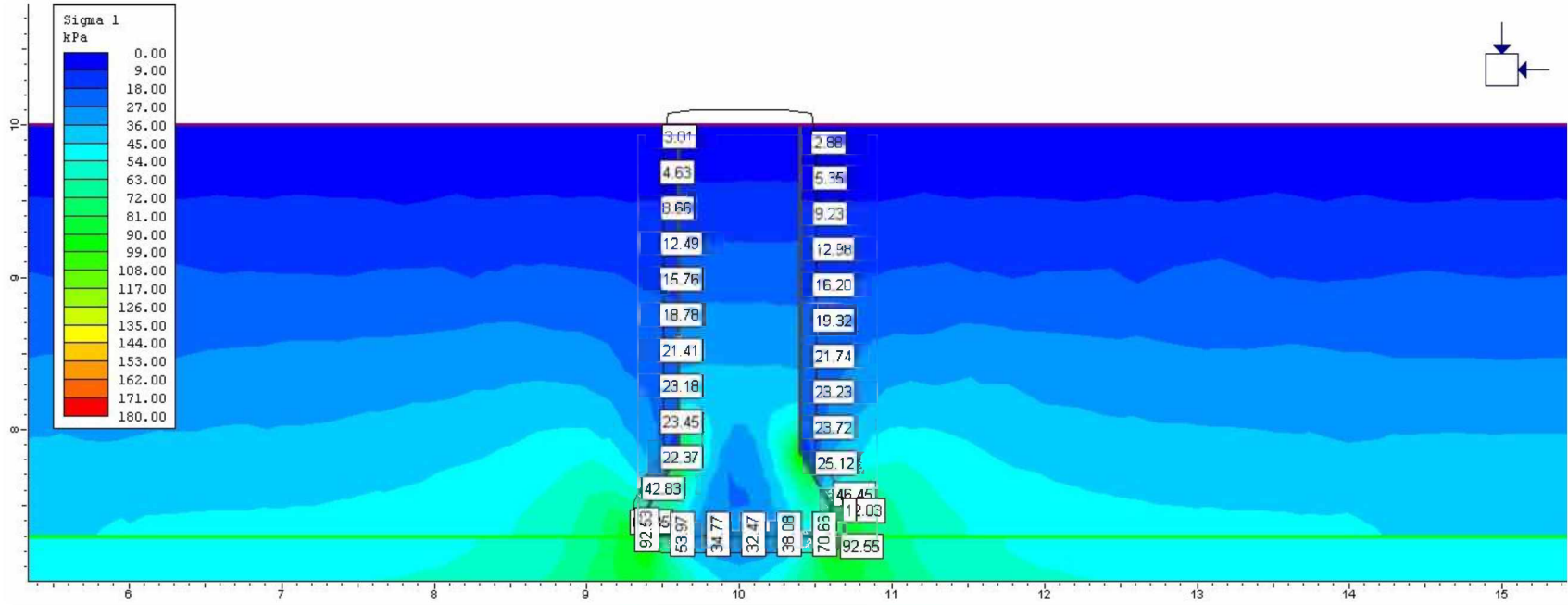
REAÇÕES (Unids: tf, tf*metro)							
nó	cmb	X1	X2	X3	X4	X5	X6
13	1	0.000	0.000	6.569	0.000	0.000	0.000
	2	0.000	0.000	7.945	0.000	0.000	0.000
	3	0.008	-0.003	10.019	0.018	0.026	0.000
	4	0.008	-0.003	19.638	0.018	0.026	0.000
	5	0.013	-0.006	24.926	0.029	0.043	0.000
	6	-0.406	0.254	24.590	-1.282	-3.955	0.000
	7	0.588	0.215	24.590	-0.978	4.441	0.000
	8	-0.329	-0.295	24.590	1.423	-0.624	0.000
	9	-0.310	0.295	24.590	-1.423	-0.352	0.000
Máx		0.588	0.295	24.926	1.423	4.441	0.000
Comb		7	9	5	8	7	1
Min		-0.406	-0.295	6.569	-1.423	-3.955	0.000
Comb		6	8	1	9	6	1

ANEXO C



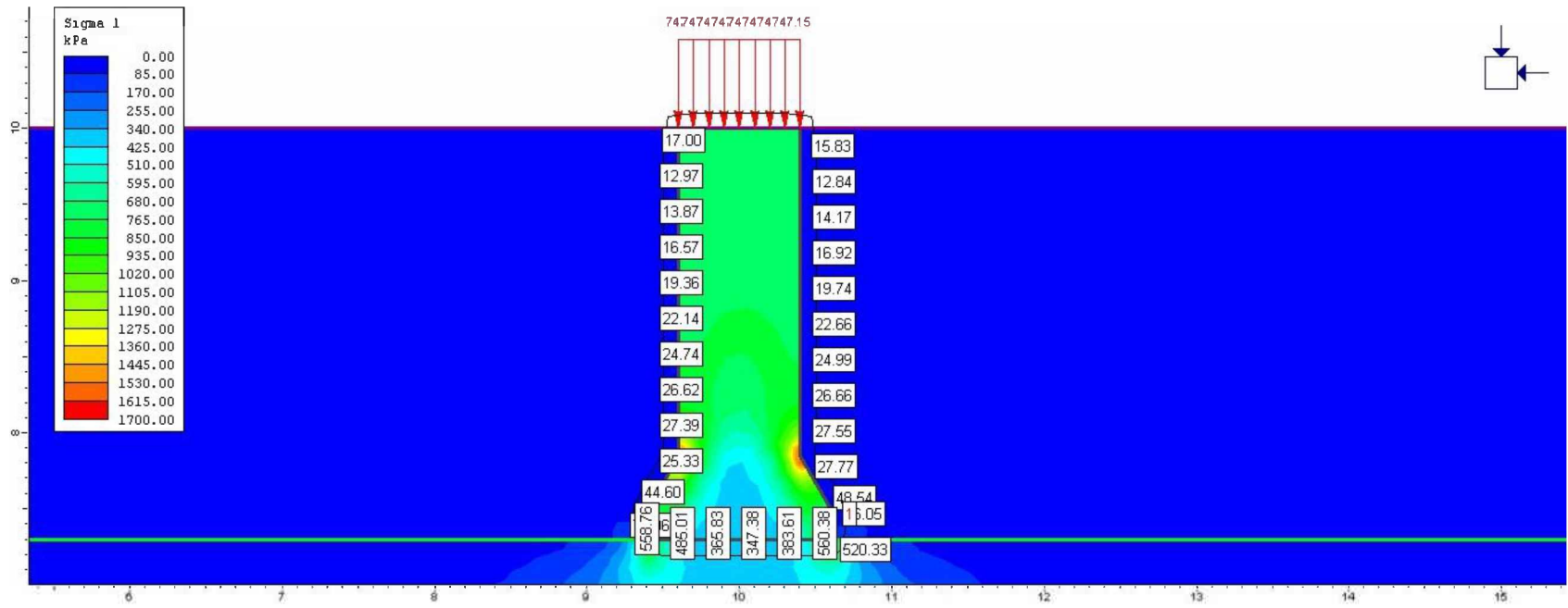
Escavação:



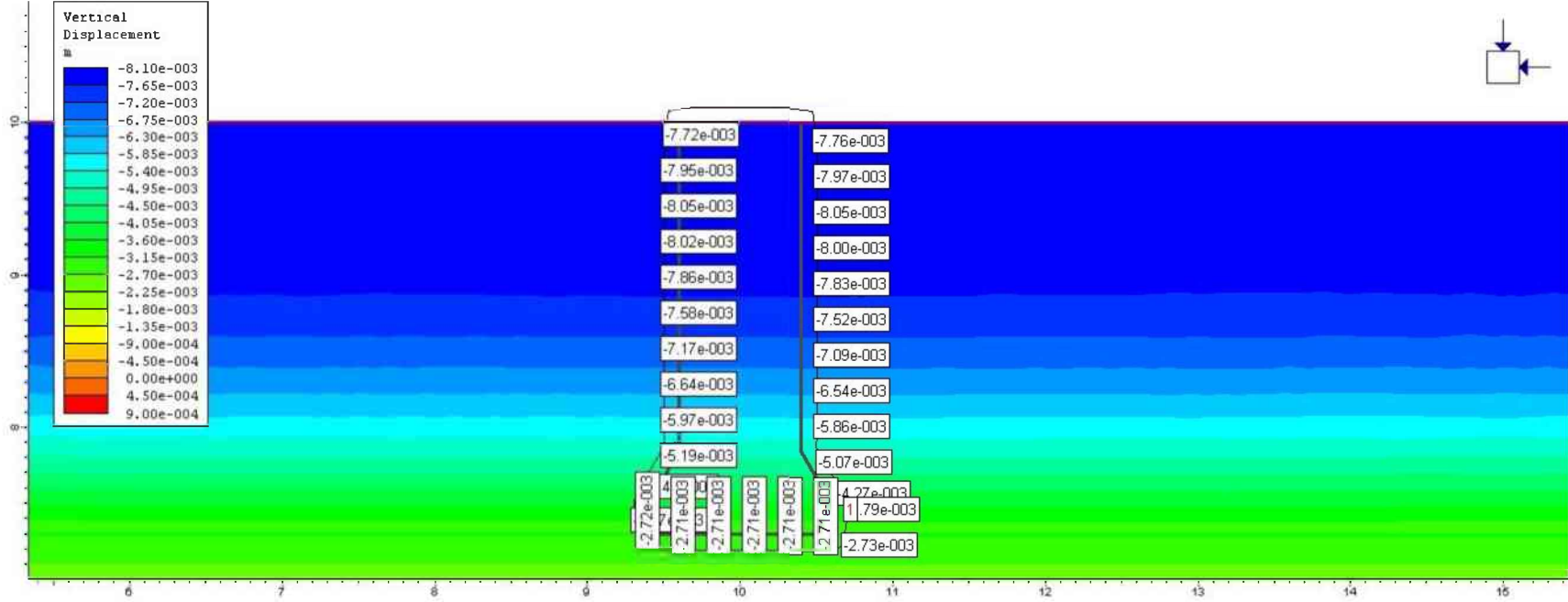


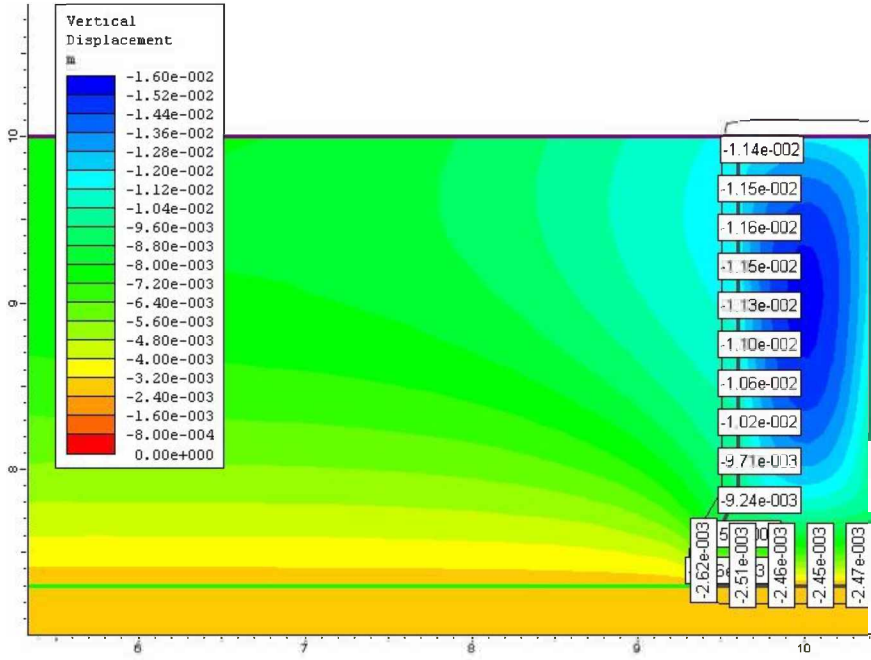
Concretagem:

Carregamento:

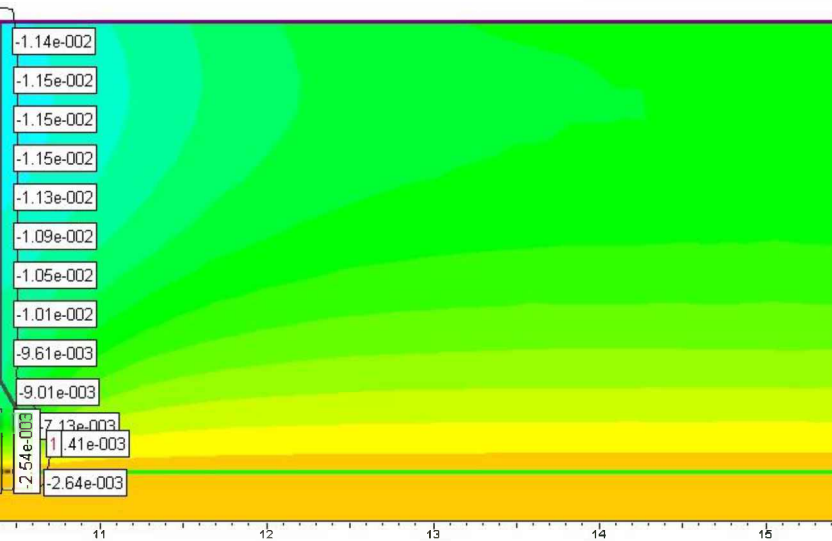


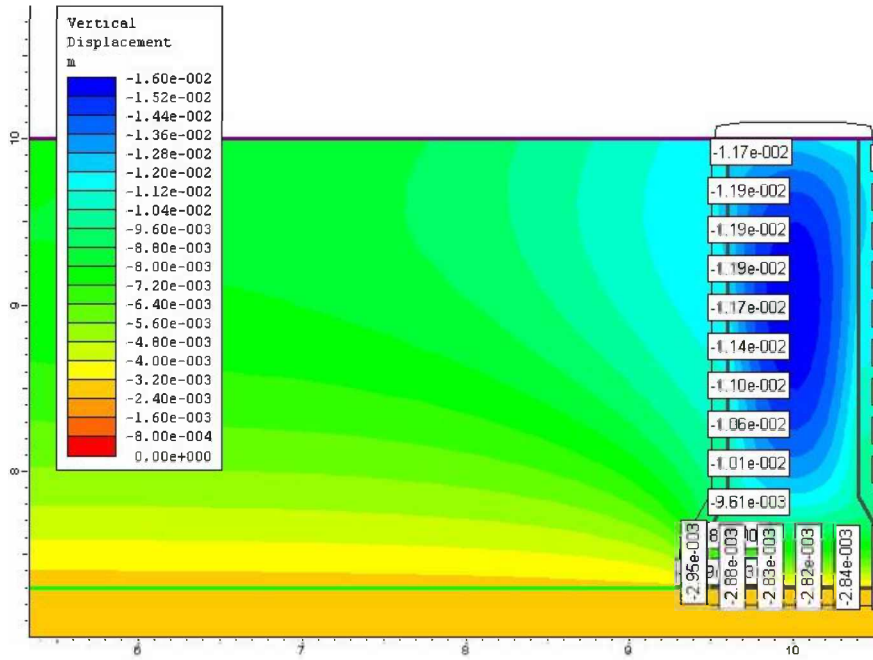
ANEXO D



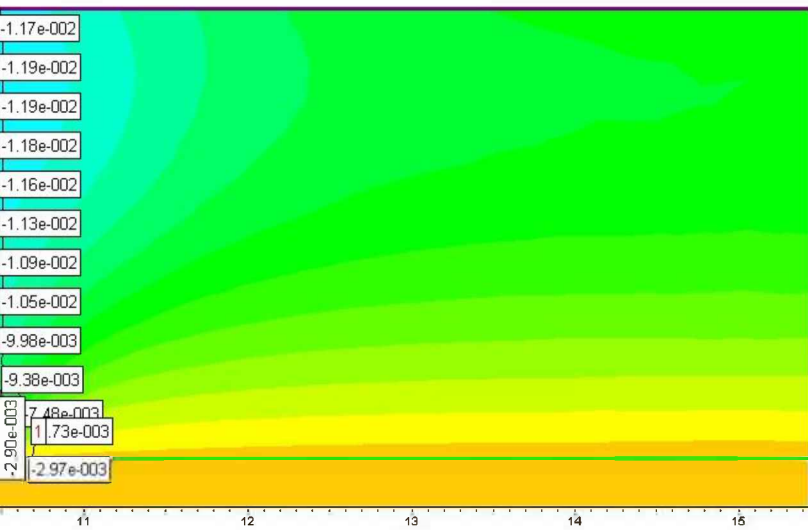


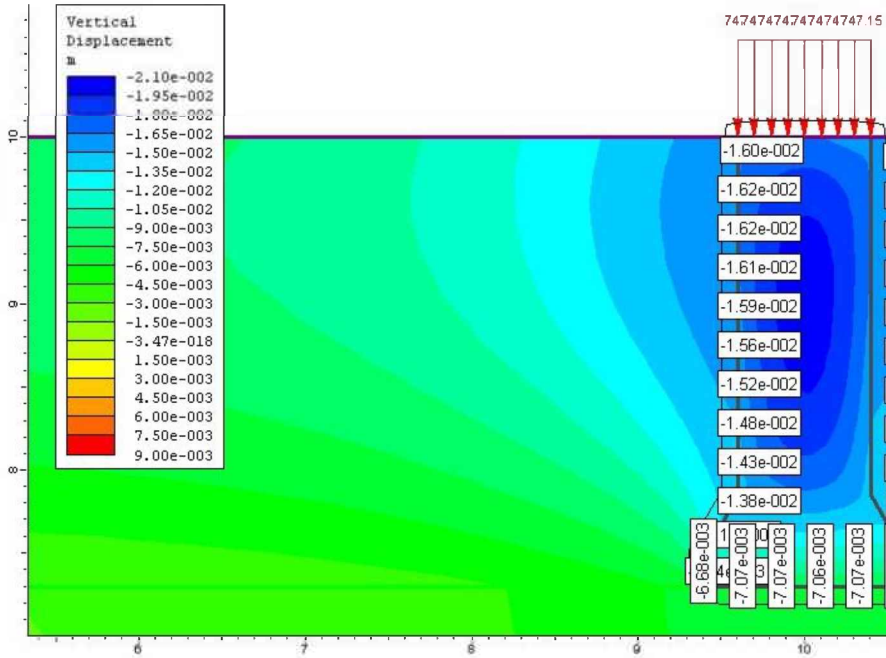
Escavação:



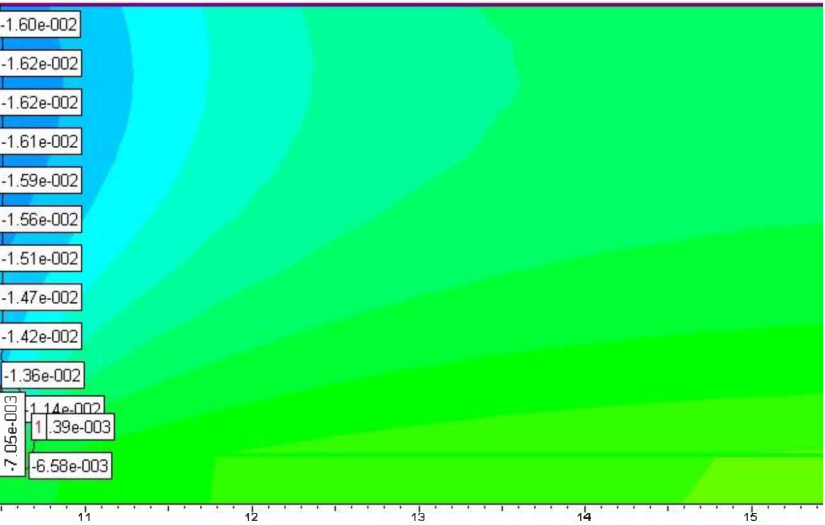


Concretagem:





Carregamento:



ANEXO E

Phase2 Analysis Information

Project1

Project Summary

- File Name: Project1
- Last saved with Phase2 version: 8.005
- Project Title: Project1

General Settings

- Number of Stages: 4
- Analysis Type: Plane Strain
- Solver Type: Gaussian Elimination
- Units: Metric, stress as kPa

Analysis Options

- Maximum Number of Iterations: 500
- Tolerance: 0.001
- Number of Load Steps: Automatic
- Convergence Type: Absolute Energy
- Tensile Failure: Reduces Shear Strength
- Joint tension reduces joint stiffness by a factor of 0.01

Groundwater Analysis

- Method: Piezometric Lines
- Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
- Probability: None

Field Stress

- Field stress: constant
- Sigma one: 10 kPa (compression positive)
- Sigma three: 10 kPa (compression positive)
- Sigma Z: 10 kPa (compression positive)
- Angle from the horizontal to sigma 1: 0 degrees (counter-clockwise)

Mesh

- Mesh type: uniform
- Element type: 6 noded triangles
- Number of elements on Inicial: 1763
- Number of nodes on Inicial: 3634
- Number of elements on Escava機: 1732
- Number of nodes on Escava機: 3585
- Number of elements on Concretagem: 1763
- Number of nodes on Concretagem: 3634
- Number of elements on Carregamento: 1763
- Number of nodes on Carregamento: 3634

Mesh Quality

- All elements are of good quality

Poor quality elements defined as:

- Side length ratio (maximum / minimum) > 30.00
- Minimum interior angle < 2.0 degrees
- Maximum interior angle > 175.0 degrees

Areas of Excavated and Filled Elements

Escava機

- Material: ARGILA SILTOSA, Area Excavated: 2.310 m2

Concretagem

- Material: CONCRETO, Area Filled: 2.310 m2

Excavation Areas

Original Un-deformed Areas

- Excavation Area: 2.310 m2
- Excavation Perimeter: 7.506 m

- External Boundary Area: 200.000 m²
- External Boundary Perimeter: 60.000 m

Inicial

- Excavation Area: 2.305 m² (-0.00463573 m² change from original area)
- Excavation Perimeter: 7.497 m (-0.00954901 m change from original perimeter)
- External Boundary Area: 199.846 m² (-0.153669 m² change from original area)
- External Boundary Perimeter: 59.985 m (-0.014812 m change from original perimeter)
- Volume Loss to Excavation: 6.65233 %

Escavação

- Excavation Area: 1.370 m² (-0.940494 m² change from original area)
- Excavation Perimeter: 6.979 m (-0.527635 m change from original perimeter)
- External Boundary Area: 199.537 m² (-0.462869 m² change from original area)
- External Boundary Perimeter: 60.000 m (0.000241913 m change from original perimeter)
- Volume Loss to Excavation: 20.0376 %

Concretagem


- Excavation Area: 1.370 m² (-0.940489 m² change from original area)
- Excavation Perimeter: 6.979 m (-0.527629 m change from original perimeter)
- External Boundary Area: 199.535 m² (-0.464593 m² change from original area)
- External Boundary Perimeter: 60.000 m (0.000311936 m change from original perimeter)
- Volume Loss to Excavation: 20.1123 %

Carregamento

- Excavation Area: 1.369 m² (-0.940508 m² change from original area)
- Excavation Perimeter: 6.978 m (-0.527738 m change from original perimeter)
- External Boundary Area: 199.516 m² (-0.483753 m² change from original area)
- External Boundary Perimeter: 60.001 m (0.000944186 m change from original perimeter)
- Volume Loss to Excavation: 20.9417 %


Material Properties

Material: ROCHA


Color	
Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	17 kN/m ³

Elastic type	isotropic
Young's modulus	200000 kPa
Poisson's ratio	0.3
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Peak tensile strength	0 kPa
Residual tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	37.5 degrees
Peak cohesion	66.5 kPa
Material type	Plastic
Dilation Angle	0 degrees
Residual Friction Angle	37.5 degrees
Residual Cohesion	66.5 kPa
Piezo to use	None
Ru value	0

Material: ARGILA SILTOSA

Color	
Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	18 kN/m ³
Elastic type	isotropic
Young's modulus	7000 kPa
Poisson's ratio	0.2
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Peak tensile strength	0 kPa
Residual tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	23 degrees
Peak cohesion	15 kPa
Material type	Plastic
Dilation Angle	0 degrees
Residual Friction Angle	23 degrees
Residual Cohesion	15 kPa
Piezo to use	None
Ru value	0

Material: CONCRETO

Color	
Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	25 kN/m ³
Elastic type	isotropic
Young's modulus	2.7e+007 kPa
Poisson's ratio	0.2

Failure criterion	Mohr-Coulomb
Peak tensile strength	0 kPa
Residual tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	50 degrees
Peak cohesion	400 kPa
Material type	Plastic
Dilation Angle	0 degrees
Residual Friction Angle	50 degrees
Residual Cohesion	400 kPa
Piezo to use	None
Ru value	0

Displacements

- Displacement data is not available for Inicial until total displacement is viewed in a window
- Displacement data is not available for Escava_機 until total displacement is viewed in a window
- Displacement data is not available for Concretagem until total displacement is viewed in a window
- Displacement data is not available for Carregamento until total displacement is viewed in a window

Yielded Elements

Yielded Mesh Elements

- Number of yielded mesh elements on Inicial: 5
- Number of yielded mesh elements on Escava_機: 99
- Number of yielded mesh elements on Concretagem: 110
- Number of yielded mesh elements on Carregamento: 114

List of All Coordinates

Excavation boundary

X	Y
10.6	7.5
10.4	7.85
10.4	10
9.6	10
9.6	7.85

9.4	7.5
9.4	7.3
10.6	7.3

External boundary

X	Y
0	0
20	0
20	7.3
20	10
10.4	10
9.6	10
0	10
0	7.3

Material boundary

X	Y
0	7.3
9.4	7.3

Material boundary

X	Y
10.6	7.3
20	7.3