



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO
CAMPUS UFRJ/MACAÉ - PROF. ALOÍSIO TEIXEIRA
PROGRAMA DE ENGENHARIA CIVIL



LUCAS RIOS DE SOUZA MOREIRA

**ESTACAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO: AVALIAÇÃO DE MÉTODOS
SEMIEMPÍRICOS E DESEMPENHO DE MÉTODOS DINÂMICOS PARA
PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE RUPTURA GEOTÉCNICA**

Macaé

2023

CIP - CATALOGAÇÃO NA PUBLICAÇÃO

M838

Moreira, Lucas Rios de Souza

Estacas pré-moldadas de concreto: avaliação de métodos semiempíricos e desempenho de métodos dinâmicos para previsão da capacidade de carga de ruptura geotécnica / Lucas Rios de Souza Moreira - Macaé, 2023.

77 f.

Orientador(a): Gustavo Vaz de Mello Guimarães

Coorientador(a): Lucas Marques Pires da Silva.

Trabalho de conclusão de curso (graduação)- Universidade Federal do Rio de Janeiro, Instituto Politécnico, Bacharel em Engenharia Civil, 2023.

1. Estacas de concreto. 2. Concreto pré-moldado. 3. Capacidade de carga. 4. Geotécnica. 5. Engenharia civil. I. Guimarães, Gustavo vaz de Mello , orient. II. Silva, Lucas Marques Pires da, coorient. III. Título.

CDD 624

Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca com os dados
fornecidos pelo(a) autor(a)

Biblioteca Central do Centro Multidisciplinar UFRJ-Macaé

Bibliotecário: Anderson dos Santos Guarino CRB7 – 5280

LUCAS RIOS DE SOUZA MOREIRA

ESTACAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO: AVALIAÇÃO DE MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS E DESEMPENHO DE MÉTODOS DINÂMICOS PARA PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE RUPTURA GEOTÉCNICA

Trabalho de Conclusão de Curso de graduação submetida à Universidade Federal do Rio de Janeiro – Instituto Politécnico – UFRJ/Macaé como parte dos requisitos necessários à obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil.

Orientadores:
Prof. Gustavo Vaz de Mello Guimarães
Eng^o. Lucas Marques Pires da Silva

Macaé

2023

LUCAS RIOS DE SOUZA MOREIRA

ESTACAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO: AVALIAÇÃO DE MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS E DESEMPENHO DE MÉTODOS DINÂMICOS PARA PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE RUPTURA GEOTÉCNICA

Trabalho de Conclusão de Curso de graduação submetida à Universidade Federal do Rio de Janeiro – Instituto Politécnico – UFRJ/Macaé como parte dos requisitos necessários à obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil.

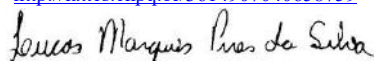
Macaé, 03 de janeiro de 2023

BANCA EXAMINADORA



Prof. Gustavo Vaz de Mello Guimarães, D.Sc.
(Instituto Politécnico - UFRJ/Macaé)

<http://lattes.cnpq.br/3614907040658759>



Engº. Lucas Marques Pires da Silva,
(Benthic Engenharia)

<http://lattes.cnpq.br/5569347731590077>



Prof. Mauricio do Espírito Santo Andrade, D.Sc.
(Instituto Politécnico - UFRJ/Macaé)

<http://lattes.cnpq.br/8604635938341817>



Engº. Eliandro Storch Kiihl,
(JJM05 Construções LTDA)

Este trabalho é dedicado aos meus pais, pilares da minha formação na vida.

AGRADECIMENTOS

Compete ao orientador sugerir, propor, orientar e avaliar, mas agradeço aos meus orientadores Gustavo e Lucas, por além disso terem caminhado ao meu lado.

Agradeço ao meu pai José Ricardo, por ter sido os meus degraus ao longo dos anos. Você me mostrou o caminho para ser um grande homem.

A minha mãe Geórgia, por todas as vezes que nunca agradei, pois pensei que você soubesse, agradeço agora mais do que nunca, mãe.

Arthur, obrigado por ser o irmão mais velho que me ajudou a alcançar meus objetivos e cuidou de mim desde pequeno.

Obrigado Júnior, meu irmão, por nunca sair do meu lado, por me defender e até apanhar por minha causa.

Agradeço a minha namorada Luli, que jamais me negou apoio, carinho e incentivo, obrigado por me aturar nos momentos estressantes, e principalmente por sempre me mostrar que sou capaz.

Ao amigo e irmão que a faculdade me concedeu, Juliano. Apenas nós sabemos todas as dificuldades que passamos durante o curso, e também todos os momentos bons e engraçados.

*“Os cientistas estudam o mundo como ele é. Os engenheiros criam um mundo
como ele nunca havia sido.”*

Theodore Von Kármán

RESUMO

A partir do acompanhamento através de um estágio em uma obra de grande porte na cidade de Macaé, Rio de Janeiro, foi possível, estimar a capacidade de carga geotécnica das fundações do setor de imagens deste empreendimento. A partir de boletins de sondagem com medidas NSPT do subsolo local e medidas de nega e repique elástico durante a cravação das estacas pré-moldadas de concreto, foi possível prever o comportamento geotécnico das fundações. Foram empregados dois métodos semiempíricos tradicionais e dois métodos dinâmicos com base no desempenho durante a cravação das estacas. As 22 estacas analisadas possuíam diâmetros entre 42 cm e 60 cm e profundidades variando entre 5 e 8 metros. Os resultados mostraram uma grande variação nas capacidades de carga de ruptura obtidas por cada um dos quatro métodos analisados. De uma forma geral, os métodos dinâmicos apresentaram capacidades de carga superiores aos métodos semiempíricos. Destaca-se que quanto maior era o comprimento das estacas analisadas menor era a dispersão entre os valores de capacidade de carga obtidos pelos quatro métodos.

Palavras-chave: Estaca Pré-Moldada Concreto. Capacidade de Carga Geotécnica – Métodos Semiempíricos Tradicionais. Métodos Dinâmicos.

ABSTRACT

From monitoring through an internship in a major project in the city of Macaé, Rio de Janeiro, it was possible, through data analysis, to verify the geotechnical designs of some of the foundations of the structure. Based on drilling reports from the local subsoil and measurements of inelastic set of piles and elastic set of piles during the driving of precast concrete piles, it was possible to predict the geotechnical behavior of the foundations, of the image sector of a hospital, by means of semi-empirical and dynamic methods. The piles had diameters ranging from 42 cm to 60 cm and depths ranging from 5 to 8 meters. In total, 22 piles were analyzed and their respective quality controls during execution, as well as two drilling reports with N_{SPT} measurement. The results showed a great variation in the rupture loads obtained by each one of the four used methods. Dynamic methods were more against security than semi-empirical methods

Keywords: Precast Concrete Pile. Geotechnical Bearing Capacity Forecasting Methods – Semi-empirical vs Dynamic.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2-1 - Medida simples da nega (VELLOSO LOPES, 2010).....	5
Figura 2-2 – Repique e Nega (adaptado de Douglas Bittencourt, 2017).....	5
Figura 2-3 - Fórmulas Dinâmicas de cravação (SANTOS, 2002).....	6
Figura 3-1 - Modelo de distribuição de carga Aoki-Velloso (1975).....	11
Figura 4-1 - Áreas de uso do Hospital.....	17
Figura 4-2 - Área de uso Pavimento térreo.....	18
Figura 4-3 – Região de instalação do hospital.....	19
Figura 4-4 – Blocos analisados e localização das Sondagens.....	20
Figura 4-5 - Sondagem SP12.....	20
Figura 4-6 - Sondagem SP13.....	21
Figura 4-7 - Perfil geotécnico elaborado a partir dos furos de sondagem SP12 e SP13.....	21
Figura 4-8 - Estacas pré-moldadas utilizadas na obra.....	22
Figura 4-9 - Estrutura da estaca pré-moldada (Clube do Concreto).....	23
Figura 4-10 - Tipos de blocos de coroamento do hospital.....	24
Figura 4-11 - Tipos de blocos do hospital - setor imagem.....	24
Figura 4-12 - Zona de influência estrutural do edifício – ênfase na área escolhida (setor de imagem).....	26
Figura 4-13 - Locação de estacas com auxílio de equipe de topografia.....	27
Figura 4-14 - Locação de estacas com auxílio de equipe de topografia.....	27
Figura 4-15 - Solda entre estacas.....	28
Figura 4-16 - Medida de Nega e Repique Elástico.....	28
Figura 4-17 – Escavação (A), concreto magro (B), arrasamento das estacas (C) e medição de excentricidade (D).....	30
Figura 4-18 – Gabarito (A), montagem de formas (B) Armação de Blocos de coroamento (C).....	30
Figura 4-19 – Travamento (A), concretagem (B e C), impermeabilização (D) e reaterro dos blocos (E).....	31
Figura 5-1 – Perfil geotécnico adotado nas análises.....	33
Figura 5-2 – Coeficiente de Variação x Comprimento da Estaca.....	46
Figura 5-3 - Comparação entre os métodos.....	47
Figura 5-4 – Gráfico de barras com comparação entre os quatro métodos utilizados.....	48
Figura A. 1 Trechos da Obra (adaptado de Google Earth).....	54
Figura A. 2 - Sondagem SP19.....	55
Figura A. 3 - Sondagem SP22.....	55
Figura A. 4 – Armadura (A), locação e posicionamento (B e C).....	56
Figura A. 5 - Perfuração do solo para estaca raiz.....	56
Figura A. 6 - Injeção de argamassa (A) e retirada da tubulação (B e C).....	56
Figura A. 7 - Área onde foi realizado a PCE – Estaca E-14A.....	57
Figura A. 8 - Estaca E-14A Ensaaiada.....	58

Figura A. 9 - Bomba hidráulica utilizada para incrementos de carga durante as etapas de carregamento e descarregamento da PCE.....	58
Figura A. 10 - Cilindro hidráulico e extensômetros utilizados durante a PCE.....	59
Figura A. 11 - Bate estacas utilizado para os ECDs.....	61
Figura A. 12 - Detalhe dos sensores instalados no fuste da estaca e equipamento de PDA,.....	61
Figura A. 13 - Solo Grampeado (TALUS ENGENHARIA).....	62
Figura A. 14 - Corte e marcação dos furos para os grampos.....	63
Figura A. 15 – Execução dos grampos.....	63
Figura A. 16 – Injeção da nata e aplicação da tela.....	63
Figura A. 17 - Resultado antes da germinação da vegetação.....	64

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Valores de F1 e F2 adaptados de Aoki e Velloso, 1975.....	12
Tabela 3.2 - Coeficiente k e α (Aoki e Velloso, 1975).....	13
Tabela 3.3 - Valores de C (Décourt e Quaresma, 1978).....	15
Tabela 4.1 - Características das estacas padrões (PREFAZ).....	22
Tabela 4.2 - Blocos do setor de imagem do hospital.....	25
Tabela 4.3 - Repique e Nega das estacas selecionadas.....	29
Tabela 4.4 - Medidas de Nega e Repique.....	31
Tabela 5.1 - Valores base para os blocos.....	33
Tabela 5.2 - Profundidades Cravadas por Estaca.....	34
Tabela 5.3 - P87 de Aoki-Velloso (1975) e Velloso et al (1978).....	35
Tabela 5.4 - P88 Aoki-Velloso (1975) e Velloso et al (1978).....	35
Tabela 5.5 - P89 Aoki-Velloso (1975) e Velloso et al (1978).....	35
Tabela 5.6 - P90 Aoki-Velloso (1975) e Velloso et al (1978).....	36
Tabela 5.7 - P91 Aoki-Velloso (1975) e Velloso et al (1978).....	36
Tabela 5.8 - P98 Aoki-Velloso (1975) e Velloso et al (1978).....	37
Tabela 5.9 - P99 Aoki-Velloso (1975) e Velloso et al (1978).....	37
Tabela 5.10 - P100 Aoki-Velloso (1975) e Velloso et al (1978).....	37
Tabela 5.11 - P101 Aoki-Velloso (1975) e Velloso et al (1978).....	38
Tabela 5.12 - P87 Decourt-Quaresma (1978, 1982).....	38
Tabela 5.13 - P88 Decourt-Quaresma (1978, 1982).....	39
Tabela 5.14 - P89 Decourt-Quaresma (1978, 1982).....	39
Tabela 5.15 - P90 Decourt-Quaresma (1978, 1982).....	40
Tabela 5.16 - P91 Decourt-Quaresma (1978, 1982).....	40
Tabela 5.17 - P98 Decourt-Quaresma (1978, 1982).....	40
Tabela 5.18 - P99 Decourt-Quaresma (1978, 1982).....	41
Tabela 5.19 - P100 Decourt-Quaresma (1978, 1982).....	41
Tabela 5.20 - P101 Decourt-Quaresma (1978, 1982).....	42
Tabela 5.21 - Valores Base.....	42
Tabela 5.22 - Valores da carga de ruptura pela Fórmula dos Dinamarqueses.....	43
Tabela 5.23 - Resistência a cravação pela Formulação de Chellis.....	44
Tabela 5.24 - Comparação entre os métodos dinâmicos – Fórmula dos dinamarqueses (FD) e Repique (RP) – e estáticos – Aoki-Velloso e Decourt-Quaresma.....	45
Tabela A. 1– recalques máximos obtidos e deslocamentos residuais.....	59
Tabela A. 2 - Características das estacas ensaiadas.....	60
Tabela A. 3 – Dados obtidos nas análises CAPWAP.....	62

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 JUSTIFICATIVA.....	1
1.2 MOTIVAÇÃO.....	2
1.3 OBJETIVO DO TRABALHO	2
1.4 METODOLOGIA	2
1.5 ESTRUTURA	3
2. MÉTODOS DINÂMICOS PARA AVALIAÇÃO DE CAPACIDADE DE CARGA	4
2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	4
2.2 FÓRMULAS DINÂMICAS	5
2.2.1 Fórmula dos Dinamarqueses (1957)	7
2.2.2 Utilização do Repique – Chellis (1951)	8
3. METODOS SEMIEMPIRICOS TRADICIONAIS DE AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA	10
3.1 AOKI E VELLOSO (1975) E VELLOSO ET AL (1978).....	10
3.2 DECOURT E QUARESMA (1978, 1982).....	14
4. CASO ANALISADO: FUNDAÇÕES DO SETOR DE IMAGEM DE HOSPITAL	16
4.1 GENERALIDADES.....	16
4.2 CARACTERÍSTICAS DO SOLO	19
4.3 CARACTERÍSTICAS DO PROJETO DE FUNDAÇÕES	22
4.3.1 Execução das Estacas	26
4.3.2 Execução dos Blocos de Coroamento	29
4.4 CONTROLE DE QUALIDADE DO ESTAQUEAMENTO (NEGA E REPIQUE).....	31
5. ANÁLISE DOS DADOS	32
5.1 GENERALIDADES.....	32
5.2 AOKI-VELOSO (1975) E VELOSO ET. AL. (1978).....	34
5.3 DECOURT E QUARESMA (1978, 1982).....	38
5.4 FÓRMULA DOS DINAMARQUESES (1957).....	42
5.5 REPIQUE – CHELLIS (1951).....	43
5.6 COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS.....	44

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS	49
6.1 GENERALIDADES.....	49
6.2 DISCUSSÕES.....	49
6.3 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	50
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	52
APÊNDICE A - Outras Características da Obra	54

1. INTRODUÇÃO

As estacas pré-moldadas são na maioria dos casos de concreto armado, podendo ser também, em casos especiais, em concreto protendido. A seção transversal das estacas pré-moldadas é geralmente constante ao longo do seu comprimento, podendo ser quadrada, octogonal ou circular, vazada ou não. Uma das grandes vantagens dessas estacas é a possibilidade de se trabalhar com concreto de boa qualidade (usinado em fábrica).

De uma maneira geral, as estacas pré-moldadas constituem a opção de menor custo nos casos em que sua utilização não possui alguma contraindicação. Em locais com a litologia apropriada (e.g.: solos sem presença de matacões, N_{SPT} 's não muito elevados etc.), apoio logístico suficiente e, principalmente, sem a presença de construções vizinhas nas fronteiras do terreno, as estacas pré-moldadas de concreto devem ser cogitadas como solução em um projeto de fundações profundas.

As heterogeneidades existentes no solo fazem com que, muitas vezes, diferentes metodologias tenham que ser comparadas em determinado projeto geotécnico. No caso de um projeto de fundações profundas os métodos utilizados para estimativa da capacidade de carga mais difundidos são os métodos semiempíricos. Além disso, na prática brasileira da engenharia de fundações, as sondagens a percussão com medida de N_{SPT} ainda são as investigações geotécnicas mais utilizadas. Assim, naturalmente, muitos projetos geotécnicos utilizam essas ferramentas para definir os tipos de estacas, bem como suas características geométricas.

1.1 JUSTIFICATIVA

Quando as fundações profundas apropriadas são do tipo estacas pré-moldadas de concreto é possível realizar durante o processo de cravação um monitoramento com medidas simples de nega e repique. Nestes casos, também pode-se abrir mão das fórmulas dinâmicas para verificação da capacidade de carga adquirida durante o desempenho na cravação dos elementos. Finalmente, com a capacidade de carga geotécnica estimada pelos métodos semiempíricos e o monitoramento através das medidas de nega e repique é possível ter um melhor controle de qualidade do estaqueamento como um todo.

1.2 MOTIVAÇÃO

O interesse pelo tema escolhido surgiu após o processo de aprendizado simultâneo, da disciplina de Fundações 2, ministrada pelo professor e orientador desse trabalho Gustavo Vaz de Mello Guimarães e meu estágio na obra de um hospital de grande porte na cidade de Macaé.

Durante o estágio, o autor do presente trabalho esteve responsável pelo acompanhamento da cravação das estacas e, naturalmente, algumas curiosidades foram surgindo. Concomitantemente, a disciplina de Fundações 2 teve uma abordagem fora do comum, com a possibilidade de visitas na obra para comparação entre teoria e prática de execução gerada pela obra do Hospital. Com visitas para acompanhamento quase que semanais, criou-se a possibilidade de comparar o dimensionamento em sala, com o projeto em execução. Que deu o “start” para desenvolvimento deste trabalho.

1.3 OBJETIVO DO TRABALHO

O objetivo principal desse trabalho consiste em analisar um caso pratico de execução de estacas pré-moldadas de concreto, comparando metodologias distintas para estimativa da carga de ruptura geotécnica em uma obra de um grande hospital em Macaé, Rio de Janeiro. Além disso, objetiva-se também apresentar diferentes soluções geotécnicas executadas naquela obra.

1.4 METODOLOGIA

Neste trabalho foram apresentados, implementados e comparados dois métodos semiempíricos tradicionais nacionais e dois métodos dinâmicos de estimativa de capacidade de carga para estacas pré-moldadas de concreto:

- i. Método Aoki e Velloso (1975);
- ii. Método Decourt e Quaresma (1978, 1982);
- iii. Fórmula dos Dinamarqueses (1957);
- iv. Repique Elástico (Chellis, 1951).

Foram analisados 9 blocos de fundações do setor de imagem da obra de um hospital em Macaé no estado do Rio de Janeiro. As fundações, executadas em estacas pré-moldadas de concreto, estavam divididas em: 5 blocos de duas estacas e 4 blocos com três estacas.

Foram descritas sucintamente outras obras geotécnicas realizadas no terreno pertencente a construção do referido hospital, tais como: prova de carga estática nas estacas,

ensaio de carregamento dinâmico nas estacas e aplicação de cortina atirantada para contenção de um talude.

Destaca-se que as estimativas das capacidades de carga geotécnica das estacas com a utilização dos métodos semiempíricos foram utilizadas duas verticais de sondagem com medida de N_{SPT} realizadas no local. Já para a estimativa da capacidade de carga pelos métodos dinâmicos foi realizada através do desempenho durante a cravação das estacas através da nega e do repique elástico.

1.5 ESTRUTURA

Este trabalho de conclusão de curso está dividido em seis capítulos, além disso, naturalmente apresentam-se as referências bibliográficas. Por fim são ilustradas diversas informações referentes aos cálculos e curiosidades nos anexos.

O presente capítulo faz uma breve introdução do tema, além de apresentar a justificativa, motivação, objetivos e a metodologia do trabalho.

O Capítulo 2 traz uma breve revisão bibliográfica de dois métodos dinâmicos, muito utilizados em obras de estacas cravadas a percussão.

O capítulo 3 faz uma revisão bibliográfica de dois tradicionais métodos semiempíricos utilizados para estimativa de capacidade de carga geotécnica em estacas cravadas a percussão.

O capítulo 4 apresenta aspectos da obra analisada, tais como: características geotécnicas do local, planta estrutural da área analisada e outras obras geotécnicas realizadas no terreno em questão.

Já no Capítulo 5 foi feita a apresentação dos resultados, além da análise dos dados obtidos com as metodologias empregadas.

Por fim o capítulo 6 traz as considerações finais acerca de tudo que foi apresentado anteriormente.

Em seguida, as referências bibliográficas utilizadas para a realização deste trabalho são listadas.

O anexo A apresenta e detalha todas as considerações utilizadas nesta pesquisa para fins de melhor entendimento e esclarecimento dos leitores.

2. MÉTODOS DINÂMICOS PARA AVALIAÇÃO DE CAPACIDADE DE CARGA

2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

A NBR 6122/2019 define os métodos dinâmicos como uma ferramenta para estimativa de carregamentos em fundações profundas com base na previsão e/ou verificação de seu comportamento sob carregamentos dinâmicos.

São métodos que surgiram em meados do século XIX, ou seja, mais antigos que os métodos estáticos. Assim, nos métodos “ditos” dinâmicos, a estimativa da capacidade de carga da estaca é realizada com base na observação da resposta durante a cravação da mesma, com o intuito e garantir uma determinada capacidade de carga. (VELLOSO; LOPES, 2010).

Essa observação da resposta a cravação das estacas que, na verdade, comanda este processo para estimativa de capacidade de carga geotécnica pode ser realizada de maneiras distintas.

Basicamente a forma mais comum (e mais simples, sendo bastante utilizada) de se observar a resposta a cravação das estacas é através das medidas de nega e repique elástico durante a instalação dos elementos estruturais no solo.

Outra maneira utilizada em obras de maior porte, é através das medidas de acelerômetros e deflectômetros, muitas vezes utilizados em ensaios de carregamento dinâmico.

Assim, no presente trabalho, são abordadas as metodologias com base nas medidas mais simples (nega e repique) utilizadas na prática da engenharia de fundações em obras que possuem estacas cravadas a percussão, como as estacas de concreto pré-moldado.

A nega, definida pela NBR 6122/2019, é considerada como medida da penetração permanente na estaca, causada pela aplicação de um golpe de martelo ou pilão, sempre relacionada à energia de cravação. Devido à sua baixa amplitude, na prática, as medições são feitas em uma série de dez golpes.

A obtenção de nega na obra ocorre de forma direta e simples, com uma régua em U apoiada no terreno, traçasse uma linha horizontal a lateral da estaca, após dez golpes traçasse outra linha horizontal, tem então a diferença entre a altura de início da marcação e a de fim após dez golpes. A nega é essa distância dividida pelo número de golpes, normalmente, dez golpes. (Figura 2.1)

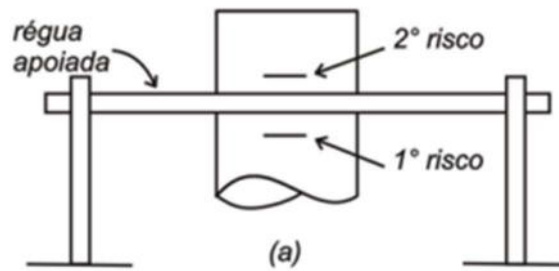


Figura 2-1 - Medida simples da nega (VELLOSO LOPES, 2010)

O repique elástico, definido pela NBR 6122/2019, é considerado como a parcela elástica do deslocamento máximo de uma estaca decorrente da aplicação de um golpe do martelo ou pilão. Devido à sua baixa amplitude, na prática, as medições também são feitas mediante uma série de dez golpes.

A obtenção do repique elástico é feita com papel, lápis e régua também. Assim, prende-se uma folha de papel ao fuste da estaca e no momento do golpe passa-se um lápis na horizontal, com o auxílio de uma régua apoiada em pontos fora da estaca. Desta maneira, o lápis deixa marcado no papel o movimento da estaca ao receber o golpe. Esse registro indica o repique (naturalmente, pode-se obter a nega também). A Figura 2.2 expõe a metodologia apresentada.

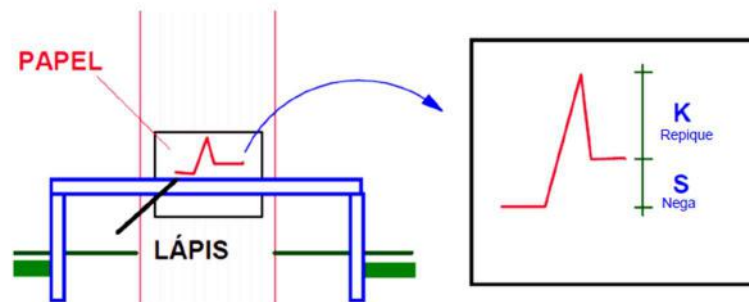


Figura 2-2 – Repique e Nega (adaptado de Douglas Bittencourt, 2017)

2.2 FÓRMULAS DINÂMICAS

Foi por volta de 1820 que Weisbach desenvolve a primeira fórmula dinâmica com o intuito de determinar a capacidade de carga de uma estaca cravada.

A formulação dinâmica relaciona a energia potencial da queda do martelo com o trabalho da cravação de estaca, e se dá devido ao princípio da conservação de energia (Figura 2.3)

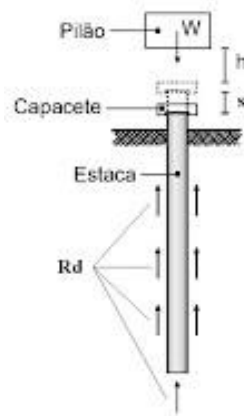


Figura 2-3 - Fórmulas Dinâmicas de cravação (SANTOS, 2002)

Em geral pode-se escrever de acordo com a equação 2.1, a seguir:

$$W \cdot h = R \cdot s \quad (2.1)$$

Onde,

W: peso do martelo;

h: altura de queda;

R: Resistência a cravação ou carga mobilizada;

s: penetração ou nega.

A equação 2.1 descrita é a de SANDERS, que considerava ainda que seria necessário dividir por 8 o valor da resistência à cravação para se obter a carga admissível da estaca. (ARAÚJO, 1988)

Como durante a cravação da estaca ocorre perdas de energia devido ao atrito, repique do martelo e deformações elásticas, podem ser acrescentados na Equação 2.1 dois fatores η e X , gerando assim a expressão 2.2:

$$\eta \cdot W \cdot h = R \cdot s + X \quad (2.2)$$

Onde,

η : fator de ponderação das perdas de energia provenientes do bate-estaca (ou no martelo);

X : perdas provenientes das deformações elásticas: cepo e do coxim (C1), da estaca (C2) e do solo - quake (C3);

A Lei de Choque de Newton prevê a perda de energia e é incorporada em diversas formulações dinâmicas, seguindo a Equação 2.3:

$$\frac{(1-e^2) \cdot M_1 \cdot M_2 \cdot (v_1 - v_2)^2}{2 \cdot (M_1 + M_2)} \quad 2.3$$

Onde,

M1 = massa de um corpo (neste caso, o martelo);

M2 = massa do segundo corpo (neste caso, a estaca);

v1 = velocidade de um corpo (martelo);

v2 = velocidade do segundo corpo (estaca);

e = coeficiente de restituição no choque.

Durante o processo de cravação a percussão de estacas tem-se que:

$$M_1 = \frac{W}{g} \quad v_1 = \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad M_2 = \frac{P}{g} \quad v_2 = 0$$

Onde,

g é a aceleração da gravidade;

P o peso próprio da estaca.

A perda de energia X se resume de acordo com a equação 2.4:

$$X = \frac{(1-e^2) \cdot W \cdot P \cdot h}{W + P} \quad 2.4$$

Substituindo a equação 2.4 em 2.2 e admitindo $\eta = 0$ tem-se então, na equação 2.5:

$$\frac{W + e^2 \cdot P}{W + P} \cdot W \cdot h = R \cdot s \quad 2.5$$

2.2.1 Fórmula dos Dinamarqueses (1957)

Desenvolvida por Sorensen e Hansen em 1957, a chamada fórmula dos dinamarqueses para perfis metálicos e estacas pré-moldadas, utilizaram os conceitos das fórmulas dinâmicas com dados obtidos durante a cravação, determinando assim o Q_{rup} . As equações 2.6, 2.7 e 2.8 apresentam o referido método.

$$Q_{rup} = \frac{\eta \cdot h \cdot G}{s} \quad 2.6$$

$$s = s_1 + \frac{s_0}{2} \quad 2.7$$

$$s_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot \eta \cdot h \cdot G \cdot L}{A \cdot E}} \quad 2.8$$

Onde:

η : fator de eficiência do martelo;

h: altura de queda;

G: peso do martelo;

L: comprimento da estaca;

A: área da seção transversal da estaca;

E: módulo de elasticidade do material da estaca;

S_1 : nega;

S_0 : recalque elástico do elemento estrutural (estaca).

Para a eficiência do sistema de cravação das estacas (η), são recomendados:

- 0,7 para martelos em queda livre;
- 0,9 para martelos a diesel.

Destaca-se que para a utilização deste método deve-se aplicar um fator de segurança extra na carga de ruptura de 2. Com efeito, não se deve esquecer também o fator de segurança mínimo exigido pela NBR 6122/2019.

Além da fórmula dos dinamarqueses existem outros métodos dinâmicos que utilizam a nega para determinação da capacidade de carga, tais como a fórmula dos holandeses e a fórmula de Brix, porém as mesmas não serão abordadas neste trabalho.

2.2.2 Utilização do Repique – Chellis (1951)

A utilização do repique – deslocamento elástico medido no topo da estaca (que corresponde a $c_2 + c_3$) – foi sugerida por CHELLIS (1951). Embora não muito difundido tem-se tornado motivo de interesse de alguns pesquisadores, notadamente no Japão onde, juntamente com a nega, faz parte de normas de fundações, e no Brasil, onde tem sido alvo de estudos e aplicações práticas com bons resultados (AOKI, 1986; GOMES e LOPES, 1986).

O repique, descontado o encurtamento elástico do solo (c_3), indica o quanto à estaca está sendo solicitada axialmente, ou seja, a força que o solo está oferecendo como reação à penetração da estaca. À medida que a estaca atinge uma profundidade próxima daquela necessária no projeto para atingir sua capacidade de carga, a nega tende a diminuir e o repique elástico aumentar. Naturalmente, este fato decorre do aumento da resistência do terreno à

penetração permanente da estaca (nega), assim as deformações elásticas da estaca (repique) aumentam.

Segundo Chellis (1951), a resistência à cravação é proporcional ao encurtamento elástico, segundo a equação 2.9:

$$R \cong c_2 \cdot \frac{A \cdot E_p}{L} \quad 2.9$$

Onde,

C_2 : repique elástico;

A: área da seção transversal da estaca;

E_p : módulo de elasticidade do material da estaca;

L: Comprimento da estaca.

Além da fórmula proposta por Chellis em 1951, existem outras contribuições quando se trata de determinar a carga de ruptura das estacas utilizando o repique, tais como, a Contribuição de Velloso (1987), a Fórmula de Uto et al (1985) e a “Fórmula de Chellis Modificada” - Rosa (2000), porém não serão abordadas neste trabalho.

3. METODOS SEMIEMPIRICOS TRADICIONAIS DE AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA

Existem algumas formas de avaliar a capacidade de carga nos métodos estáticos. Basicamente a maneira mais comum é a partir dos métodos semiempíricos, mas eventualmente podem ser utilizados os métodos racionais ou até obter as capacidades de carga a ruptura de forma teórica.

Os métodos semiempíricos baseiam-se na relação entre as capacidades de cargas dos elementos da fundação com os resultados de ensaio “in-situ” como o CPT e o SPT. Ainda sobre os métodos semiempíricos, destaca-se que é possível através da classificação das camadas e solo a partir de uma vertical de sondagem com medida de N_{SPT} , estimar a capacidade carga geotécnica de um determinado elemento de fundação, como por exemplo: uma estaca pré-moldada de concreto.

Os métodos semiempíricos existentes foram desenvolvidos através da relação entre os ensaios “in situ” e ajustados com provas de carga realizadas naqueles locais. Esses métodos são muito utilizados no Brasil, já que na maioria das vezes, na fase de elaboração dos projetos de fundações, tem-se à disposição sondagens com medidas de N_{SPT} .

Corroborando com esta afirmação acima, Milistisky (1986) cita que no Brasil a engenharia de fundações pode ser anunciada como a Geotecnia do SPT. Schnaid (2000) até reconhece que os métodos tradicionalmente adotados são importantes, mas ressalta ainda que a forma de obtenção da carga de ruptura nos métodos semiempíricos fica limitada à experiência construtiva da região e às condições bastante específicas dos casos históricos utilizados nos bancos de dados utilizados naqueles métodos semiempíricos.

Para estaca pré-moldadas de concreto destacam-se os tradicionais métodos semiempíricos de Aoki e Velloso (1975) e Velloso et al (1978) e Decourt Quaresma (1978, 1982).

3.1 AOKI E VELLOSO (1975) E VELLOSO ET AL (1978)

Este método, ainda é muito usual para engenheiros projetistas, e em universidades para pesquisas e trabalhos.

Destaca-se que este método, assim como outros métodos semiempíricos surgidos no Brasil, utilizam a distribuição de carga conforme a Figura 3.1 como referência.

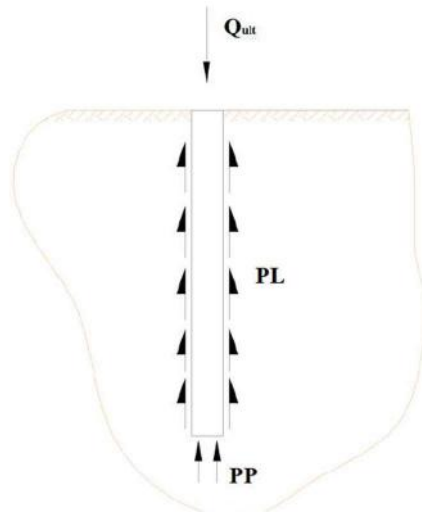


Figura 3-1 - Modelo de distribuição de carga Aoki-Velloso (1975)

Sendo assim, os métodos semiempíricos estipulam a carga de ruptura (Q_{ult}) como sendo, a soma entre a carga resistida pelo atrito lateral das ao longo do fuste da estaca (Q_L) e a carga resistida pelo solo na ponta da estaca (Q_P), de acordo com a equação 3.1:

$$Q_{ult} = Q_L + Q_P \quad 3.1$$

Considerando a estaca com seção constante, as parcelas podem ser descritas como as equações 3.2 e 3.3:

$$Q_L = U \cdot \sum \Delta l \cdot r_l \quad 3.2$$

$$Q_P = A_p \cdot r_p \quad 3.3$$

Onde:

U: perímetro da seção transversal da estaca;

A_p : área da seção transversal da estaca na região da ponta;

Δl : segmento de estaca que está sendo calculado;

r_l : tensão média de adesão (ou atrito lateral) entre a estaca e o solo, camada de espessura Δl ;

r_p : capacidade de carga do solo na cota de apoio da estaca.

Os autores do método propõem, no trabalho original, as expressões 3.4 e 3.5 para r_p e r_1 , respectivamente:

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad 3.4$$

$$r_1 = \frac{f_s}{F_2} \quad 3.5$$

Onde:

q_c : resistência de ponta medida no ensaio CPT;

f_s : adesão medida na luva de Begemann (área teórica de 150 cm²);

F1 e F2 são fatores de correção ou transformação que englobam o tipo de estaca e o efeito de escale entre a estaca (protótipo) e o cone CPT (modelo).

Para ajustar os parâmetros F1 e F2 para as estacas tipo Franki, metálica e pré-moldada foram utilizados os resultados de 63 provas de carga realizadas em diversos estados do Brasil (Tabela 2.1). Como nem todas as provas de carga atingiram a ruptura foi utilizado o método de Van Der Veen (1953) para estimar a capacidade de carga das estacas (CINTRA; AOKI, 2010). Apresentam-se, na tabela 3.1, os valores originais de Velloso et al., (1978), além de Aoki e Alonso (1991) que incorporaram os valores de F1 e F2 para estacas escavadas e Velloso e Lopes (2002) para estacas tipo raiz, hélice contínua e ômega.

Tabela 3.1 - Valores de F1 e F2 adaptados de Aoki e Velloso, 1975

Tipo de Estaca	F₁	F₂
Franki	2,50	5,00
Metálica	1,75	3,50
Pré-Moldada de Concreto	1,75	3,50
Escavada	3,00	6,00
Raiz, Hélice Contínua e Ômega	2,00	4,00

Já o trabalho de Begemann (1965), define a correlação 3.6 que permite determinar f_s em função apenas de q_c :

$$f_s = \alpha \cdot q_c \quad 3.6$$

Onde α é a razão de atrito, neste caso em função do tipo de solo, geralmente, obtido através de sondagens.

Para quando não dispuser de resultados do ensaio de CPT, os autores definem a equação 3.7 para obtenção de q_c

$$q_c = k \cdot N_{spt} \quad 3.7$$

A tabela 3.2 apresenta os valores de k e α sugeridos no trabalho original de Aoki e Velloso (1975). Ressalta-se que ambos os valores são função do tipo de solo.

Tabela 3.2 - Coeficiente k e α (Aoki e Velloso, 1975)

Tipo de Solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia Siltosa	0,80	2,0
Areia Silto-argilosa	0,70	2,4
Areia Argilosa	0,60	3,0
Areia Argilo-siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte Arenoso	0,55	2,2
Silte Areno-argiloso	0,45	2,8
Silte Argiloso	0,23	3,4
Silte Argilo-arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila Arenosa	0,35	2,4
Argila Areno-siltosa	0,30	2,8
Argila Siltosa	0,22	4,0
Argila Silto-arenosa	0,33	6,0

A partir da equação 3.1, e usando as Equações 3.2 e 3.3, que definem as parcelas de resistência lateral e de ponta, obtém-se a equação 3.8:

$$Q_{ult} = U \cdot \sum \Delta l \cdot r_l + A_p \cdot r_p \quad 3.8$$

Já para o cálculo de r_p em função do N_{SPT} , basta combinar as equações 3.7 e 3.4, tendo assim a equação 3.9:

$$r_p = \frac{k \cdot N_{spt}}{F_1} \quad 3.9$$

Essa substituição permite também o cálculo do atrito lateral (r_1) em função do N_{SPT} partindo das Equações 3.7, 3.6 substituindo na Equação 3.5 e gerando as equações 3.10 e 3.11:

$$f_s = \alpha \cdot k \cdot N_{spt} \quad 3.10$$

$$r_1 = \frac{f_s}{F_2} = \frac{\alpha \cdot k \cdot N_{spt}}{F_2} \quad 3.11$$

Portanto, a estimativa pela fórmula semiempírica da capacidade de carga de um elemento isolado de fundação, finalmente, é calculada pela equação 3.12:

$$Q_{ult} = U \cdot \sum \frac{\alpha \cdot k \cdot N_{spt}}{F_2} \cdot \Delta l + A_p \cdot \frac{k \cdot N_{spt}}{F_1} \quad 3.12$$

3.2 DECOURT E QUARESMA (1978, 1982)

Os autores Luciano Décourt e Arthur R. Quaresma partiram diretamente dos resultados das sondagens com medida de N_{SPT} para elaboração do método. Primeiro propuseram para estacas pré-moldadas, embora os autores, mesmo sem comprovação, afirmaram que poderia ser estendido para estacas Franki, Straus (com ponta na argila) e estacas escavadas (adaptado de Velloso; Alonso, 2000).

Inicialmente o método para estimativa do atrito lateral (r_1) era feito em função do valor N_{SPT} médio ao longo do fuste da estaca ($\overline{N_{spt}}$), com o valor tabelado, restringindo $3 \leq N_{SPT} \leq 15$. Na ocasião foi definindo também que, os valores utilizados para o cálculo da parcela de resistência de ponta não devem ser utilizados no cálculo da parcela de resistência de atrito lateral.

Posteriormente Décourt (1982) substituiu a proposta inicial da parcela de resistência de atrito lateral (tensão de adesão) pela seguinte expressão 3.13:

$$r_1 = \left(\frac{\overline{N_{spt}}}{3} + 1 \right) \cdot 10 \quad (\text{KPa}) \quad 3.13.$$

Na ocasião Décourt (1982) alterou também o limite superior do N_{SPT} de 15 para 50 golpes no caso de estacas de deslocamento (cravadas a percussão). Para as estacas Strauss e os tubulões a céu aberto foi mantido o limite de N_{SPT} em 15 golpes.

Para o método de Decourt e Quaresma (1978, 1982) a resistência de ponta da estaca é estimada pela seguinte expressão 3.14:

$$r_p = C \cdot N_p \quad 3.14$$

A determinação de N_p é feita pela média aritmética dos três valores do N_{SPT} : ao nível da ponta ou base da estaca, o imediatamente superior e o imediatamente inferior.

Os valores de C são obtidos na Tabela 3.3, e foram ajustados pelos resultados de 41 provas de carga realizadas em estacas pré-moldadas de concreto. Nos casos em que as provas de carga não atingiram a ruptura, os autores admitiram como critério de ruptura a carga que correspondia ao deslocamento associado a 10% do diâmetro da estaca (Cintra; Aoki, 2010).

Tabela 3.3 - Valores de C (Decourt e Quaresma, 1978)

Tipo de Solo	C (kPa)
Argilas	120
Siltes Argilosos (alteração de Rocha)	200
Siltes Arenosos (Alteração de rocha)	250
Areias	400

Substituindo então as Expressões 3.13 e 3.14 em 3.8 obtém-se, finalmente a equação 3.15 para o cálculo da capacidade de carga a ruptura geotécnica de estacas:

$$Q_{ult} = U \cdot 10 \cdot \left(\frac{\bar{N}_{spt}}{3} + 1 \right) \cdot L_T + C \cdot N_p \cdot A_p \quad 3.15$$

4. CASO ANALISADO: FUNDAÇÕES DO SETOR DE IMAGEM DE HOSPITAL

4.1 GENERALIDADES

O setor de imagem de um hospital, é assim chamado devido aos tipos de exames complementares ali realizados, tais como: radiografia, ultrassonografia, ressonância magnética, tomografia computadorizada dentre outros.

Este setor possui grandes cargas pontuais, sejam por equipamentos modernos com massas elevadas (por exemplo: ressonância magnética - 6.000 quilos) ou quanto por isolamentos específicos de campos magnéticos ou radiação que geram aumento da espessura das paredes com utilização de blindagem metálica e maiores recobrimentos. Vale destacar que os equipamentos utilizados neste local, muitas vezes, permitem deslocamentos admissíveis estruturais de ordem muito reduzida. Assim, um cuidado especial no projeto de fundações deve ser observado e requerido pelos profissionais envolvidos.

Perante a todas essas questões apresentadas considerou-se a escolha desta região de forma isolada para uma análise geotécnica das fundações em estacas pré-moldadas de concreto.

Na figura 4.1 observa-se a área de influência estrutural do edifício, em vermelho, analisada. A zona de influência compreende as estacas analisadas neste trabalho. Importante destacar que no topo do edifício, – uma grande plataforma – na zona de influência das fundações analisadas, está o heliponto do hospital em questão.

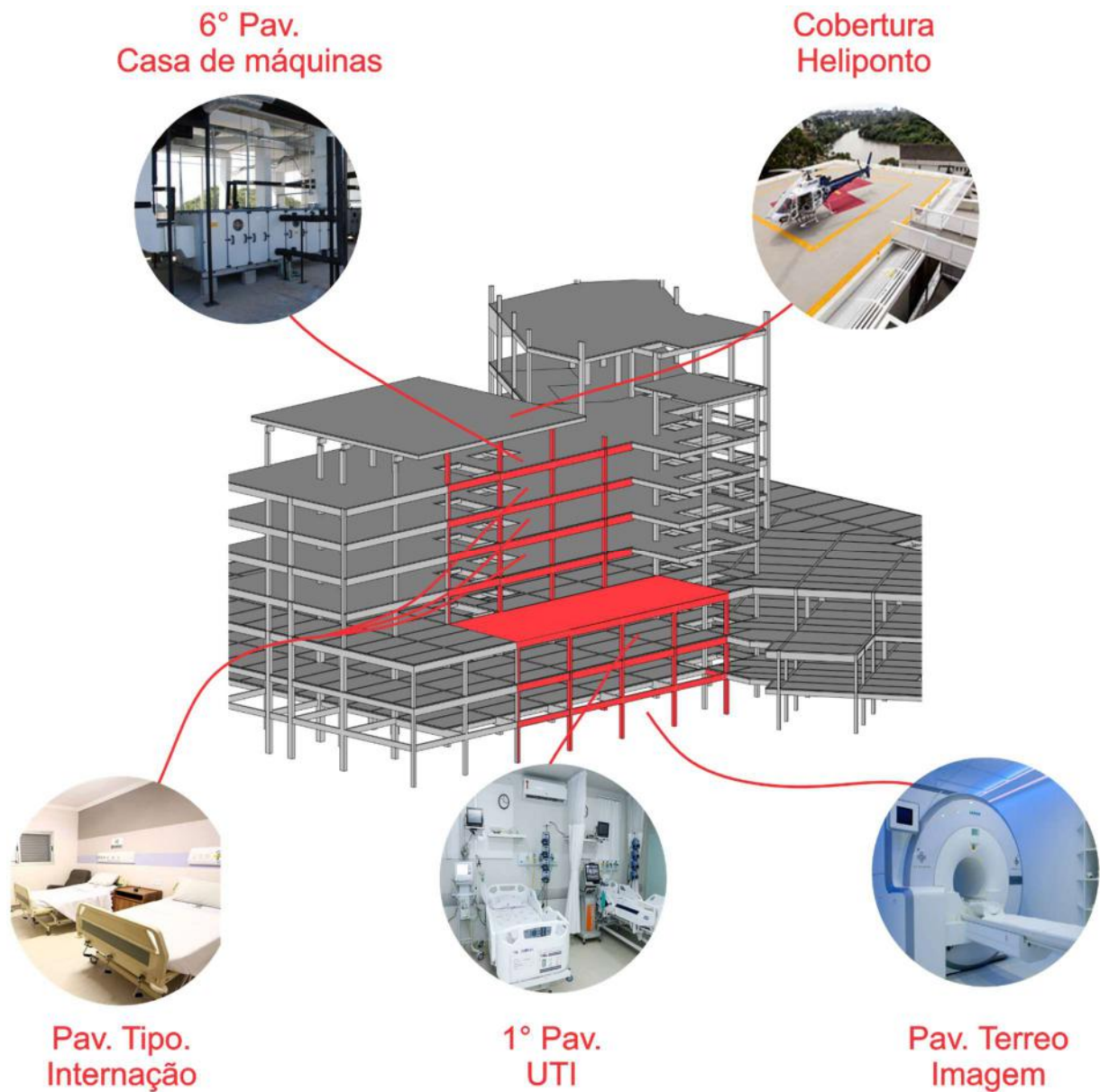


Figura 4-1 - Áreas de uso do Hospital

As fundações do setor de imagem foram consideradas a parte para uma análise geotécnica. No total são 5 blocos possuindo 2 estacas cada e mais 4 blocos de 3 estacas, totalizando assim, 9 blocos.

O pavimento térreo possui diversas salas projetadas especialmente para a realização de imagens, tais como: radiografia, ultrassonografia, ressonância magnética e tomografia computadorizada, como mostra a Figura 4.2.

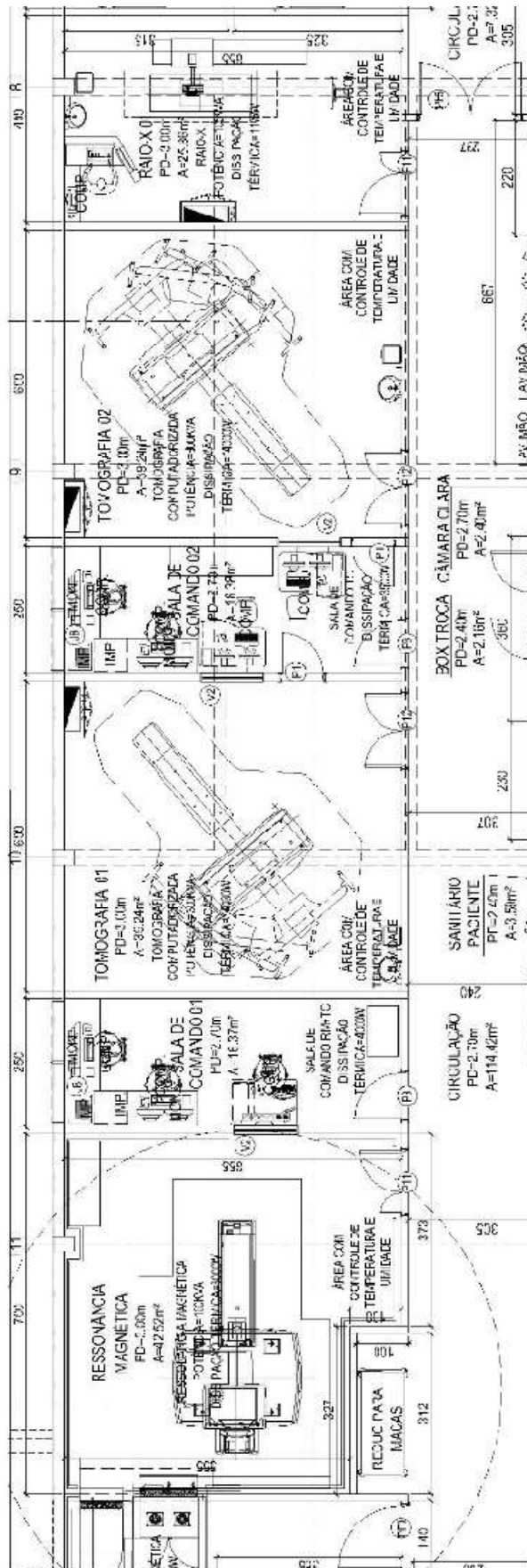


Figura 4-2 - Área de uso Pavimento térreo

A Figura 4.3 apresenta uma imagem de satélite da possível região de instalação deste setor de imagem de um determinado hospital, no estado do Rio de Janeiro.

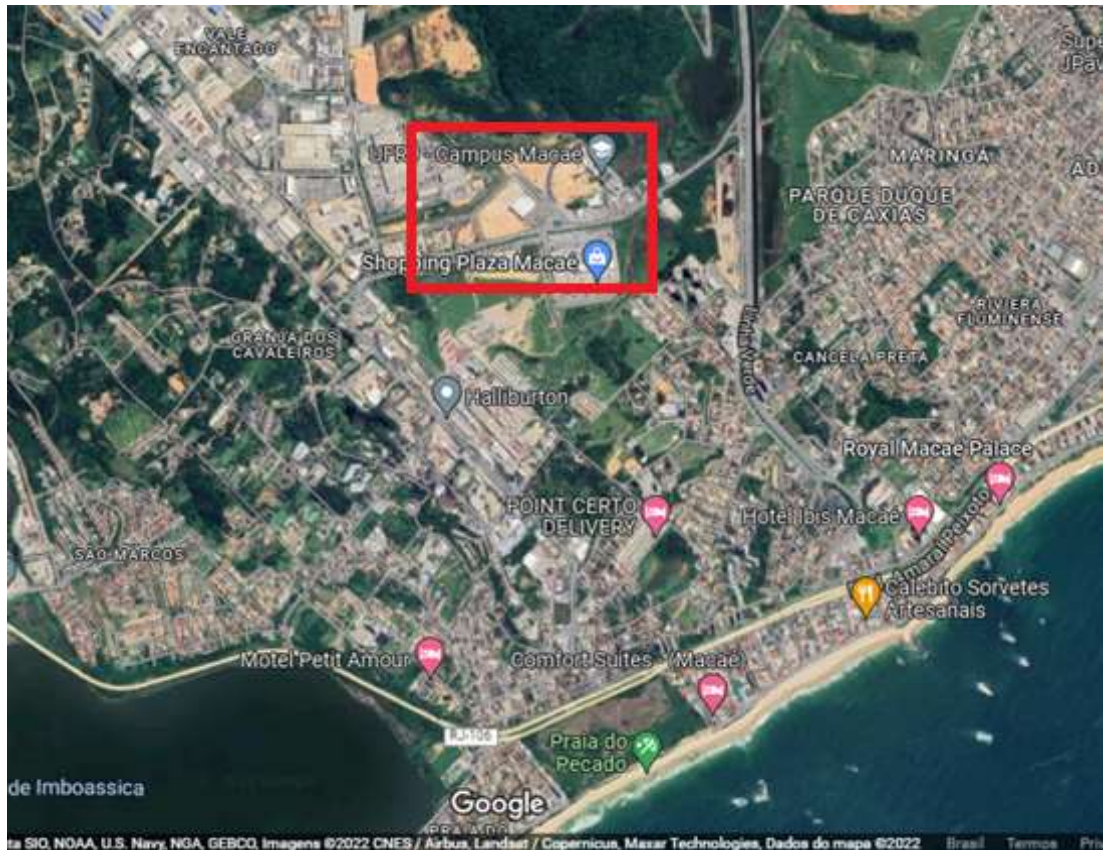


Figura 4-3 – Região de instalação do hospital

4.2 CARACTERÍSTICAS DO SOLO

Para o presente trabalho foram utilizados os boletins de sondagem da construção do hospital. Os ensaios foram realizados em 2020 e ao todo foram executadas 23 verticais de sondagens, em diferentes locais, porém para a análise geotécnica do setor de imagem, considerou-se apenas as sondagens SP12 e SP13. A Figura 4.4 apresenta a localização dos blocos analisados e as duas sondagens utilizadas como base para a estimativa de capacidade de carga geotécnica das estacas dos 9 blocos.

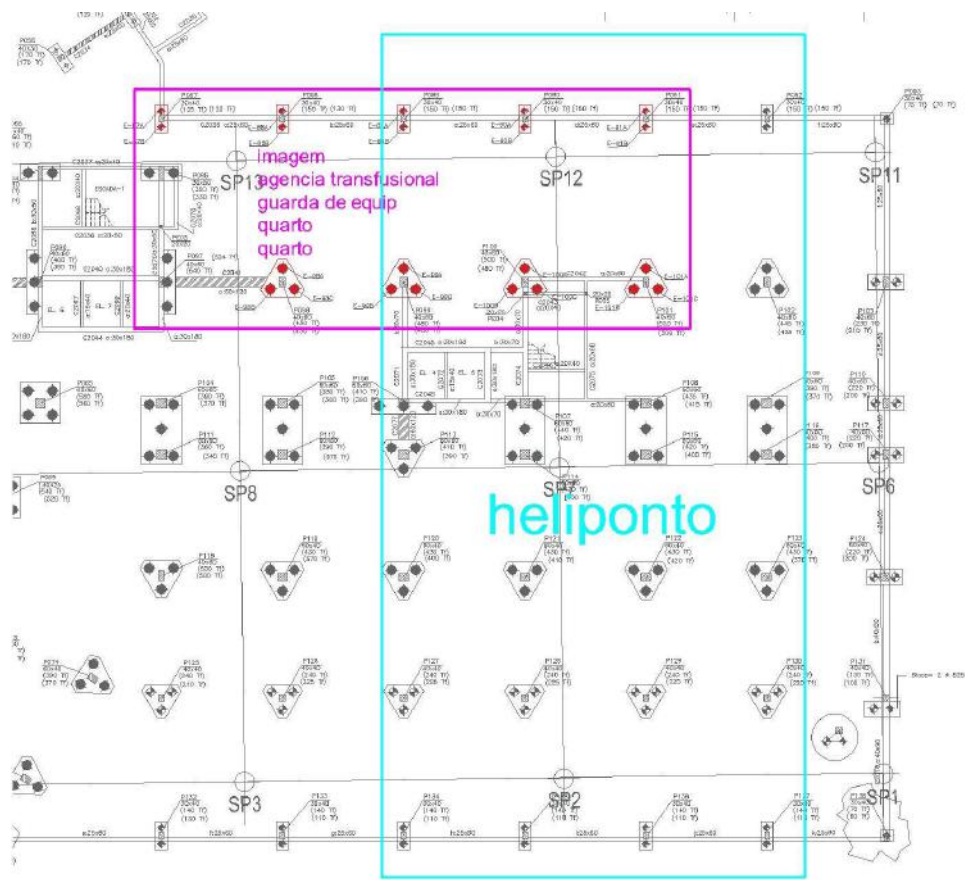


Figura 4-4 – Blocos analisados e localização das Sondagens

O boletim de sondagem SP12 utilizado para a análise geotécnica está apresentado na figura 4.5

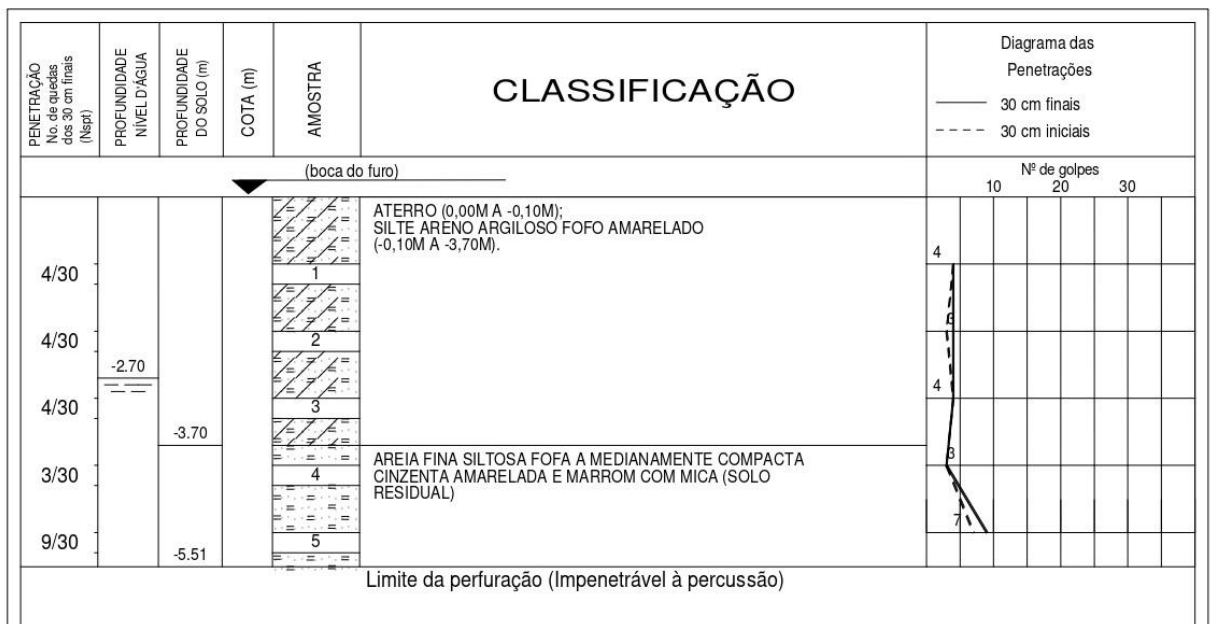


Figura 4-5 - Sondagem SP12

A Figura 4.6 apresenta o boletim de sondagem SP13 utilizado na análise geotécnica de parte dos blocos do setor de imagem do hospital.



Figura 4-6 - Sondagem SP13

A partir das duas sondagens escolhidas foi traçado um perfil geotécnico para uma melhor visualização da estratigrafia do subsolo na região. A figura 4.7 apresenta o perfil geotécnico considerado.



Figura 4-7 - Perfil geotécnico elaborado a partir dos furos de sondagem SP12 e SP13

4.3 CARACTERÍSTICAS DO PROJETO DE FUNDAÇÕES

Quando se trata das características do projeto de fundações, foram utilizadas as estacas pré-fabricadas de concreto para fundação, no modelo circular, com seção vazada, porém para os cálculos considera-se a seção transversal como sendo um círculo cheio, e não um anel vazado, devido ao fenômeno do embuchamento durante a cravação. Dentre as opções utilizou-se elementos com tamanho de 5, 6, 8 e 10 metros, com variação da bitola nominal de 42 cm de diâmetro, 50 cm de diâmetro e 60 cm de diâmetro. A tabela 4.1 apresenta as principais características das estacas utilizadas.

Tabela 4.1 - Características das estacas padrões (PREFAZ)

TIPO DE ESTACA (PADRÃO)	FURO INTERNO (cm)	PERÍMETRO (cm)	ÁREA		MOMENTO DE INÉRCIA I (cm ⁴)	MOMENTO RESISTENTE W (cm ³)	RAIO DE GIRAÇÃO r (cm)	PESO PRÓPRIO (kg/m)	CARGA MÁXIMA (Ton.)				
			CHEIA (cm ²)	CONCRETO (cm ²)					COMPRESSÃO Admissível	COMPRESSÃO Máxima Conforme NBR 6188	TRAÇÃO Admissível	TRAÇÃO Máxima Conforme NBR 6188	
Circular armada	42,0	24,0	132	1.385	933	136.459	6.498	12,1	229	203	171	-31	-26
	50,0	31,0	157	1.963	1.209	261.463	10.459	14,7	297	265	227	-41	-35
	60,0	38,0	189	2.857	1.693	533.819	17.794	17,8	416	447	389	-56	-49

A Figura 4.8 mostra diversas estacas de concreto pré-moldado utilizadas na obra do hospital em Macaé - norte fluminense. Destacam-se nas imagens o içamento das estacas com auxílio de caminhão “munck”, estacas posicionadas perto dos locais de cravação e algumas estacas já cravadas no terreno.



Figura 4-8 - Estacas pré-moldadas utilizadas na obra

Destaca-se que as estacas possuem um anel metálico nas duas extremidades, para possibilitar a emenda entre elas. Este fato foi necessário quando a profundidade de instalação final foi superior a um elemento. A parte estrutural é composta por barras longitudinais de aço

e estribos em espiral. O anel de emenda entre as estacas deve estar ancorado de acordo com o detalhe da emenda da figura 4.9.

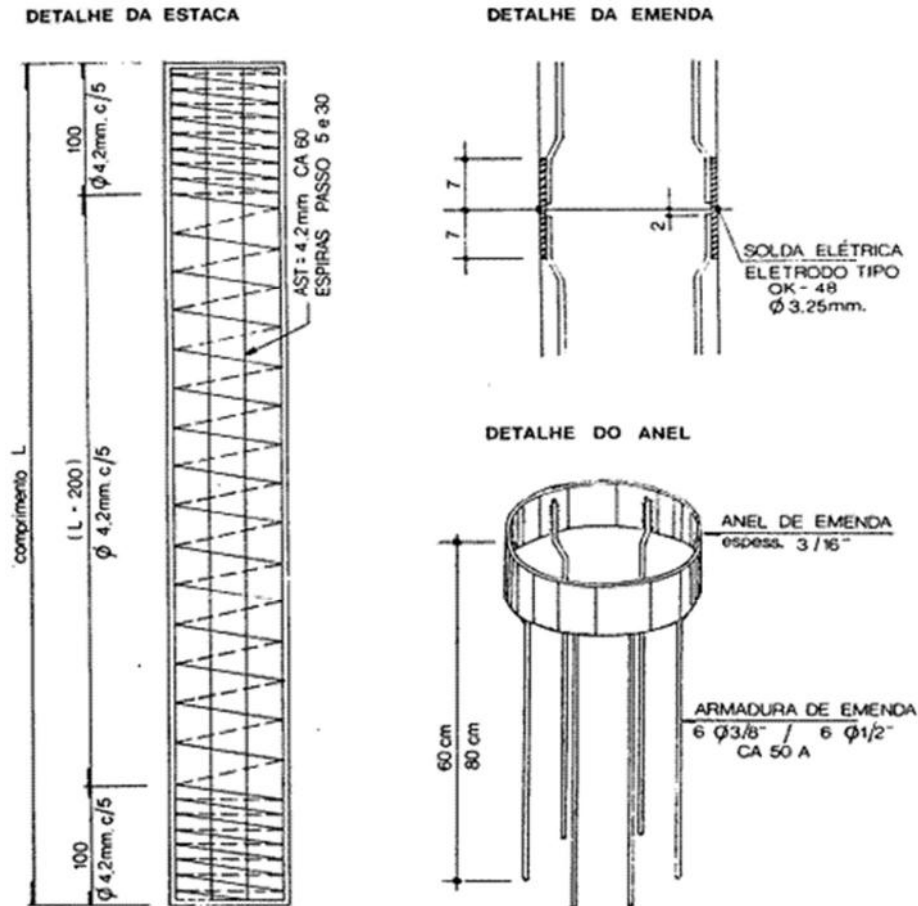


Figura 4-9 - Estrutura da estaca pré-moldada (Clube do Concreto)

Para a execução de todas as estacas pré-moldadas da obra do hospital, foram executados aproximadamente 1650 metros de estacas. Foram 41 estacas com 42 cm de diâmetro, totalizando aproximadamente 315 metros, 48 estacas com 50 cm de diâmetro, totalizando por volta de 386 metros e cerca de 130 estacas com 60 cm de diâmetro, totalizando aproximadamente 950 metros.

Em todo hospital foram projetados 12 tipos distintos de blocos de coroamento para as estacas. Esses blocos foram formados com uma, duas, três, quatro, cinco e seis estacas. Este fato deve-se a grande variação das cargas advindas dos pilares (75 tf a 1080 tf). A Figura 4.10 apresenta os padrões dos blocos de coroamento projetados para as fundações do hospital.

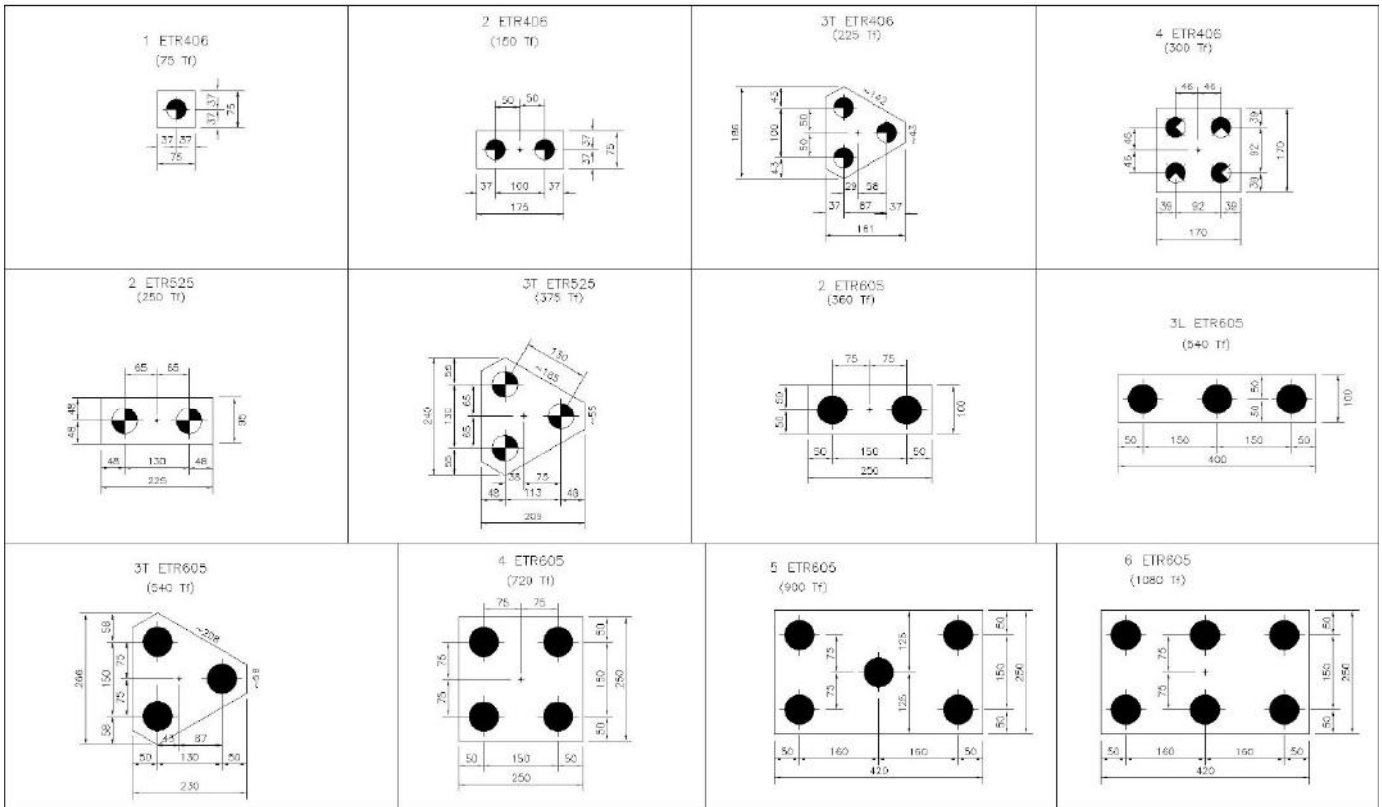


Figura 4-10 - Tipos de blocos de coroamento do hospital

Conforme mencionado anteriormente este trabalho analisou a área do setor de imagem do referido hospital. Neste sentido as fundações deste setor foram compostas por cinco blocos de coroamento com duas estacas e quatro blocos de coroamento com três estacas. A figura 4.11 apresenta os 9 tipos de blocos das fundações do setor de imagem do hospital.

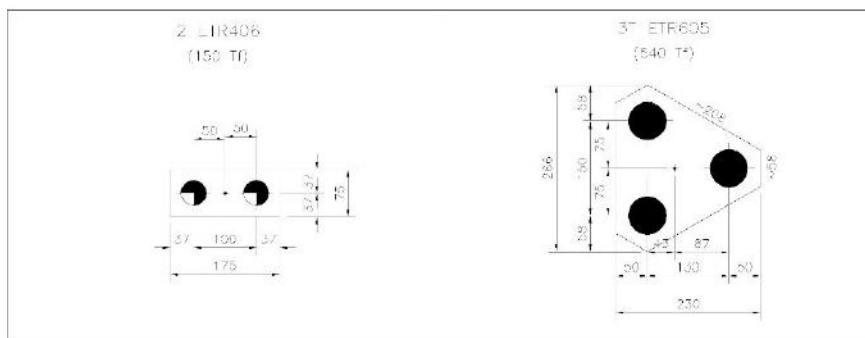


Figura 4-11 - Tipos de blocos do hospital - setor imagem.

No setor de imagem foram cravadas 10 estacas com 42 cm de diâmetro, totalizando aproximadamente 54 metros e 12 estacas com 60 cm, totalizando aproximadamente 72 metros.

A tabela 4.2 apresenta, na região do setor de imagem do hospital, as cargas estruturais verticais de compressão na base dos pilares, além dos números dos blocos analisados.

Tabela 4.2 - Blocos do setor de imagem do hospital

	P87	P88	P89	P90	P91	P98	P99	P100	P101
Carga Pilar (kN)	1200	1300	1500	1500	1500	4300	4600	4800	5000
Diâmetro Estaca (m)	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,60	0,60	0,60	0,60
Número de Estacas	2	2	2	2	2	3	3	3	3

No total, o prédio do hospital possui 8 pavimentos. o pavimento térreo tem como uso salas de exames de imagem. Já no pavimento técnico ainda não está definido o layout das máquinas que serão instaladas. No 1º pavimento o uso principal se dá pela disposição de leitos de isolamento da UTI do hospital. No 2º pavimento uma área descoberta ainda não utilizada. Quanto aos 3º, 4º e 5º pavimentos, chamados de “pavimento tipo”, tem uma redução da área passando a ser utilizados para leitos de internação. A mesma redução ocorre no 6º e 7º (cobertura) pavimentos, porém com usos diferentes. No 6º pavimento tem uma casa de máquinas sobre a área de influência, e na cobertura (7º pavimento) está o heliponto.

A figura 4.12 ilustra a posição das fundações analisadas neste trabalho em relação a estrutura do hospital como um todo. Destaca-se, em vermelho, no topo da figura, a região do heliponto que descarrega na estrutura. Esta, por sua vez, vem transmitindo a carga para as fundações dos blocos que foram analisados neste trabalho.

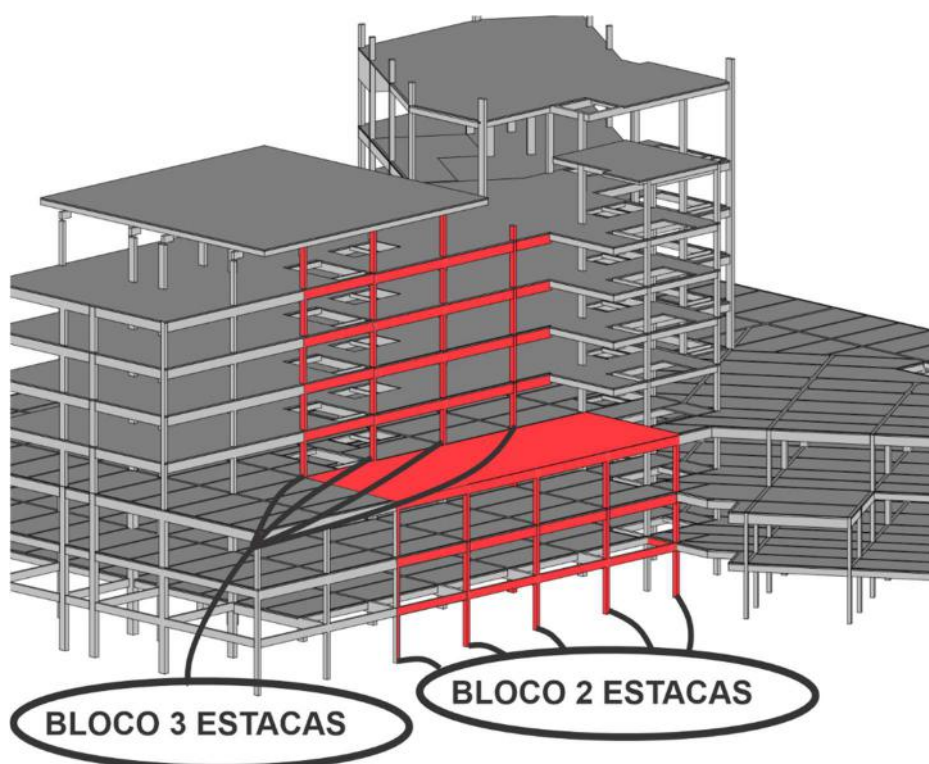


Figura 4-12 - Zona de influência estrutural do edifício – ênfase na área escolhida (setor de imagem).

4.3.1 Execução das Estacas

As estacas pré-moldadas de concreto armado foram executadas com um bate estaca do tipo movido a diesel. O peso do martelo era da ordem de 5000 kgf e as alturas de queda foram determinadas a partir dos diâmetros das estacas. A relação utilizada era sempre associada ao diâmetro das estacas mais 20 cm, conforme determinado pelo projetista, por exemplo: estacas com 42cm de diâmetro - altura de queda: $42+20 = 62$ cm.

Para a execução da fundação, a obra em questão possui uma sequência de execução comum a outras obras. A primeira etapa é a locação das estacas, realizada pela equipe de topografia da obra. A figura 4.13 mostra a equipe de topografia locando os pontos de estaqueamento na obra do hospital em Macaé.



Figura 4-13 - Locação de estacas com auxílio de equipe de topografia

Após a marcação das posições topográficas das estacas, transporta-se as estacas que serão utilizadas para próximo do local de cravação, com o auxílio do caminhão “Munck”. Com o bate estaca posicionado, iça-se à estaca e posiciona a mesma sobre a marcação no solo feita para cravação, e inicia-se o processo de cravação à percussão. A figura 4.14 mostra estes passos para a instalação das estacas. Antes de iniciar confere-se o nível e prumo lateral das estacas e do bate-estaca, após o primeiro metro cravado, repete-se a conferência, assim como após o segundo metro. Nesta obra, o processo de ajuste de nível e prumo foi realizado até, no máximo, cerca de dois metros de cravação dos perfis das estacas, pois a partir daí constatou-se que as estacas estavam aprumadas durante o processo de instalação.



Figura 4-14 - Locação de estacas com auxílio de equipe de topografia

Quando o projeto prevê mais de um elemento, o segundo é então içado e colocado sobre o primeiro já cravado, sendo então feita uma solda no anel de metal no encontro das pontas, e então é reiniciado o processo de cravação. A figura 4.15 detalha o processo de soldagem entre dois elementos estruturais utilizados como estacas na obra do hospital em Macaé.



Figura 4-15 - Solda entre estacas

Perto do final da cravação de cada elemento foram realizadas as medidas de nega e repique elástico com fins de controle de qualidade do estaqueamento da obra do hospital em Macaé. Com auxílio de uma régua de madeira, papel e lápis um funcionário da empresa executora das estacas fazia estas medições, conforme figura 4.16.



Figura 4-16 - Medida de Nega e Repique Elástico

Depois de cravadas e registrados os valores de nega e repique um relatório é entregue a equipe de engenharia, a tabela 4.3 apresenta os dados de nega e repique que este trabalho utilizou nos métodos dinâmicos de determinação de carga de ruptura.

Tabela 4.3 - Repique e Nega das estacas selecionadas

Estaca	NEGA (mm)	Repique (mm)
E-87A	1	6
E-87B	3	6
E-88A	1	9
E-88B	1,5	7
E-89A	1	7
E-89B	2	6
E-90A	1	10
E-90B	2	9
E-91A	2	7
E-91B	1	9
E-98A	1	6
E-98B	2	7
E-98C	3	8
E-99A	4	7
E-99B	3	8
E-99C	1	7
E-100A	2	10
E-100B	4	10
E-100C	3	7
E-101A	3	8
E-101B	3	7
E-101C	2	10

4.3.2 Execução dos Blocos de Coroamento

A primeira etapa foi a escavação até o nível de fundo dos blocos, realizado com o auxílio de uma retroescavadeira. Logo após a escavação, uma equipe de carpinteiros nivela a área escavada e com a utilização de piquetes, definem a altura do concreto magro a ser lançado, sendo, nestes casos, cerca de 7cm. A próxima etapa foi o arrasamento das estacas do bloco de coroamento, realizado com marteletes elétricos. Com as estacas abaixo do nível de fundo do bloco, a equipe de topografia verificou a excentricidade atingida durante a cravação de cada estaca. Destaca-se que esta medida acusa o quanto à estaca saiu do seu eixo de projeto, sendo o limite permitido de 10% do diâmetro da estaca, conforme determinação do calculista.

A figura 4.17 ilustra os processos pertinentes a preparação do fundo dos blocos de coroamento para posterior execução dos mesmos.



Figura 4-17 – Escavação (A), concreto magro (B), arrasamento das estacas (C) e medição de excentricidade (D)

Após a liberação da fiscalização, de acordo com as excentricidades das estacas, o bloco é então liberado para execução. A primeira etapa é realizada por carpinteiros, e consiste na marcação das dimensões do bloco e posicionamento de um gabarito de madeira com a utilização de sarrafos. Logo após a equipe de armadores realiza a armação da ferragem dos blocos (Figura 4.18).



Figura 4-18 – Gabarito (A), montagem de formas (B) Armação de Blocos de coroamento (C)

Quando a armação está finalizada, a equipe de carpinteiros então executa a forma pré-moldada para os blocos, e novamente após a liberação da fiscalização, através da conferência de forma, aço, espaçamento e limpeza, pode-se realizar a concretagem do bloco. Dois dias após a concretagem é realizada a impermeabilização dos blocos de coroamento, com pelo menos duas demãos de impermeabilizante. Após a secagem é então realizado o reaterro do bloco com auxílio de compactador pneumático (tipo sapo). A figura 4.19 ilustra os processos descritos.



Figura 4-19 – Travamento (A), concretagem (B e C), impermeabilização (D) e reaterro dos blocos (E)

4.4 CONTROLE DE QUALIDADE DO ESTAQUEAMENTO (NEGA E REPIQUE)

Durante o processo de cravação das estacas, mediu-se em cada estaca, a nega e o repique elástico. De acordo com o projeto geotécnico, as negas previstas para interrupção da cravação das estacas, obtidas perto das profundidades de projeto, deveriam obedecer: 8 mm para estacas de 42 cm e 50 cm de diâmetro, e 5 mm para estacas de 60 cm de diâmetro.

Tabela 4.4 - Medidas de Nega e Repique

Estaca	NEGA (mm)	REPIQUE (mm)
E-87	1	6
E-87	3	6
E-88	1	9
E-88	1,5	7
E-89	1	7
E-89	2	6
E-90	1	10
E-90	2	9
E-91	2	7
E-91	1	9
E-98	1	6
E-98	2	7
E-98	3	8
E-99	4	7
E-99	3	8
E-99	1	7
E-100	2	10
E-100	4	10
E-100	3	7
E-101	3	8
E-101	3	7
E-101	2	10

Destaca-se a partir da análise da tabela 4.4 que as negas obtidas durante a cravação das estacas, naturalmente, foram todas inferiores ao limite preconizado pelo projetista (5 mm) para interrupção do processo.

5. ANÁLISE DOS DADOS

5.1 GENERALIDADES

O dimensionamento geotécnico das estacas pré-moldadas de concreto foi realizado através dos métodos semiempíricos de Aoki-Velloso (1975) e Velloso et. al. (1978) e Decourt-Quaresma (1978, 1982) considerando as sondagens SP12 e SP13. Destaca-se que estas sondagens foram paralisadas por volta de 6 metros de profundidade, sendo o N_{SPT} final de 7 golpes para ambas as sondagens. A partir dessa camada a sondagem, mesmo com circulação de água, não conseguiu avançar, portanto pode-se considerar que essa camada é impenetrável à sondagem a percussão.

Devido a litografia do solo é esperado que não exista uma camada mais frágil abaixo da camada impenetrável. Portanto, para fins de projeto e realização deste trabalho foi adotado o valor do N_{SPT} máximo admitido pelo método de Decourt-Quaresma (1978, 1982), de 50 golpes, para cálculo da capacidade de carga geotécnica por ambas as metodologias semiempíricas. A Figura 5.1 apresenta o perfil geotécnico idealizado a partir das considerações mencionadas.



Figura 5-1 – Perfil geotécnico adotado nas análises.

Para a utilização do método Aoki-Velloso (1975) e Veloso et. al. (1978) e Decourt-Quaresma (1978, 1982), utilizou-se como base os valores de carga de cada pilar da região delimitada, os diâmetros das estacas cravadas e a quantidade de estaca por bloco de coroamento. Com esses dados determinou-se então a área de cada estaca e o perímetro da mesma. A tabela 5.1 mostra os valores de base para cada bloco da área de imagem do hospital.

Tabela 5.1 - Valores base para os blocos

	P87	P88	P89	P90	P91	P98	P99	P100	P101
Carga Pilar (KN)	1200	1300	1500	1500	1500	4300	4600	4800	5000
Diâmetro Estaca (m)	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,60	0,60	0,60	0,60
QTD Estaca	2	2	2	2	2	3	3	3	3
Área Estaca (m²)	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,28	0,28	0,28	0,28
Perímetro (m)	1,32	1,32	1,32	1,32	1,32	1,88	1,88	1,88	1,88

A tabela 5.2 apresenta as profundidades de cravação de cada estaca considerada neste trabalho.

Tabela 5.2 - Profundidades Cravadas por Estaca

Estaca	Profundidade (m)
E-87	6,30
E-87	6,40
E-88	5,70
E-88	5,75
E-89	5,20
E-89	5,30
E-90	5,00
E-90	5,00
E-91	4,80
E-91	4,90
E-98	6,60
E-98	6,30
E-98	6,60
E-99	6,20
E-99	6,10
E-99	5,90
E-100	5,70
E-100	5,40
E-100	6,00
E-101	5,75
E-101	5,80
E-101	5,80

5.2 AOKI-VELOSO (1975) E VELOSO ET. AL. (1978)

Aplicando as formulações propostas por Aoki e Velloso (1975) e Velloso et. al. (1978) descritas neste trabalho, as capacidades de carga e os fatores de segurança foram calculadas metro a metro para cada pilar analisado. Destaca-se que as barras em rosa apresentadas nas tabelas subsequentes determinam a profundidade que as estacas foram executadas na obra.

A tabela 5.3 apresenta, para o P87, os valores de N_{SPT} , os coeficientes K e α do referido método, a capacidade de carga na ponta e no fuste da estaca, bem como a capacidade de carga total e o fator de segurança em cada profundidade.

Tabela 5.3 - P87 de Aoki-Velloso (1975) e Velloso et al (1978).

	Profundidade (m)	N _{SPT}	K (kPa)	α (%)	Q _{ponta} (kN)	Q _{fuste} (kN)	Q _{ult} (kN)	FS
P87	1	10	441,32	0,028	349,38		349,38	0,58
	2	7	441,32	0,028	244,57	46,58	291,15	0,49
	3	7	441,32	0,028	244,57	79,19	323,76	0,54
	4	4	441,32	0,028	139,75	111,80	251,55	0,42
	5	9	441,32	0,028	314,44	130,44	444,88	0,74
	6	50	784,56	0,020	3105,61	183,67	3289,28	5,48
	7	50	784,56	0,020	3105,61	479,45	3585,05	5,98

A tabela 5.4 apresenta, para o P88, os valores de N_{SPT}, os coeficientes K e α do referido método, a capacidade de carga na ponta e no fuste da estaca, bem como a capacidade de carga total e o fator de segurança em cada profundidade.

Tabela 5.4 - P88 Aoki-Velloso (1975) e Velloso et al (1978)

	Profundidade (m)	N _{SPT}	K (kPa)	α (%)	Q _{ponta} (kN)	Q _{fuste} (kN)	Q _{ult} (kN)	FS
P88	1	10	441,32	0,028	349,38		349,38	0,54
	2	7	441,32	0,028	244,57	46,58	291,15	0,45
	3	7	441,32	0,028	244,57	79,19	323,76	0,50
	4	4	441,32	0,028	139,75	111,80	251,55	0,39
	5	9	441,32	0,028	314,44	130,44	444,88	0,68
	6	50	784,56	0,02	3105,61	183,67	3289,28	5,06

A tabela 5.5 apresenta, para o P89, os valores de N_{SPT}, os coeficientes K e α do referido método, a capacidade de carga na ponta e no fuste da estaca, bem como a capacidade de carga total e o fator de segurança em cada profundidade.

Tabela 5.5 - P89 Aoki-Velloso (1975) e Velloso et al (1978)

	Profundidade (m)	N _{SPT}	K (kPa)	α (%)	Q _{ponta} (kN)	Q _{fuste} (kN)	Q _{ult} (kN)	FS
P89	1	10	441,32	0,028	349,38		349,38	0,47
	2	7	441,32	0,028	244,57	46,58	291,15	0,39
	3	7	441,32	0,028	244,57	79,19	323,76	0,43
	4	4	441,32	0,028	139,75	111,80	251,55	0,34
	5	9	441,32	0,028	314,44	130,44	444,88	0,59
	6	50	784,56	0,02	3105,61	183,67	3289,28	4,39

A tabela 5.6 apresenta, para o P90, os valores de N_{SPT} , os coeficientes K e α do referido método, a capacidade de carga na ponta e no fuste da estaca, bem como a capacidade de carga total e o fator de segurança em cada profundidade.

Tabela 5.6 - P90 Aoki-Velloso (1975) e Velloso et al (1978)

	Profundidade (m)	N_{SPT}	K (kPa)	α (%)	Q_{ponta} (kN)	Q_{fuste} (kN)	Q_{ult} (kN)	FS
P90	1	4	441,32	0,028	139,75		139,75	0,19
	2	4	441,32	0,028	139,75	18,63	158,39	0,21
	3	4	441,32	0,028	139,75	37,27	177,02	0,24
	4	3	441,32	0,028	104,81	55,90	160,72	0,21
	5	9	784,56	0,02	559,01	73,65	632,66	0,84

A tabela 5.7 apresenta, para o P91, os valores de N_{SPT} , os coeficientes K e α do referido método, a capacidade de carga na ponta e no fuste da estaca, bem como a capacidade de carga total e o fator de segurança em cada profundidade.

Tabela 5.7 - P91 Aoki-Velloso (1975) e Velloso et al (1978)

	Profundidade (m)	N_{SPT}	K (kPa)	α (%)	Q_{ponta} (kN)	Q_{fuste} (kN)	Q_{ult} (kN)	FS
P91	1	4	441,32	0,028	139,75		139,75	0,19
	2	4	441,32	0,028	139,75	18,63	158,39	0,21
	3	4	441,32	0,028	139,75	37,27	177,02	0,24
	4	3	784,56	0,02	186,34	60,93	247,27	0,33
	5	9	784,56	0,02	559,01	78,68	637,68	0,85

A tabela 5.8 apresenta, para o P98, os valores de N_{SPT} , os coeficientes K e α do referido método, a capacidade de carga na ponta e no fuste da estaca, bem como a capacidade de carga total e o fator de segurança em cada profundidade.

Tabela 5.8 - P98 Aoki-Velloso (1975) e Velloso et al (1978)

	Profundidade (m)	N _{SPT}	K (kPa)	α (%)	Q _{ponta} (kN)	Q _{fuste} (kN)	Q _{ult} (kN)	FS
P98	1	10	441,32	0,028	713,02		713,02	0,50
	2	7	441,32	0,028	499,12	66,55	565,66	0,39
	3	7	441,32	0,028	499,12	113,13	612,25	0,43
	4	4	441,32	0,028	285,21	159,72	444,93	0,31
	5	9	441,32	0,028	641,72	186,34	828,06	0,58
	6	50	784,56	0,020	6337,97	262,39	6600,37	4,60
	7	50	784,56	0,020	6337,97	684,92	7022,90	4,90

A tabela 5.9 apresenta, para o P99, os valores de N_{SPT}, os coeficientes K e α do referido método, a capacidade de carga na ponta e no fuste da estaca, bem como a capacidade de carga total e o fator de segurança em cada profundidade.

Tabela 5.9 - P99 Aoki-Velloso (1975) e Velloso et al (1978)

	Profundidade (m)	N _{SPT}	K (kPa)	α (%)	Q _{ponta} (kN)	Q _{fuste} (kN)	Q _{ult} (kN)	FS
P99	1	10	441,32	0,028	713,02		713,02	0,47
	2	7	441,32	0,028	499,12	66,55	565,66	0,37
	3	7	441,32	0,028	499,12	113,13	612,25	0,40
	4	4	441,32	0,028	285,21	159,72	444,93	0,29
	5	9	441,32	0,028	641,72	186,34	828,06	0,54
	6	50	784,56	0,020	6337,97	262,39	6600,37	4,30
	7	50	784,56	0,020	6337,97	684,92	7022,90	4,58

A tabela 5.10 apresenta, para o P100, os valores de N_{SPT}, os coeficientes K e α do referido método, a capacidade de carga na ponta e no fuste da estaca, bem como a capacidade de carga total e o fator de segurança em cada profundidade.

Tabela 5.10 - P100 Aoki-Velloso (1975) e Velloso et al (1978)

	Profundidade (m)	N _{SPT}	K (kPa)	α (%)	Q _{ponta} (kN)	Q _{fuste} (kN)	Q _{ult} (kN)	FS
P100	1	4	441,32	0,028	285,21		285,21	0,18
	2	4	441,32	0,028	285,21	26,62	311,83	0,19
	3	4	441,32	0,028	285,21	53,24	338,45	0,21
	4	3	441,32	0,028	213,91	79,86	293,77	0,18
	5	9	784,56	0,02	1140,84	105,21	1246,05	0,78
	6	50	784,56	0,02	6337,97	181,27	6519,24	4,07

A tabela 5.11 apresenta, para o P101, os valores de N_{SPT} , os coeficientes K e α do referido método, a capacidade de carga na ponta e no fuste da estaca, bem como a capacidade de carga total e o fator de segurança em cada profundidade.

Tabela 5.11 - P101 Aoki-Velloso (1975) e Velloso et al (1978)

Profundidade (m)		N_{SPT}	K (kPa)	α (%)	Q_{ponta} (kN)	Q_{fuste} (kN)	Q_{ult} (kN)	FS
P101	1	4	441,32	0,028	285,21		285,21	0,17
	2	4	441,32	0,028	285,21	26,62	311,83	0,19
	3	4	441,32	0,028	285,21	53,24	338,45	0,20
	4	3	784,56	0,02	380,28	87,04	467,32	0,28
	5	9	784,56	0,02	1140,84	112,39	1253,23	0,75
	6	50	784,56	0,02	6337,97	188,45	6526,42	3,92

5.3 DECOURT E QUARESMA (1978, 1982)

Aplicando as formulações proposto por Decourt-Quaresma (1978, 1982) descritas neste trabalho, os valores obtidos para cada bloco e suas respectivas estacas, estão nas tabelas abaixo relacionadas. As barras em rosa determinam a profundidade da execução das estacas na obra de cada bloco, assim como no método anterior.

A tabela 5.12 apresenta, para o P87, os valores de N_{SPT} , os coeficientes C do referido método, a capacidade de carga na ponta e no fuste da estaca, bem como a capacidade de carga total e o fator de segurança em cada profundidade.

Tabela 5.12 - P87 Decourt-Quaresma (1978, 1982)

Profundidade (m)	N_{SPT}	C (tf/m ²)	$q_{p,ult}$ (tf/m ²)	$q_{tl,ult}$ (tf/m ²)	$Q_{p,ult}$ (tf)	$Q_{tl,ult}$ (tf)	Q_{ult} (tf)	Q_{ult} (kN)	FS	
P87	1	10	25	212,5	0	29,4	0,0	29,44	294,41	0,49
	2	7	25	200,0	0	27,7	0,0	27,71	277,09	0,46
	3	7	25	150,0	4,3	20,8	11,4	32,22	322,17	0,54
	4	4	25	166,7	3,8	23,1	15,2	38,26	382,65	0,64
	5	9	25	525,0	3,7	72,7	19,4	92,09	920,88	1,53
	6	50	25	908,3	3,3	125,8	22,0	147,84	1.478,35	2,46
	7	50	40	1333,3	3,5	184,7	27,4	212,17	2.121,71	3,54

A tabela 5.13 apresenta, para o P88, os valores de N_{SPT} , os coeficientes C do referido método, a capacidade de carga na ponta e no fuste da estaca, bem como a capacidade de carga total e o fator de segurança em cada profundidade.

Tabela 5.13 - P88 Decourt-Quaresma (1978, 1982)

	Profundidade (m)	N_{SPT}	C (tf/m ²)	$q_{p,ult}$ (tf/m ²)	$q_{t,ult}$ (tf/m ²)	$Q_{p,ult}$ (tf)	$Q_{t,ult}$ (tf)	Q_{ult} (tf)	Q_{ult} (kN)	FS
P88	1	10	25	212,5	0	29,4	0,0	29,4	294,4	0,45
	2	7	25	200,0	0	27,7	0,0	27,7	277,1	0,43
	3	7	25	150,0	4,3	20,8	11,4	32,2	322,2	0,50
	4	4	25	166,7	3,8	23,1	15,2	38,3	382,6	0,59
	5	9	25	525,0	3,7	72,7	19,4	92,1	920,9	1,42
	6	50	40	786,7	5,6	109,0	36,8	145,8	1.458,2	2,24

A tabela 5.14 apresenta, para o P89, os valores de N_{SPT} , os coeficientes C do referido método, a capacidade de carga na ponta e no fuste da estaca, bem como a capacidade de carga total e o fator de segurança em cada profundidade.

Tabela 5.14 - P89 Decourt-Quaresma (1978, 1982)

	Profundidade (m)	N_{SPT}	C (tf/m ²)	$q_{p,ult}$ (tf/m ²)	$q_{t,ult}$ (tf/m ²)	$Q_{p,ult}$ (tf)	$Q_{t,ult}$ (tf)	Q_{ult} (tf)	Q_{ult} (kN)	FS
P89	1	10	25	212,5	0	29,4	0,0	29,4	294,4	0,39
	2	7	25	200,0	0	27,7	0,0	27,7	277,1	0,37
	3	7	25	150,0	4,3	20,8	11,4	32,2	322,2	0,43
	4	4	25	166,7	3,8	23,1	15,2	38,3	382,6	0,51
	5	9	35	735,0	3,7	101,8	19,4	121,2	1211,8	1,62
	6	50	35	688,3	5,4	95,4	35,8	131,1	1311,3	1,75

A tabela 5.15 apresenta, para o P90, os valores de N_{SPT} , os coeficientes C do referido método, a capacidade de carga na ponta e no fuste da estaca, bem como a capacidade de carga total e o fator de segurança em cada profundidade.

Tabela 5.15 - P90 Decourt-Quaresma (1978, 1982)

Profundidade (m)	N _{SPT}	C (tf/m ²)	q _{p,ult} (tf/m ²)	q _{u,ult} (tf/m ²)	Q _{p,ult} (tf)	Q _{u,ult} (tf)	Q _{ult} (tf)	Q _{ult} (kN)	FS	
P90	1	4	25	100,0	0	13,9	0,0	13,9	138,5	0,18
	2	4	25	100,0	0	13,9	0,0	13,9	138,5	0,18
	3	4	25	91,7	2,3	12,7	6,2	18,9	188,6	0,25
	4	3	25	133,3	2,3	18,5	9,2	27,7	277,1	0,37
	5	9	40	160,0	2,3	22,2	12,3	34,5	344,8	0,46

A tabela 5.16 apresenta, para o P91, os valores de N_{SPT}, os coeficientes C do referido método, a capacidade de carga na ponta e no fuste da estaca, bem como a capacidade de carga total e o fator de segurança em cada profundidade.

Tabela 5.16 - P91 Decourt-Quaresma (1978, 1982)

Profundidade (m)	N _{SPT}	C (tf/m ²)	q _{p,ult} (tf/m ²)	q _{u,ult} (tf/m ²)	Q _{p,ult} (tf)	Q _{u,ult} (tf)	Q _{ult} (tf)	Q _{ult} (kN)	FS	
P91	1	4	25	100,0	0	13,9	0,0	13,9	138,5	0,18
	2	4	25	100,0	0	13,9	0,0	13,9	138,5	0,18
	3	4	25	91,7	2,3	12,7	6,2	18,9	188,6	0,25
	4	3	40	213,3	2,3	29,6	9,2	38,8	387,9	0,52
	5	9	40	160,0	2,3	22,2	12,3	34,5	344,8	0,46

A tabela 5.17 apresenta, para o P98, os valores de N_{SPT}, os coeficientes C do referido método, a capacidade de carga na ponta e no fuste da estaca, bem como a capacidade de carga total e o fator de segurança em cada profundidade.

Tabela 5.17 - P98 Decourt-Quaresma (1978, 1982)

Profundidade (m)	N _{SPT}	C (tf/m ²)	q _{p,ult} (tf/m ²)	q _{u,ult} (tf/m ²)	Q _{p,ult} (tf)	Q _{u,ult} (tf)	Q _{ult} (tf)	Q _{ult} (kN)	FS	
P98	1	10	25	212,5	0	60,1	0,0	60,1	600,8	0,42
	2	7	25	200,0	0	56,5	0,0	56,5	565,5	0,39
	3	7	25	150,0	4,3	42,4	16,3	58,7	587,5	0,41
	4	4	25	166,7	3,8	47,1	21,7	68,8	688,0	0,48
	5	9	25	525,0	3,7	148,4	27,6	176,1	1760,9	1,23
	6	50	40	1453,3	4,4	410,9	41,4	452,3	4523,4	3,16
	7	50	40	1333,3	4,4	377,0	49,6	426,6	4265,8	2,98

A tabela 5.18 apresenta, para o P99, os valores de N_{SPT} , os coeficientes C do referido método, a capacidade de carga na ponta e no fuste da estaca, bem como a capacidade de carga total e o fator de segurança em cada profundidade.

Tabela 5.18 - P99 Decourt-Quaresma (1978, 1982)

	Profundidade (m)	N_{SPT}	C (tf/m ²)	$q_{p,ult}$ (tf/m ²)	$q_{t,ult}$ (tf/m ²)	$Q_{p,ult}$ (tf)	$Q_{t,ult}$ (tf)	Q_{ult} (tf)	Q_{ult} (kN)	FS
P99	1	10	25	212,5	0	60,1	0,0	60,1	600,8	0,39
	2	7	25	200,0	0	56,5	0,0	56,5	565,5	0,37
	3	7	25	150,0	4,3	42,4	16,3	58,7	587,5	0,38
	4	4	25	166,7	3,8	47,1	21,7	68,8	688,0	0,45
	5	9	40	840,0	3,7	237,5	27,6	265,2	2651,5	1,73
	6	50	40	1453,3	4,8	410,9	45,2	456,1	4561,3	2,97
	7	50	40	1333,3	4,8	377,0	54,1	431,1	4310,5	2,81

A tabela 5.19 apresenta, para o P100, os valores de N_{SPT} , os coeficientes C do referido método, a capacidade de carga na ponta e no fuste da estaca, bem como a capacidade de carga total e o fator de segurança em cada profundidade.

Tabela 5.19 - P100 Decourt-Quaresma (1978, 1982)

	Profundidade (m)	N_{SPT}	C (tf/m ²)	$q_{p,ult}$ (tf/m ²)	$q_{t,ult}$ (tf/m ²)	$Q_{p,ult}$ (tf)	$Q_{t,ult}$ (tf)	Q_{ult} (tf)	Q_{ult} (kN)	FS
P100	1	4	25	100	0	28,3	0,0	28,3	282,7	0,18
	2	4	25	100,0	0	28,3	0,0	28,3	282,7	0,18
	3	4	25	91,7	2,3	25,9	8,8	34,7	347,1	0,22
	4	3	25	133,3	2,3	37,7	13,2	50,9	508,9	0,32
	5	9	40	826,7	2,3	233,7	17,6	251,3	2513,3	1,57
	6	50	40	786,7	5,0	222,4	47,1	269,5	2695,5	1,68

A tabela 5.20 apresenta, para o P101, os valores de N_{SPT} , os coeficientes C do referido método, a capacidade de carga na ponta e no fuste da estaca, bem como a capacidade de carga total e o fator de segurança em cada profundidade.

Tabela 5.20 - P101 Decourt-Quaresma (1978, 1982)

	Profundidade (m)	N _{SPT}	C (tf/m ²)	q _{p,ult} (tf/m ²)	q _{ti,ult} (tf/m ²)	Q _{p,ult} (tf)	Q _{ti,ult} (tf)	Q _{ult} (tf)	Q _{ult} (kN)	FS
P101	1	4	25	100	0	28,3	0,0	28,3	282,7	0,17
	2	4	25	100,0	0	28,3	0,0	28,3	282,7	0,17
	3	4	25	91,7	2,3	25,9	8,8	34,7	347,1	0,21
	4	3	40	213,3	2,3	60,3	13,2	73,5	735,1	0,44
	5	9	40	826,7	2,3	233,7	17,6	251,3	2513,3	1,51
	6	50	40	786,7	4,9	222,4	46,6	269,0	2690,3	1,61

5.4 FÓRMULA DOS DINAMARQUESES (1957)

Para a utilização da nega na formulação dos Dinamarqueses, utilizou-se como base os valores de nega obtidos durante a cravação de cada estaca da área delimitada. Como o bate estaca era à diesel o fator de eficiência (η) foi considerado 0,9, assim como o peso do martelo (G) utilizado foi de 5 toneladas, e são apresentados na tabela 5.21, assim como o módulo de elasticidade (E), para a estaca em questão, que possui resistência característica do concreto à compressão de 45MPa.

Tabela 5.21 - Valores Base

n	G	E
0,9	49,03kN	37.565.942KPa

Tendo esses valores determinados, pode-se então determinar os valores das capacidades de carga, expostas na tabela 5.22, assim como a altura de queda do martelo (h), a nega (S₀), e a capacidade de carga (R_u) com o fator de segurança.

Tabela 5.22 - Valores da carga de ruptura pela Fórmula dos Dinamarqueses

estaca	Diâmetro (cm)	Seção transversal (m ²)	Comprimento (m)	h(m)	Nega (m)	S ₀ (m)	S (m)	R _u (kN)
E-87	42	0,14	6,30	0,62	0,001	0,009	0,006	5.397,29
E-87	42	0,14	6,40	0,62	0,003	0,009	0,008	3.852,81
E-88	42	0,14	5,70	0,62	0,001	0,009	0,005	5.617,39
E-88	42	0,14	5,75	0,62	0,002	0,009	0,006	5.078,41
E-89	42	0,14	5,20	0,62	0,001	0,008	0,005	5.825,08
E-89	42	0,14	5,30	0,62	0,002	0,008	0,006	4.772,98
E-90	42	0,14	5,00	0,62	0,001	0,008	0,005	5.915,50
E-90	42	0,14	5,00	0,62	0,002	0,008	0,006	4.863,91
E-91	42	0,14	4,80	0,62	0,002	0,008	0,006	4.928,08
E-91	42	0,14	4,90	0,62	0,001	0,008	0,005	5.962,47
E-98	60	0,28	6,60	0,80	0,001	0,007	0,005	8.187,67
E-98	60	0,28	6,30	0,80	0,002	0,007	0,006	6.742,95
E-98	60	0,28	6,60	0,80	0,003	0,007	0,007	5.593,31
E-99	60	0,28	6,20	0,80	0,004	0,007	0,008	4.896,61
E-99	60	0,28	6,10	0,80	0,003	0,007	0,007	5.709,02
E-99	60	0,28	5,90	0,80	0,001	0,007	0,005	8.545,50
E-100	60	0,28	5,70	0,80	0,002	0,007	0,005	6.952,68
E-100	60	0,28	5,40	0,80	0,004	0,007	0,007	5.046,57
E-100	60	0,28	6,00	0,80	0,003	0,007	0,007	5.733,31
E-101	60	0,28	5,75	0,80	0,003	0,007	0,006	5.795,89
E-101	60	0,28	5,80	0,80	0,003	0,007	0,006	5.783,16
E-101	60	0,28	5,80	0,80	0,002	0,007	0,005	6.916,07

5.5 REPIQUE – CHELLIS (1951)

Para a utilização do repique na formulação proposta por Chellis, utiliza-se como base os valores do repique obtidos durante a cravação de cada estaca da área delimitada. As estacas pré-moldadas utilizadas possuem uma resistência característica do concreto (F_{ck}) de 45 MPa, assim como módulo de elasticidade do material da estaca (E_p) de 37565,94 MPa. Tendo esses valores determinados, pode-se então determinar os valores das resistências de cravação, expostas na tabela 5.23.

Tabela 5.23 - Resistência a cravação pela Formulação de Chellis

Estaca	A (m²)	C2 (m)	Comprimento (m)	R_u (kN)
E-87A	0,14	0,006	6,30	4.956,71
E-87B	0,14	0,006	6,40	4.879,26
E-88A	0,14	0,009	5,70	8.217,70
E-88B	0,14	0,007	5,75	6.335,97
E-89A	0,14	0,007	5,20	7.006,12
E-89B	0,14	0,006	5,30	5.891,94
E-90A	0,14	0,010	5,00	10.409,09
E-90B	0,14	0,009	5,00	9.368,18
E-91A	0,14	0,007	4,80	7.589,96
E-91B	0,14	0,009	4,90	9.559,37
E-98A	0,28	0,006	6,60	9.655,93
E-98B	0,28	0,007	6,30	11.801,69
E-98C	0,28	0,008	6,60	12.874,57
E-99A	0,28	0,007	6,20	11.992,04
E-99B	0,28	0,008	6,10	13.929,86
E-99C	0,28	0,007	5,90	12.601,80
E-100A	0,28	0,010	5,70	18.634,25
E-100B	0,28	0,010	5,40	19.669,48
E-100C	0,28	0,007	6,00	12.391,77
E-101A	0,28	0,008	5,75	14.777,77
E-101B	0,28	0,007	5,80	12.819,08
E-101C	0,28	0,010	5,80	18.312,97

5.6 COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS

Os resultados obtidos através dos quatro métodos, para carga de ruptura geotécnica, são expostos na tabela 5.24, apresentados para cada estaca cravada na área de imagem do hospital. Utilizou-se o coeficiente de variação (englobando as formulações estáticas e dinâmicas) para fim de comparação.

Tabela 5.24 - Comparação entre os métodos dinâmicos – Fórmula dos dinamarqueses (FD) e Repique (RP) – e estáticos – Aoki-Velloso e Decourt-Quaresma.

Estaca	Q _{ult.fdin} FD (KN)	Q _{ult.fdin} RP (KN)	Q _{ult.est} AV (KN)	Q _{ult.est} DQ (KN)	CV (%)
E-87A	5.397,29	4.956,71	3.289,28	1.478,35	47%
E-87B	3.852,81	4.879,26	3.289,28	1.478,35	42%
E-88A	5.617,39	8.217,70	3.289,28	1.458,23	63%
E-88B	5.078,41	6.335,97	3.289,28	1.458,23	53%
E-89A	5.825,08	7.006,12	444,88	1.211,82	90%
E-89B	4.772,98	5.891,94	444,88	1.211,82	86%
E-90A	5.915,50	10.409,09	632,66	344,82	111%
E-90B	4.863,91	9.368,18	632,66	344,82	112%
E-91A	4.928,08	7.589,96	637,68	344,82	104%
E-91B	5.962,47	9.559,37	637,68	344,82	108%
E-98A	8.187,67	9.655,93	7.022,90	4.523,40	30%
E-98B	6.742,95	11.801,69	7.022,90	4.523,40	41%
E-98C	5.593,31	12.874,57	7.022,90	4.523,40	50%
E-99A	4.896,61	11.992,04	6.600,37	4.561,32	49%
E-99B	5.709,02	13.929,86	6.600,37	4.561,32	55%
E-99C	8.545,50	12.601,80	6.600,37	4.561,32	42%
E-100A	6.952,68	18.634,25	6.519,24	2.695,49	79%
E-100B	5.046,57	19.669,48	6.519,24	2.695,49	90%
E-100C	5.733,31	12.391,77	6.519,24	2.695,49	59%
E-101A	5.795,89	14.777,77	6.526,42	2.513,27	70%
E-101B	5.783,16	12.819,08	6.526,42	2.513,27	62%
E-101C	6.916,07	18.312,97	6.526,42	2.513,27	79%

A fim de exibir melhor o que ocorre nas diferenças entre os menores valores de carga de ruptura obtidos pelos métodos dinâmicos e os maiores valores obtidos através dos métodos estáticos, um gráfico foi gerado considerando o coeficiente de variação e o comprimento cravado de cada estaca analisada.

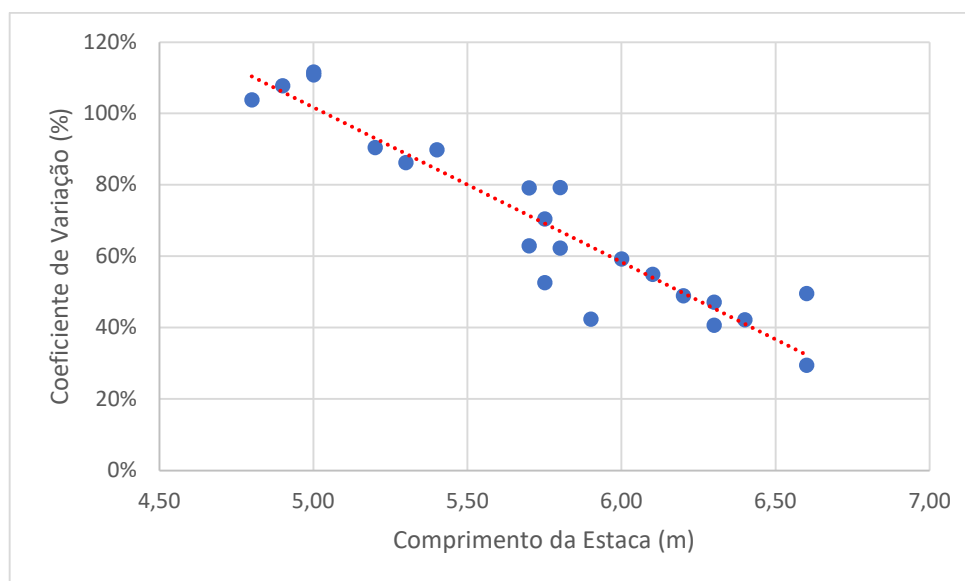


Figura 5-2 – Coeficiente de Variação x Comprimento da Estaca

Na figura 5.2, pode-se observar o coeficiente de variação, medido em porcentagem, em função do comprimento cravado de cada estaca. Os pontos em azul representam esses valores. A linha tracejada em vermelho, traça uma linha de tendência, dando uma melhor visão sobre o que acontece ao variar o comprimento cravado.

A figura 5.2 mostra que quanto maior o comprimento da estaca, menor o coeficiente de variação, ou seja, os valores pelas fórmulas dinâmicas e fórmulas estáticas ficam mais próximos ou possuem menor variação.

Apesar destas análises diretas, ressalta-se que, as fórmulas dinâmicas e fórmulas estáticas não são comparáveis entre si, pois possuem base teóricas diferentes entre si, ou seja, suas considerações para obtenção dos valores são distintas, e podem não possuir relação direta, o que impacta claramente nos valores obtidos.

Pode-se considerar que se os valores de capacidade de carga de ruptura dos métodos dinâmicos são inferiores aos obtidos pelos métodos estáticos, ou seja, as capacidades de carga estimada durante o anteprojeto, são maiores que as capacidades durante a execução, os métodos estáticos seriam contra a segurança.

Utilizando os ensaios dinâmicos como referência, pode-se dizer que, a luz dos métodos estáticos, as estacas E-87A, E-87B, E-88A, E-88B, E-89A, E-89B, E-90A, E-90B, E-91A, E-91B, E-98A, E-99C, E-100^a e E-101C, são a favor da segurança; e as E-98B, E-98C, E-99A, E-99B, E-100B, E-100C, E-101A e E-101B, são contra a segurança.

A característica em comum das estacas que apresentaram resultados contra a segurança a luz dos métodos estáticos, são os diâmetros de 60 cm.

A figura 5.3 compara os 4 métodos realizados neste trabalho para previsão de carga de ruptura de cada uma das 22 estacas. São apresentados: em azul a Fórmula dos Dinamarqueses (1957), em vermelho utilização do repique – Chellis (1951), em verde Aoki-Velloso (1975) e Velloso et. al. (1978) e em preto Decourt-Quaresma (1978, 1982).

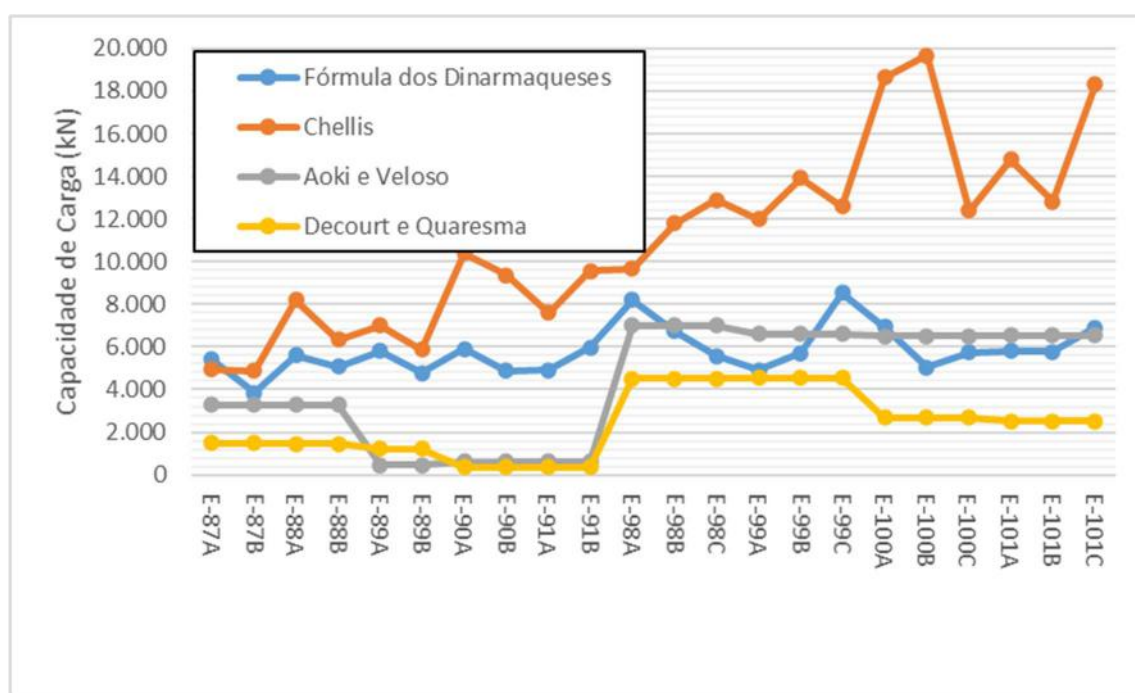


Figura 5-3 - Comparação entre os métodos

O gráfico ainda mostra uma situação importante, que a favor da segurança está como citado acima a linha azul, Fórmula dos Dinamarqueses (1957), e a vermelha, utilização do repique – Chellis (1951), sempre acima das dos métodos semiempíricos. Porém a partir da estaca E-98A, tem-se uma mudança interessante, a linha azul fica abaixo da verde, Aoki-Velloso (1975) e Velloso et. al. (1978), o que demonstra ir contra a segurança, destaca-se que tais estacas possuem diâmetros de 60cm, sendo assim sugere-se que a relação diâmetro e desempenho dos métodos se alteram de forma inversamente proporcional.

Outra maneira interessante de apresentar a comparação dos dados obtidos é através de um gráfico de barras. Assim a figura 5.4 apresenta esta solução para a visualização dos resultados encontrados.

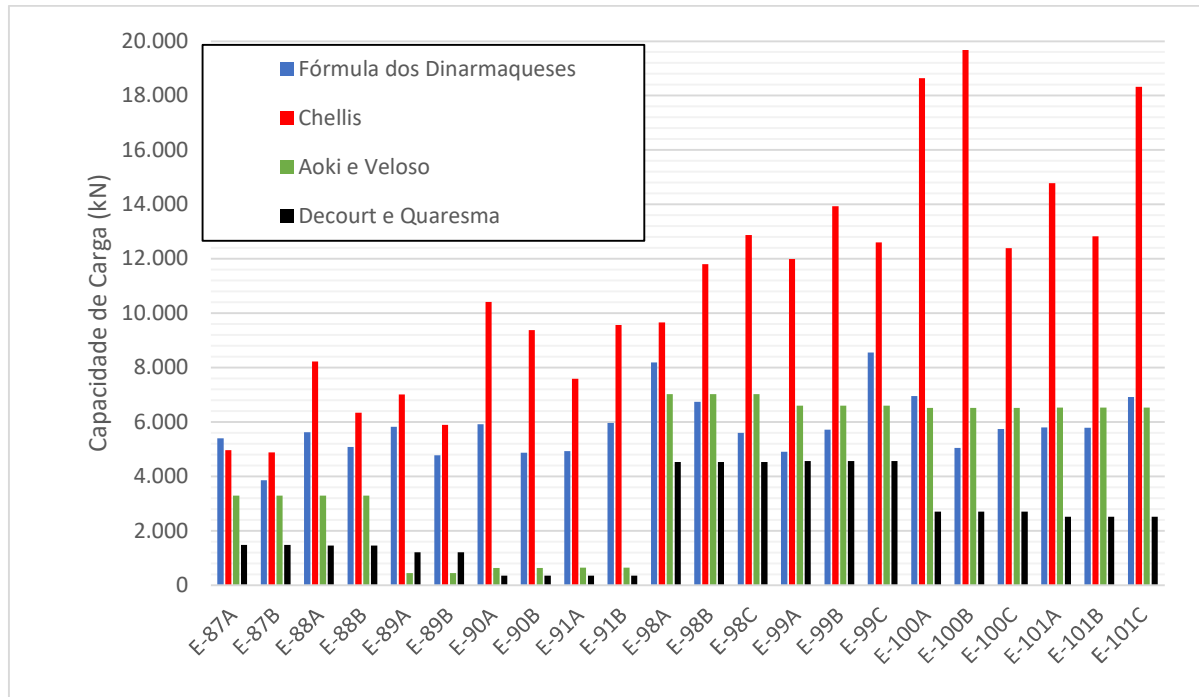


Figura 5-4 – Gráfico de barras com comparação entre os quatro métodos utilizados

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 GENERALIDADES

Para trazer clareza em relação aos resultados obtidos, e facilitar as posteriores análises, os seguintes critérios foram adotados para os métodos semiempíricos:

- i. Decourt e Quaresma (1978, 1982): Como em nenhuma das duas sondagens realizadas nas proximidades da região analisada foi possível alcançar, através do processo de escavação por circulação de água, o próximo metro inteiro (6º metro). Assim, para fins de projeto e realização deste trabalho foi adotado o valor do N_{SPT} máximo admitido pelo método de Decourt E Quaresma (1978, 1982) para cálculo da capacidade de carga geotécnica por ambas as metodologias semiempíricas. Foi utilizado como valor máximo para o parâmetro N_{SPT} , 50 golpes.
- ii. Aoki e Veloso (1975) e Veloso ET AL (1978): Assim como citado acima, não foi possível determinar valor do N_{SPT} máximo para o 6º metro em diante, sendo assim considerou-se o valor admitido pelo método de Decourt E Quaresma (1978, 1982), como o máximo também para Aoki e Veloso (1975) e Veloso ET AL (1978).

6.2 DISCUSSÕES

Quando se elabora um projeto de dimensionamento para fundações profundas, o Engenheiro Civil, além de estudar o perfil geotécnico do solo, deve considerar as diferentes soluções disponíveis para a obra em questão, para assim poder tomar uma decisão levando em consideração a viabilidade técnica e econômica para a execução.

O acompanhamento da execução da fundação durante o estágio em uma grande obra de um hospital, possibilitou e estimulou a elaboração deste trabalho.

O principal objetivo do TCC foi analisar a região da área de imagem da obra, região que possui altas cargas, comparando as cargas de rupturas geotécnicas por diferentes métodos. Os dimensionamentos foram divididos entre, semiempírico e dinâmico, entre eles foram utilizados AOKI E VELLOSO (1975) E VELLOSO ET AL (1978), DECOURT E QUARESMA (1978, 1982) como métodos semiempíricos, e FÓRMULA DOS

DINAMARQUESES (1957) E A UTILIZAÇÃO DO REPIQUE – CHELLIS (1951) como métodos dinâmicos.

A pesquisa e elaboração foi baseada em dados reais obtidos da obra, e ao realizar as comparações entre os métodos, é possível verificar algumas conclusões de uma forma geral:

- I. As menores capacidades de carga estimadas foram determinadas através do método DECOURT E QUARESMA (1978, 1982)
- II. As capacidades de carga nas estacas cravadas com menos de 5 metros não atingem o valor do fator de segurança delimitado pela norma nos métodos semiempíricos.
- III. Os métodos dinâmicos estimam um resultado de capacidade de carga maior que os métodos semiempíricos, uma possível causa seria o excesso de pressão durante a cravação da estaca, que reduz a resistência do solo, facilitando a cravação da estaca, porém o mesmo não ocorre nas estacas de 60 cm de diâmetro, o que sugere uma relação entre a área da estaca e a capacidade de carga inversamente proporcional nos métodos dinâmicos analisados.
- IV. As estacas de 60cm de diâmetro sugere através da comparação dos métodos um desempenho menor nos métodos dinâmicos, uma vez que os valores pela metodologia das Fórmulas dos Dinamarqueses (1957) reduzem e os valores pelo método semiempírico proposto em Aoki e Velloso (1975) e Velloso Et Al (1978) aumentam.

6.3 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

- Determinar a capacidade de carga de ruptura geotécnica, das estacas analisadas neste trabalho, através de outros métodos dinâmicos;
- Determinar a capacidade de carga de ruptura geotécnica, das estacas analisadas neste trabalho, através de outros métodos semiempíricos propostos;
- Realizar análises da capacidade de carga de ruptura geotécnica das estacas raiz realizadas na obra em questão;
- Realizar análise do método de contenção, solo grampeado, utilizado no talude lateral da obra em estudo;

- Analisar os resultados e realizar um estudo do ensaio de Prova de Carga Estática realizado na obra;
- Analisar os resultados e realizar um estudo do Ensaio de Carregamento Dinâmico realizado na obra;
- Estudar a relação do diâmetro da estaca cravada e o excesso de poro-pressão do solo durante o processo de instalação das estacas;
- Analisar estruturalmente os diferentes tipos de blocos de coroamento realizados na obra e suas respectivas cargas associadas;
- Avaliação das parcelas de capacidade de carga associadas ao atrito lateral e a ponta das estacas por testes de carga estática instrumentada e compará-los com valores obtidos nos ensaios de carregamento dinâmicos e métodos semiempíricos;
- Analisar uma maior quantidade de estacas da obra;
- Realizar comparação dos métodos utilizados (estaca pré-moldada cravada a percussão e estacas raiz), analisando os custos associados e o tempo de execução necessário para cada um deles;
- Verificar se seria viável tecnicamente e economicamente a execução de outro tipo de fundação para a obra em questão.
- Analisar probabilidade de ruínas devido a aumento de seção das estacas cravadas

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. *An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles*. In: Pan American CSMFE, 5. Buenos Aires. 1975.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: *Projeto e Execução de Fundações*. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484: *Solo – Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT: Método de Ensaio*. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13208: “*Estacas – Ensaio de Carregamento Dinâmico*”. Rio de Janeiro, 2007.

AVELINO, Janaina Dias. **Análise De Desempenho De Estacas De Fundação Em Um Terreno Com Presença De Solos Moles**. 2006. Dissertação (Pós-Graduação De Engenharia) - Universidade Federal Do Rio De Janeiro, [S. l.], 2006.

DA SILVA, Emerson Romão; DANZIGER, Bernadete Ragoni; PACHECO, Marcus Peigas. Comparação Entre Critérios De Controle De Estacas Cravadas. **Comparison between control criteria for driven piles**, [S. l.], p. 1-14, jul. 2020.

DA SILVA, Leandro Inácio. **Avaliação Dos Métodos De Previsão E Controle De Capacidade De Carga Em Estacas Tipo Perfil Metálico “H”**. 2013. Dissertação (Pós-Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Pernambuco, [S. l.], 2013.

DÉCOURT, L; QUARESMA, A. R. (1978). Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: CBMSEF, 6., Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro, v. 1.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. (1982). Como calcular (rapidamente) a capacidade de carga limite de uma estaca, A Construção São Paulo, n. 1800

DÉCOURT, L. (1982). Prediction of the bearing capacity of piles based exclusively on N values of the SPT. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2., 1982. Proceedings... Amsterdam.

DOS SANTOS, PALOMA GOMES. **Análise Geotécnica De Fundações Em Estacas A Partir De Métodos Semi-Empíricos E Dinâmicos: Estudo De Caso - Bloco D – UFRJ/Macaé**. 2019. Trabalho de Conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, [S. l.], 2019.

MEDRANO, Mário Luiz de Oliveira. **Avaliação de métodos dinâmicos baseados em Nega e Repique Elástico: estudo de caso**. 2014. Trabalho de Conclusão de curso (Mestrado em Ciências, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, [S. l.], 2014.

RENGEL, Anderson; MOURA, Maicon Oenning; CAMPOS, Msc. Guilherme de Luca. **Determinação De Ângulo Limite Médio Para Intervenções Em Escavações De Obras Na Região Do Centro/Norte De Joinville-Sc**. 2021. 30 f. Trabalho de Conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Sociedade Educacional de Santa Catarina, Joinville, 2021.

VIEIRA, Silvio Heleno de Abreu. **Controle Da Cravação De Estacas Pré-Moldadas: Avaliação De Diagramas De Cravação E Fórmulas Dinâmicas**. 2006. Dissertação (Mestrado Em ENGENHARIA CIVIL) - Universidade Federal Do Rio De Janeiro, [S. l.], 2006.

VELLOSO, D.A. e LOPES, F.R. (2010). Fundações. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

APÊNDICE A - Outras Características da Obra

a. GENERALIDADES

Devido ao tamanho do empreendimento e a área envolvida foram necessárias algumas soluções geotécnicas diferentes. Alguns destaques são uma cortina atirantada em um talude no terreno e a utilização de dois tipos de estacas diferentes como fundações (estaca pré-moldada de concreto e estacas raiz). Além disso, devido à grande quantidade de estacas também foi necessária a execução de prova de carga estática e ensaios de carregamento dinâmicos, como preconiza a NBR 6122 e a NBR 13208. A figura A.1 apresenta uma vista em “3D” da região do empreendimento.



Figura A. 1 Trechos da Obra (adaptado de Google Earth)

b. ESTACAS RAIZ

As sondagens SP19 e SP22 realizadas na região denominada trecho C (Figura A.1) indicaram rocha em pequena profundidade. Assim uma solução diferenciada teve que ser adotada. Foram propostas estacas raiz, pois este tipo de estaca pode ser executado em qualquer tipo de solo e rocha.

A figura A. 2 apresenta o boletim de sondagem SP19 realizado na região denominada trecho C, que indicou o impenetrável a 4,82 metros de profundidade.



Figura A. 2 - Sondagem SP19

A figura A. 3 apresenta o boletim de sondagem SP22 realizado na região denominada trecho C, que indicou o impenetrável a apenas 3,40 metros de profundidade.

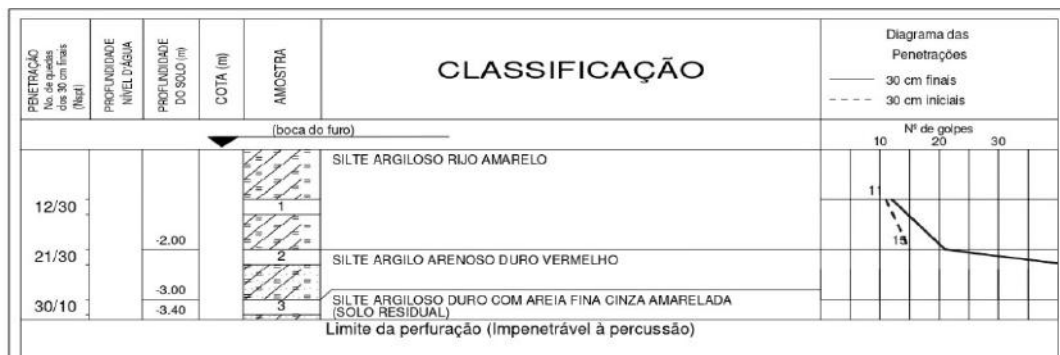


Figura A. 3 - Sondagem SP22

Assim foram executadas ao todo 84 estacas do tipo raiz, sendo: 31 estacas com 310 mm de diâmetro, 12 estacas com diâmetro de 410 mm e 37 estacas com 450 mm de diâmetro. Cabe lembrar que a Estaca Raiz é uma estaca escavada e concretada "in loco", a escavação é realizada por uma perfuratriz, que nestes casos – rocha – conta com uma ferramenta especial na ponta para penetrar em rocha.

A figura A. 4 mostra as armações das estacas estocadas na obra, a equipe locando o posicionamento das estacas, e a perfuratriz pronta para a execução das estacas raiz.



Figura A. 4 – Armadura (A), locação e posicionamento (B e C)

A figura A. 5 mostra o processo de escavação sendo realizado pela perfuratriz na obra do hospital em Macaé.

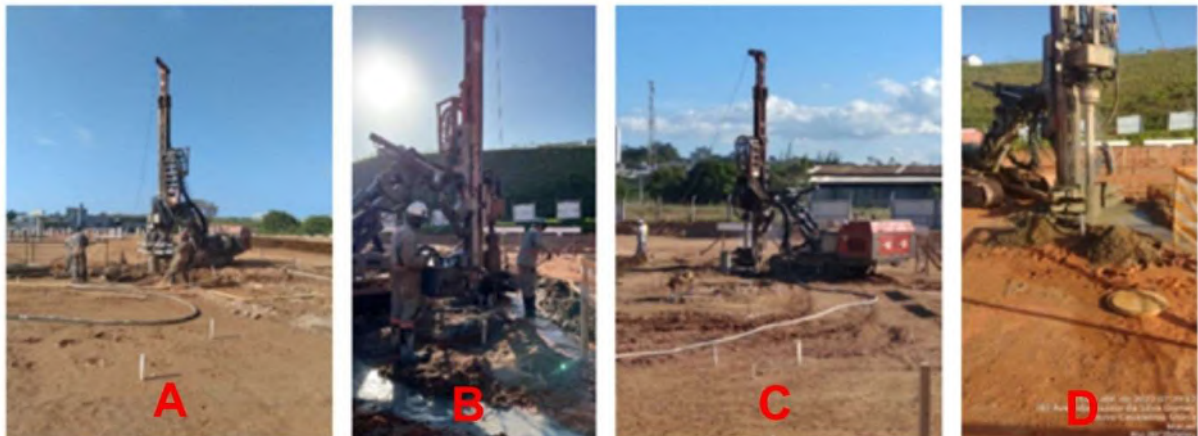


Figura A. 5 - Perfuração do solo para estaca raiz

Na figura A. 6, pode-se ver o processo de injeção de argamassa e o processo de retirada dos segmentos de tubos utilizados para contenção do furo durante a escavação.



Figura A. 6 - Injeção de argamassa (A) e retirada da tubulação (B e C)

c. PROVA DE CARGA ESTÁTICA (PCE)

Foi realizado na obra um ensaio de prova de carga estática à compressão, do tipo lento, realizado na estaca raiz denominada E-14A da obra. A prova de carga foi executada de acordo com os preceitos estabelecidos na norma ABNT NBR 16903:2020 – Solo – Prova de carga estática em fundação profunda. O mesmo visa avaliar o desempenho da estaca referida, verificando a capacidade de carga da estaca, bem como a sua integridade. O ensaio foi realizado nos dias 06/07/2022 e 07/07/2022.

Características da estaca E-14A:

- Características/Tipo da estaca ensaiada: Estaca raiz (moldada in loco);
- Carga de ensaio da estaca ensaiada: 240 tf;
- Diâmetro da estaca ensaiada: 41 cm;

A figura A. 7 mostra uma vista da área onde foi realizada a prova de carga estática na estaca raiz E-14A.



Figura A. 7 - Área onde foi realizado a PCE – Estaca E-14A

A figura A. 8 mostra toda montagem executada para a realização da PCE. Destaca-se o sistema de reação composto por duas vigas metálicas longitudinais com seção duplo I, além de uma viga transversal. Sob a viga principal (transversal), encontra-se posicionado em seu centro o cilindro hidráulico de aplicação de carga (suspensão), o mesmo instalado sobre o bloco de coroamento, e coincidente ao eixo da estaca a ser ensaiada. Além disso, foi montada uma tenda em lona para proteção do entorno durante a realização da PCE.



Figura A. 8 - Estaca E-14A Ensaçada

As cargas de ensaio foram aplicadas e controladas mediante utilização de conjunto hidráulico com capacidade de carga de 500 tf, devidamente verificado, composto por cilindro e bomba hidráulica, dotada de manômetro analógico.

A Figura A. 9 apresenta um detalhe do manômetro e da bomba hidráulica do sistema de aplicação de carga utilizado na PCE.



Figura A. 9 - Bomba hidráulica utilizada para incrementos de carga durante as etapas de carregamento e descarregamento da PCE.

A Figura A. 10 apresenta o cilindro hidráulico instalado entre o sistema de reação e o bloco de concreto executado sobre a estaca ensaiada. Além disso, observa-se também os quatro extensômetros analógicos que foram utilizados para obtenção dos recalques da estaca raiz durante a PCE.



Figura A. 10 - Cilindro hidráulico e extensômetros utilizados durante a PCE

A carga máxima de ensaio (compressão) para a estaca raiz E-14A foi de 240 tf. As cargas foram aplicadas em 10 estágios consecutivos com incrementos que representavam 10% da carga máxima de ensaio, ou seja, 24 tf.

Destaca-se que após a realização do carregamento esperou-se 19 (dezenove) horas para iniciar a realização do descarregamento, conforme estabelecido pela empresa contratada. O descarregamento foi realizado em 5 (cinco) etapas sucessivas, considerando até 20% da carga de ensaio atingida durante o ensaio em cada etapa.

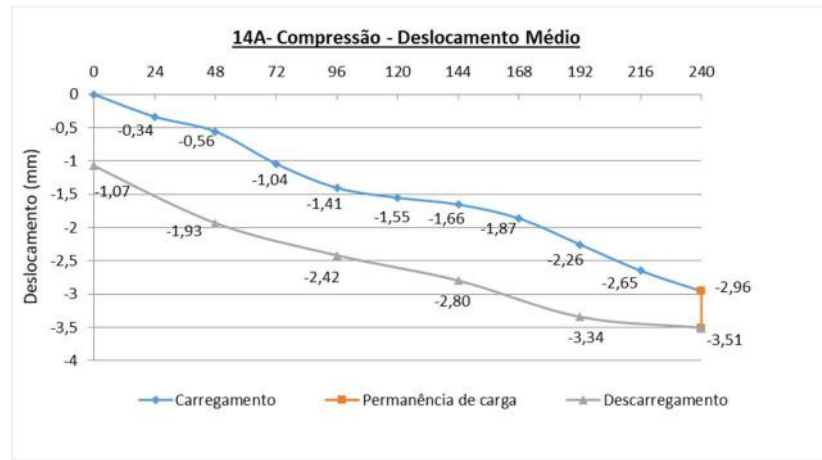
A seguir, a Tabela A. 1, mostra um resumo com os dados obtidos durante a aplicação das cargas, assim como os recalques obtidos.

Tabela A. 1- recalques máximos obtidos e deslocamentos residuais

Carga máxima atingida durante o ensaio (Tf)	Deslocamentos obtidos (mm)				
	D.1	D.2	D.3	D.4	D.M
240	-2,27	-2,71	-4,28	-4,77	-3,51
Deslocamentos residuais obtidos	-0,42	-0,60	-1,57	-1,70	-1,07
(Descar / Carreg.) x 100%	18,50	22,14	36,68	35,64	30,58

A curva carga versus recalque da estaca raiz E-14A está apresentada no gráfico A. 1. Os deslocamentos obtidos nos quatro extensômetros, naturalmente, foram realizados com relação à estaca central (compressão). Para a apresentação do gráfico A. 1 foi realizada uma média dos valores obtidos nos quatro extensômetros.

Gráfico A. 1 – Carga de compressão versus recalque médio



d. ENSAIOS DE CARREGAMENTO DINÂMICOS (ECD)

Foram realizados na obra ensaios de carregamento dinâmico em 11 (onze) estacas do tipo pré-fabricadas de diâmetros 42, 50 e 60 cm vazadas, com a finalidade principal de verificar a capacidade de carga da estaca, bem como a sua integridade.

Esses ECD's foram executados de acordo com os preceitos estabelecidos na norma ABNT NBR 13208/2007 – “Estacas – Ensaios de Carregamento Dinâmico”. O mesmo visa avaliar o desempenho da estaca referida, verificando a capacidade de carga da estaca, bem como a sua integridade. Os ensaios foram realizados nos dias 06/07/2022 e 07/07/2022. Na tabela A. 2, é apresentada as características dos elementos em questão:

Tabela A. 2 - Características das estacas ensaiadas

Ensaio n°	Estaca ensaiada	Área de seção cheia (cm ²)	Área de seção de concreto (cm ²)	Elementos (m)	Comprimento total cravado no solo (m)	Comprimento abaixo dos sensores (m)
1	E55C	1.963,00	1.257,00	1X8	6,20	6,60
2	E53C	2.827,00	1.693,00	1X8	6,70	7,25
3	E85A	1.963,00	1.257,00	2X5	8,90	9,40
4	R68A	2.827,00	1.693,00	1X9	8,10	7,85
5	E77A	2.827,00	1.693,00	2X5	8,50	9,05
6	E97C	2.827,00	1.693,00	1X8	6,60	7,00
7	E65A	2.827,00	1.693,00	2X5	7,60	8,45
8	E88B	1.385,00	895,00	1X7	5,75	6,10
9	E114B	2.827,00	1.693,00	2X5	6,90	7,50
10	E117A	1.963,00	1.257,00	1X9	6,30	6,95
11	E130B	1.963,00	1.257,00	2X5	8,40	9,15

Os ensaios de carregamento dinâmico foram realizados com a utilização de bate estacas, equipado com martelo hidráulico.

A figura A.11, ilustram o bate estaca utilizado para realização dos ensaios de carregamento dinâmicos nas estacas pré-moldadas de concreto.



Figura A. 11 - Bate estacas utilizado para os ECDs

A instrumentação das estacas foi efetuada através da fixação de sensores (acelerômetro e deflectômetro) em seção situada abaixo do ponto de aplicação dos golpes, instalados a uma distância mínima de pelo menos 1,5 vez a seção da estaca em relação ao topo, conforme especificado na norma NBR 13208. Durante os ensaios, os sinais de cada golpe proferido foram condicionados, analisados e armazenados no equipamento Pile Driving Analyzer (PDA). A figura A.12 apresenta os equipamentos utilizados para obtenção e processamento dos sinais.



Figura A. 12 - Detalhe dos sensores instalados no fuste da estaca e equipamento de PDA,

Os métodos utilizados para análise dos resultados do ensaio de carregamento dinâmico, registro e processamento dos sinais gráficos coletados foram o CASE e CAPWAP®. Os resultados estão na tabela A. 3.

Tabela A. 3 – Dados obtidos nas análises CAPWAP

Estaca ensaiada	Diâmetro da estaca (cm)	Carga de projeto para estacas Ensaaiadas (tf)	Altura de queda analisada (cm)	Emx (tf.m)	Eficiência (%)	JC	Pmob Fuste (tf)	Pmob Ponta (tf)	Pmob Efetivamente (tf)	Nega do golpe analisado (mm)
E55C	50	125	60	2,56	85	0,45	85,5	238,2	323,7	0,825
E53C	60	180	120	5,10	85	0,44	96,0	293,7	398,7	2,453
E85A	50	125	80	3,48	87	0,39	81,0	270,0	351,0	1,998
E68A	60	180	90	4,02	89	0,60	101,0	380,0	481,0	1,148
E77A	60	180	100	4,64	93	0,62	100,3	300,0	400,3	1,967
E97C	60	180	80	2,96	74	0,80	105,9	399,1	505,0	0,598
E65A	60	180	80	3,49	87	0,77	83,0	270,0	353,0	1,653
E88B	42	75	30	1,16	77	0,56	66,0	187,9	253,9	0,064
E114B	60	180	60	2,60	87	0,71	104,0	341,0	445,0	1,397
E117A	50	125	80	3,39	85	0,52	82,2	200,0	282,2	0,809
E130B	50	125	50	2,14	86	0,80	78,4	320,0	398,4	0,100

e. CONTENÇÃO DE TALUDE

Para a contenção do talude lateral do terreno foi realizado um reforço denominado grampeamento do solo. É uma técnica bastante eficaz no que diz a reforço do solo “in situ”, e é obtido através da inclusão de elementos lineares passivos, semirrígidos, resistentes à flexão composta, denominados grampos. A figura A. 13 apresenta um esquema de solo grampeado.

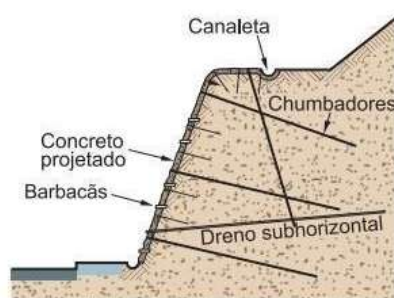


Figura A. 13 - Solo Grampeado (TALUS ENGENHARIA)

A figura A. 14 mostra a equipe da obra delimitando o talude, escavando e marcando os locais dos furos para iniciar o processo do solo grampeado.



Figura A. 14 - Corte e marcação dos furos para os grampos

A figura A. 15 apresenta o processo de execução dos grampos no talude em questão.



Figura A. 15 – Execução dos grampos

A figura A. 16 mostra a injeção da nata de concreto durante a execução dos grampos, bem como, a aplicação da tela de proteção no talude.



Figura A. 16 – Injeção da nata e aplicação da tela

A figura A. 17 é uma imagem aérea mostrando o resultado final do grampeamento de solo no talude, aplicado na obra em questão.



Figura A. 17 - Resultado antes da germinação da vegetação