



ESTUDO DE CASO DE UMA OBRA DE REFORÇO DE FUNDAÇÕES E RENIVELAMENTO DE EDIFÍCIOS

Thaiane dos Santos Rebêlo

Rio de Janeiro

Janeiro de 2017



ESTUDO DE CASO DE UMA OBRA DE REFORÇO DE FUNDAÇÕES E RENIVELAMENTO DE EDIFÍCIOS

Thaiane dos Santos Rebêlo

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro.

Orientador: Fernando Artur Brasil Danziger

Rio de Janeiro

Janeiro de 2017

ESTUDO DE CASO DE UMA OBRA DE REFORÇO DE FUNDAÇÕES E
RENIVELAMENTO DE EDIFÍCIOS

Thaiane dos Santos Rebêlo

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDO AO CORPO DOCENTE DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL.

Examinado por:

Prof. Fernando Artur Brasil Danziger

Prof. Francisco de Rezende Lopes

Prof. José Luiz Couto

Eng. Paulo Henrique Vieira Dias

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

JANEIRO DE 2017

Rebêlo, Thaianne dos Santos

Estudo de caso de uma obra de reforço de fundações e renivelamento de edifícios / Thaianne dos Santos Rebêlo. - Rio de Janeiro: UFRJ / Escola Politécnica, 2017.

VIII, 73 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Fernando Artur Brasil Danziger

Projeto de Graduação – UFRJ / Escola Politécnica / Curso de Engenharia Civil, 2017.

Referências Bibliográficas: p. 70-71.

1. Recalque. 2. Reforço de fundações. 3. Estaca raiz. 4. Tirante. 5. Renivelamento. I. Danziger, Fernando Artur Brasil. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, Curso de Engenharia Civil. III. Estudo de caso de uma obra de reforço de fundações e renivelamento de edifícios

DEDICATÓRIA

Aos meus pais, Célia Regina Negrão dos Santos Rebêlo
e José Jorge Rebêlo pelo amor incondicional.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais pelo imenso apoio ao longo de toda a minha vida e, principalmente, ao longo do curso de Engenharia Civil, por todo o incentivo e compreensão nos momentos estressantes ou de ausência.

Aos professores que fizeram despertar em mim a paixão pela Geotecnia. Em especial, agradeço ao professor Fernando Danziger que, além de me orientar neste trabalho, transmite aos seus alunos a sua paixão pela profissão, sempre mantendo a preocupação em passar os seus conhecimentos da melhor forma possível.

À SEEL por contribuir para a certeza de que a Geotecnia seria a minha ênfase no curso de Engenharia Civil e por todas as oportunidades únicas de aprendizagem que me permitiu ter.

Aos meus amigos, que compreenderam todos os meus momentos de ausência, sempre me motivando e nunca esquecendo de mim.

A todos os amigos do curso de Engenharia Civil que compartilharam comigo os momentos difíceis e os momentos de alegria e que me ajudaram muito a chegar até aqui.

À Priscilla Antoniazzi por todos os conselhos e por todos os materiais que me cedeu ao longo do curso de Geotecnia.

À Mariane Rita por todas as vezes que me ajudou, pelo apoio e pelos conselhos ao longo do tempo em que moramos juntas.

À equipe da obra abordada nesse trabalho, por toda a ajuda, confiança, paciência e dedicação.

Ao engenheiro Paulo Henrique Dias e aos professores José Luiz Couto e Francisco de Rezende Lopes pela participação como membros da banca examinadora deste trabalho.

Ao colégio M3 por despertar em mim o desejo de prestar vestibular para a UFRJ.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/UFRJ como parte dos requisitos necessários para obtenção do grau de Engenheiro Civil.

ESTUDO DE CASO DE UMA OBRA DE REFORÇO DE FUNDAÇÕES E RENIVELAMENTO DE EDIFÍCIOS

Thaiane dos Santos Rebêlo

Janeiro/2017

Orientador: Fernando Artur Brasil Danziger

Curso: Engenharia Civil

Comuns são os casos de construções cujas fundações apresentam mau desempenho e necessitam de reforço. Esse reforço representa uma intervenção no sistema solo-fundação-estrutura existente e precisa ser estudado com atenção. Além disso, nos casos em que o mau desempenho das fundações provoca recalques que causam danos estéticos ou funcionais que precisam ser solucionados, pode-se tornar necessário o renivelamento de pilares. Este trabalho apresenta um caso de obra de renivelamento de pilares e reforço de fundações profundas em solo com espessa camada de solo mole. No trabalho é dada especial ênfase ao uso simultâneo de tirante pré-tensionado e estaca raiz, empregado como reforço de uma estaca pré-moldada de fundação de um dos pilares da obra, avaliando-se a influência das rigidezes dos elementos de fundação na distribuição dos carregamentos.

Palavras-chave: Recalque, Reforço de fundações, Estaca raiz, Tirante, Renivelamento.

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Engineer.

A CASE HISTORY ON PILE FOUNDATIONS UNDERPINNING AND BUILDINGS RE-LEVELING

Thaiane dos Santos Rebêlo

January/2017

Advisor: Fernando Artur Brasil Danziger

Course: Civil Engineering

Remedial underpinning is a regular activity in foundation engineering, which needs to be properly studied regarding the soil-foundation-structure interaction. In some cases, re-leveling is necessary to assure aesthetic and functionality to the building. The present work presents a case history of underpinning of precast concrete pile foundations in a very soft clay soil. Prestressed anchors and root piles have been used in the underpinning, and the stiffness of all foundation elements has been taken into account in the corresponding load distribution.

Key words: Settlements, Underppining, Root-pile, Anchor, Re-leveling.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Considerações iniciais	1
1.2. Objetivos do Estudo	2
1.3. Estrutura do trabalho	2
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1. Estaca tipo Raiz	4
2.1.1. Generalidades e histórico	4
2.1.2. Procedimento executivo	4
2.2. Determinação de capacidade de carga	7
2.2.1. Método de Aoki e Velloso	7
2.2.2. Método de Decourt-Quaresma	9
2.3. Conceito de Tirante	11
2.4. Considerações sobre o conceito de rigidez	13
2.4.1. Estaca	13
2.4.2. Tirante	14
2.5. Atrito Negativo	15
2.5.1. Conceitos	15
2.5.2. Atrito negativo como um carregamento adicional	17
2.5.3. Carga admissível de estaca sujeita a atrito negativo	18
2.5.4. Estimativa do atrito negativo	19
2.5.4.1. Método de Johannessen e Bjerrum (1965)	19
2.5.4.2. Endo et al. (1969)	19
3. LOCALIZAÇÃO DA OBRA E CARACTERIZAÇÃO DO SUBSOLO	22
3.1. Mapeamento geológico-geotécnico da baixada de Jacarepaguá (1983)	22
3.2. Perfil Geológico-geotécnico do terreno	23
4. DESCRIÇÃO DO PROJETO ORIGINAL	24
4.1. O Aterro	24
4.2. As estacas	26

4.3.	Os Prédios	27
4.4.	Diagnóstico do problema	28
5.	SOLUÇÕES ADOTADAS PARA OS REFORÇO DE FUNDAÇÕES	29
5.1.	As estacas	31
5.2.	Os tirantes	33
6.	RENIVELAMENTO DE ESTRUTURAS	35
6.1.	Renivelamentos dos pilares P50 e P58	39
6.2.	Renivelamento dos pilares PES 3 e PES 4	43
7.	ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE UM REFORÇO DE FUNDAÇÃO COM USO SIMULTÂNEO DE ESTACA E TIRANTE	51
7.1.	Dados de suporte para a análise das cargas de trabalho e rigidezes	51
7.1.1.	Geometria do reforço de fundação	51
7.1.2.	Características e parâmetros do reforço de fundação e do solo	52
7.1.3.	Atrito negativo	55
7.1.4.	Capacidade de carga da estaca pré-moldada	56
7.1.5.	Capacidade de carga da estaca tipo raiz	57
7.1.5.1.	Método de Aoki-Velloso	57
7.1.5.2.	Método de Décourt-Quaresma	59
7.2.	Análise e determinação das cargas de trabalho e rigidezes	60
7.2.1.	Sistemas isostáticos	61
7.2.2.	Sistema hiperestático	62
8.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	68
8.1.	Conclusão	68
8.2.	Sugestões para trabalhos futuros	68
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	70
	APÊNDICE: SONDAÇÃO SP-09	72

LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1: Esquema de processo executivo de estaca raiz (ESTE 2016)-----	7
Figura 2-2: Partes constituintes de um tirante (YASSUDA e DIAS, 1996) -----	12
Figura 2-3: Transferência de carga de estacas: (a) camada de baixa resistência seguida de camada de alta resistência; (b) camada de alta resistência desde a superfície (adaptado de Danziger e Danziger 1982) -----	14
Figura 2-4: Transferência de carga de tirantes (adaptado de Danziger e Danziger 1982) -----	15
Figura 2-5: Causas do atrito negativo: (a) adensamento de argila amolgada; (b) adensamento de argila por aterro; (c) idem por rebaixamento do lençol d'água; (d) idem por alívio de poropressões em lençol confinado (Velloso e Lopes, 2012) -----	16
Figura 2-6: O atrito negativo como sobrecarga: (a) caso de Q_n forte; (b) caso de Q_n fraco; (c) aplicações de sobrecargas temporárias (Velloso e Lopes, 2012)-----	18
Figura 2-7: Perfil do subsolo e instrumentação (Endo et al, 1969)-----	20
Figura 3-1: Localização da área do mapeamento geológico-geotécnico no Município do Rio de Janeiro e sondagem II (Cabral, 1983) -----	22
Figura 4-1: Esquema geral do aterro estruturado -----	25
Figura 5-1: Reforço de fundação com uso simultâneo de estaca tipo raiz e tirante, ligado ao bloco da fundação original -----	29
Figura 5-2: Reforço de fundação com uso simultâneo de estaca tipo raiz e tirante, ligado ao pilar original através de perfil metálico -----	29
Figura 5-3: Reforço de fundação convencional com uso de estacas raiz -----	30
Figura 5-4: Reforço de fundação com uso de estaca raiz para pilares parede dos elevadores – posição das estacas do PES 3 e PES 4 -----	31
Figura 5-5: Alternativas de execução das estacas raiz -----	33
Figura 5-6: Exemplo de sistema estrutural e esforços solicitantes -----	34
Figura 6-1: Esquema da estrutura para renivelamento de pilar metálico (CP5-P50) --	36
Figura 6-2: Estrutura para renivelamento de pilar metálico -----	36
Figura 6-3: Esquema da estrutura para renivelamento dos pilares parede PES3 e PES4 em planta-----	37
Figura 6-4: Detalhes da estrutura para renivelamento dos pilares parede PES3 e PES4 em vista-----	37

Figura 6-5: Esquema da estrutura para renivelamento dos pilares parede PES3 e PES4 em vista-----	38
Figura 6-6: Mãos francesas para renivelamento do pilar PES 3-----	38
Figura 6-7: Reforço de fundações do prédio CP-BL5 – indicação dos pilares macaqueados em planta -----	39
Figura 6-8: Posicionamento do extensômetro: (a) no tirante; (b) na região da viga sobre a nova estaca; (c) no bloco abaixo do pilar -----	40
Figura 6-9: Posicionamento de macaco hidráulico em tirante-----	40
Figura 6-10: Prolongamento dos pilares metálicos (a) detalhes das fases (b) pilar com prolongamento finalizado-----	42
Figura 6-11: Arranjo dos conjuntos macaco-manômetro-bomba e localização dos indicadores de deslocamento nas posições 1, 2, 3 e 4 -----	44
Figura 6-12: Região a ser escavada entre os blocos antigos e as novas vigas-----	44
Figura 6-13: Posicionamento dos calços -----	49
Figura 7-1: Planta e corte do reforço de fundação do pilar P50 -----	52
Figura 7-2: Espessuras e parâmetros do subsolo-----	53
Figura 7-3: Características da viga de reforço de fundação do pilar P50-----	54
Figura 7-4: Sistema, carregamentos e reações (a) situação “I” (b) situação “II” -----	61
Figura 7-5: Sistema estrutural e carregamento – situações “III” e “IV” -----	62
Figura 7-6: Diagramas de esforços normais da estaca pré-moldada-----	63
Figura 7-7: Esquema de diagramas de esforços normais da estaca raiz – situação “III” -----	64
Figura 7-8: Esquema de diagramas de esforços normais da estaca raiz – situação “IV” -----	64
Figura 7-9: Diagramas de esforços normais do tirante-----	65
Figura 7-10: Curva carga x recalque da prova de carga à compressão estática da estaca raiz PC7A -----	66

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1: Diâmetros nominais e diâmetros dos revestimentos de estacas raiz (NBR 6122:2010)-----	5
Tabela 2-2: Valores de K_{av} e α_{av} sugeridos por Aoki e Velloso (1975)-----	8
Tabela 2-3: Valores de F1 e F2 segundo Aoki e Velloso (1975) e Velloso et al. (1978)	9
Tabela 2-4: Coeficientes α (Quaresma et. al., 1996) -----	10
Tabela 2-5: Coeficientes β (Quaresma et. al., 1996) -----	10
Tabela 2-6: Coeficientes KDQ (Decourt-Quaresma, 1978)-----	10
Tabela 3-1: Resumo da classificação dos solos, espessuras das camadas e valores de N_{SPT} -----	23
Tabela 4-1: Parâmetros de projeto do aterro estruturado -----	25
Tabela 4-2: Dados dos prédios -----	27
Tabela 6-1: Pilares renivelados-----	35
Tabela 6-2: Cargas aplicadas pelos macacos e respectivos deslocamentos dos pilares -----	43
Tabela 6-3: Esforços da superestrutura do elevador dos pilares PES3/PES4 -----	45
Tabela 6-4: Referência de cargas a serem aplicadas pelos macacos no primeiro estágio do renivelamento -----	46
Tabela 6-5: Cargas aplicadas pelos macacos no primeiro estágio do renivelamento e deslocamentos dos pilares-----	46
Tabela 6-6: Cargas aplicadas pelos macacos no segundo estágio do renivelamento e deslocamentos dos pilares-----	47
Tabela 6-7: Cargas aplicadas aos pilares-parede para o corte -----	48
Tabela 6-8: Cargas aplicadas pelos macacos para renivelamento e respectivos deslocamentos dos pilares-----	49
Tabela 7-1: Características da estaca pré-moldada de fundação do pilar P50 -----	53
Tabela 7-2: Características da estaca tipo raiz de reforço de fundação do pilar P50 -	53
Tabela 7-3: Características do tirante de reforço de fundação do pilar P50 -----	54
Tabela 7-4: Valores de entrada para o cálculo do atrito negativo -----	55
Tabela 7-5: Atrito negativo -----	55
Tabela 7-6: Capacidade de carga ao longo do fuste da estaca pré-moldada -----	56
Tabela 7-7: Capacidade de carga da ponta da estaca pré-moldada -----	57
Tabela 7-8: Capacidade de carga ao longo do funte da estaca raiz -----	58
Tabela 7-9: Capacidade de carga da ponta da estaca raiz -----	58
Tabela 7-10: Capacidade de carga ao longo do funte da estaca raiz -----	59

Tabela 7-11: Capacidade de carga da ponta da estaca raiz-----	60
Tabela 7-12: Interações para obtenção das cargas de trabalho e rigidezes axiais – caso “III” -----	65
Tabela 7-13: Interações para obtenção das cargas de trabalho e rigidezes axiais – caso “IV” -----	66

1. INTRODUÇÃO

1.1. Considerações iniciais

Fundação é o elemento de uma estrutura responsável por transmitir as cargas para o terreno. Essa transmissão deve ser feita de forma adequada, ou seja, sem gerar problemas de qualquer natureza para a estrutura. Portanto a transferência deve ser realizada com segurança em relação à ruptura e com recalques compatíveis com a estrutura. No entanto são comuns os casos de construções cujas fundações apresentam ou poderão passar a apresentar mau desempenho devido à erros de premissa ou em casos em que não são previstos mecanismos futuros durante o seu dimensionamento.

Essas fundações, portanto, passam a necessitar de reforço, que representa uma intervenção no sistema solo-fundação-estrutura existente, e que precisa ser estudado com atenção. O presente trabalho aborda dois casos de reforço associados ao renivelamento da estrutura, necessário quando o mau desempenho da fundação gera, além de danos estruturais, danos arquitetônicos e funcionais. O renivelamento, portanto, se torna interessante por reestabelecer a estética original e a funcionalidade da edificação, evitar as más impressões e preocupações dos usuários e contribuir para o solucionamento dos problemas de refluxos ou rupturas de redes de esgotos e/ou águas pluviais, mal funcionamento de portas, janelas e elevadores etc.

Mais especificamente, neste trabalho é apresentado um caso de obra de reforço de fundações profundas em solo com espessa camada de argila muito mole, além de renivelamento de dois tipos de pilares. É dado destaque ao uso simultâneo de estaca raiz e tirante pré-tensionado utilizados como reforço de fundação de um dos pilares da obra.

As estacas raiz são amplamente conhecidas pela forte aplicação em reforço de fundação, visto que alcançam grandes profundidades, perfuram rocha e concreto, não provocam choques nem vibrações e, principalmente, são executadas por perfuratrizes de pequenas dimensões que possibilitam a operação em locais de difícil acesso para outros tipos de equipamento.

Os tirantes, são também elementos importantes para um dos tipos de reforço de fundações estudado neste trabalho, pois, assim como as estacas raiz, são executados por equipamentos de pequenas dimensões e podem ser pré-tensionados.

1.2. Objetivos do Estudo

O objetivo geral deste trabalho é descrever e analisar alguns aspectos de uma obra de reforço de fundações e renivelamento de estrutura de um conjunto de prédios construídos em um terreno com espessa camada de solo mole, com fundações originais em estacas pré-moldadas. Os objetivos específicos são os seguintes:

- Abordar os tipos de reforço de fundações adotados na obra, incluindo suas características e as considerações realizadas no seu dimensionamento;
- Descrever os procedimentos executivos e os comportamentos do renivelamento em duas situações distintas;
- Estudar e avaliar o comportamento de um reforço de fundação com uso simultâneo de estaca raiz e tirante pré-tensionado.

1.3. Estrutura do trabalho

Este trabalho está dividido em 8 capítulos: Introdução, Revisão bibliográfica, Localização da obra e caracterização do subsolo do terreno, Descrição do projeto original, Soluções adotadas para os reforço de fundação, Renivelamento das estruturas, Análise do comportamento de um reforço de fundação com uso simultâneo de estaca e tirante e Considerações finais.

O capítulo atual apresenta a relevância do assunto estudado, seguida do objetivo e da breve descrição da estrutura em que se apresenta o trabalho.

O segundo capítulo aborda o embasamento teórico dos assuntos essenciais para o entendimento do trabalho. São apresentadas características da estaca raiz, os métodos de dimensionamento de fundações utilizados, a conceituação de tirante, algumas considerações sobre o conceito de rigidez e atrito negativo.

O terceiro capítulo descreve a localização da obra e a caracterização do subsolo que possui espessa camada de solo mole, além de apresentar um resumo das sondagens realizadas.

O quarto capítulo faz uma breve descrição do projeto original, os tipos de aterro empregados, os tipos de estacas e seus controles de execução, a constituição dos prédios e o provável diagnóstico do problema.

O quinto capítulo mostra os tipos de soluções adotadas para o reforço de fundações, seus comportamentos esperados, suas vantagens e desvantagens.

O sexto capítulo descreve os procedimentos de renivelamento de dois pilares de um edifício em estrutura metálica e de dois pilares parede pertencentes a um edifício de estrutura de concreto armado.

O sétimo capítulo analisa o comportamento de um reforço de fundação em viga com uso simultâneo de estaca raiz e tirante pré-tensionado, estimando o atrito negativo atuante no sistema, calculando as rigidezes dos elementos de fundação e as cargas de trabalho atuantes em cada um deles.

O oitavo capítulo apresenta as considerações finais, principais conclusões acerca do tema abordado, além de sugestões para trabalhos futuros.

São apresentadas, finalmente, as referências bibliográficas.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Estaca tipo Raiz

2.1.1. Generalidades e histórico

Segundo a NBR 6122:2010, a estaca raiz é definida como uma estaca armada e preenchida com argamassa de cimento e areia, moldada in loco, executada através de perfuração rotativa ou rotopercussiva, revestida integralmente, no trecho em solo, por um conjunto de tubos metálicos recuperáveis.

As estacas-raiz (na Itália, *pali-radice*) foram desenvolvidas, em sua origem, para a contenção de encostas, quando eram cravadas formando reticulados. Posteriormente, foram utilizadas em reforço de fundações e, em seguida, como fundações normais (Velloso e Lopes, 2012).

Essas estacas possuem vantagens com relação a outros tipos de estacas:

- Não produzem choques ou vibrações durante as suas execuções;
- Podem atravessar obstáculos como rocha e concreto;
- As perfuratrizes são, em geral, de pequeno porte, o que possibilita o trabalho em ambientes restritos;
- Podem ser executadas na vertical ou inclinadas.
- Possuem resistência à tração, através da armação do fuste da estaca.

2.1.2. Procedimento executivo

Seu processo executivo consiste basicamente de perfuração, instalação da armadura, injeção de argamassa e extração do revestimento. Essa sequência executiva, segundo Alonso (1996), NBR 6122:2010 e ABEF (2012), é detalhada abaixo e ilustrada na Figura 2-1.

1ª fase: Perfuração

A perfuração da estaca raiz é realizada por processo rotativo ou rotopercussivo, com o auxílio de um revestimento munido de sapata em sua extremidade inferior. As sapatas são dotadas de sulcos na face cortante e têm diâmetro ligeiramente maior que a composição de revestimento, podendo possuir pastilhas de wídia soldadas proximamente aos sulcos, cujo objetivo é o aumento da capacidade de abrasão. O objetivo dos sulcos é facilitar o fluxo d'água para lubrificar e resfriar a sapata e as pastilhas.

É utilizada também a circulação direta de água injetada no interior do tubo de revestimento com alta pressão para auxílio da perfuração. O material oriundo da escavação é expulso, juntamente com o fluido de perfuração, pelo espaço entre o revestimento e o terreno, alargando, com isso, o diâmetro da estaca.

Segundo a NBR 6122:2010, o diâmetro nominal é o diâmetro acabado que serve como designação para projeto de fundação. Os diâmetros dos tubos de revestimento utilizados na perfuração e os diâmetros nominais estão incluídos na Tabela 2-1.

Tabela 2-1: Diâmetros nominais e diâmetros dos revestimentos de estacas raiz
(NBR 6122:2010)

Diâmetro nominal da estaca (mm)	150	160	200	250	310	400	450
Diâmetro mínimo externo do tubo de revestimento (mm)	127	141	168	220	273	355	406

A perfuração deve ser inteiramente revestida. O revestimento é composto por segmentos rosqueados à medida que a perfuração prossegue (o comprimento mais usual varia entre 0,80 m e 1,20 m).

Conforme a NBR 6122:2010, quando ocorrerem solos muito duros ou muito compactos, pode-se executar pré-perfuração avançada por dentro do revestimento. É comum que esta perfuração seja realizada por processo percussivo através do uso de "martelo de fundo".

Tricones também podem ser utilizados na perfuração, sendo posicionados na extremidade inferior de uma composição de hastes; são utilizados quando ocorre a necessidade de limpar os testemunhos que eventualmente não são erodidos pelo fluxo d'água no interior do revestimento ou quando não se consegue mais girar a composição de revestimento, passando, os tricones, a possuírem função de avanço da perfuração.

Em solos com matacões, blocos de rocha ou embutimento em rocha, a perfuração destes materiais se dá por dentro do revestimento por meio de equipamento adequado para perfuração de rocha.

Esta operação, necessária para atravessar o matacão ou o bloco de rocha ou embutir a estaca na rocha, causa, usualmente, uma diminuição do diâmetro da estaca, chamado também de telescopagem, que deve ser considerada no dimensionamento.

2ª fase: Instalação da armadura

Após o término da perfuração e antes do início do lançamento da argamassa, limpa-se internamente o furo através da utilização da composição de lavagem e posteriormente procede-se à descida da armadura, que pode ser montada em feixe ou em gaiola que é apoiada no fundo do furo (NBR 6122:2010). Essa colocação se dá manualmente ou através de guindastes de apoio, quando a execução é a céu aberto. Quando as barras utilizadas para armadura são mais curtas do que o comprimento do furo, deve-se sobrepô-las em transpasse e evitando-se a solda.

3ª fase: Injeção de argamassa e extração do revestimento

A argamassa utilizada para as estacas raiz deve ter as seguintes características:

- Consumo de cimento acima de 600 kg/m³;
- $f_{ck} \geq 20$ MPa aos 28 dias, conforme as Normas Brasileiras NBR 6118:2007, NBR 5738:2015 e ABNT NBR 5739:2007;
- Agregado: areia e/ou pedrisco;
- Fator água/cimento entre 0,5 e 0,6;
- Deve ser adotado um coeficiente de minoração (γ_c) de 1,6.

A argamassa é bombeada por um tubo descido até a ponta da estaca. O preenchimento do furo é feito de baixo para cima, expulsando-se o fluido de circulação. Após o preenchimento do furo, os tubos de revestimento são desrosqueados e retirados através da própria perfuratriz ou com o auxílio de macacos hidráulicos. A medida que a injeção é executada são dados golpes de ar comprimido promovendo maior contato da argamassa com o solo para favorecer o atrito lateral e garantir a continuidade da argamassagem do fuste da estaca. Todavia, ultimamente esse procedimento vem sendo substituído pela injeção da própria argamassa, obtendo-se o mesmo efeito.

Após toda a retirada do revestimento, a argamassa é completada e quando se deseja que a estaca seja arrasada em uma cota inferior em relação à superfície do terreno, a mesma é executada até a superfície sendo posteriormente demolida a parte superior que não será incorporada ao bloco de coroamento.

SEQÜÊNCIA EXECUTIVA DE ESTACA RAIZ

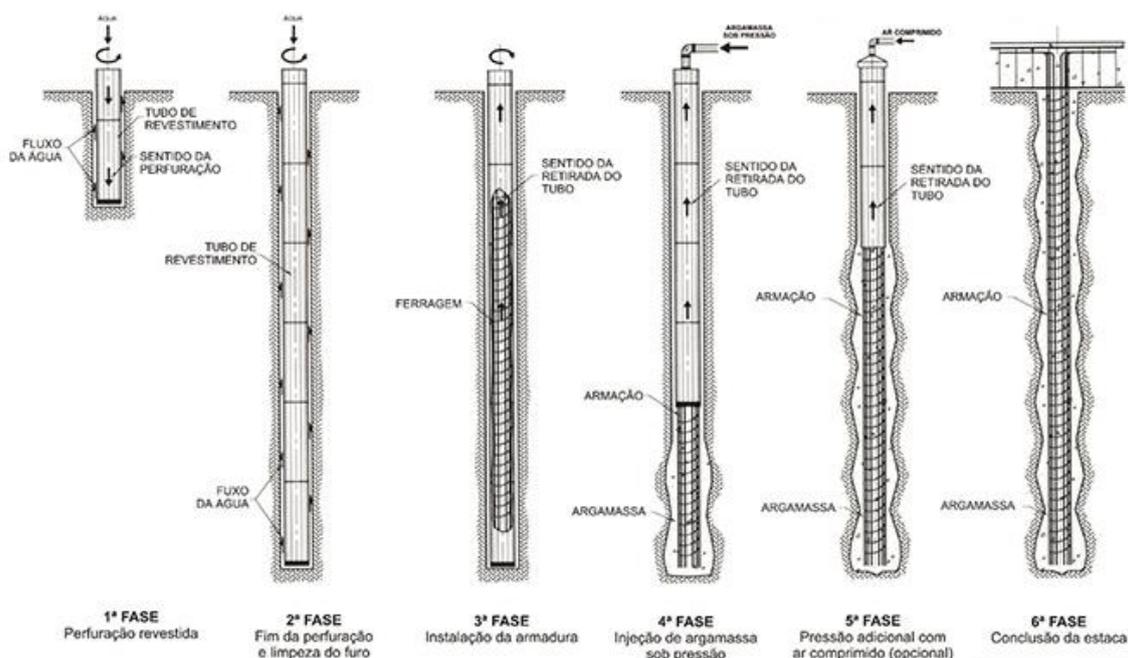


Figura 2-1: Esquema de processo executivo de estaca raiz (ESTE 2016)

2.2. Determinação de capacidade de carga

Os métodos semi-empíricos são baseados em correlações empíricas com resultados de ensaios in situ.

Em nosso país, a sondagem à percussão (com realização do SPT) é a investigação geotécnica mais difundida e realizada (Velloso e Lopes, 2002). Por isso muito frequente é o emprego de métodos de cálculo de capacidade de carga de estacas utilizando os resultados das sondagens à percussão com ensaio SPT.

A seguir são apresentados os métodos utilizados neste trabalho para determinação de capacidade de carga das estacas pré-moldadas e das estacas tipo raiz.

2.2.1. Método de Aoki e Velloso

O método de Aoki e Velloso (1975) surgiu a partir de correlações entre resultados de provas de carga em estacas, resultados de ensaios de cone (CPT) e sondagens à percussão. Para se trabalhar com dados de ensaio SPT desenvolveu-se uma correlação linear entre os dados de ensaios CPT e SPT, resultando em um coeficiente K_{av} que multiplicado pelos valores N do ensaio SPT fornece o valor da resistência de ponta do ensaio de cone. Os valores de K_{av} dependem do tipo de solo, tornando-se fundamental uma boa caracterização da amostra do amostrador SPT.

A equação 1 abaixo define o método proposto. A primeira parcela corresponde à resistência de ponta e a segunda parcela corresponde ao atrito lateral máximo.

$$Q_u = \frac{A_p \cdot K_{av} \cdot N_{pav}}{F1} + \frac{P \cdot \sum \alpha_{av} \cdot K_{av} \cdot N_m \cdot \Delta L}{F2} \quad (2-1)$$

Onde: Q_u – Carga de ruptura da estaca;

A_p e P – Área da ponta da estaca e perímetro da estaca, respectivamente;

K_{av} – Coeficiente de proporcionalidade entre a resistência de ponta unitária do ensaio de penetração estático CPT e a resistência à penetração dinâmica do ensaio SPT. Este coeficiente depende diretamente do tipo de solo;

N_{pav} – Número médio de golpes SPT próximo à ponta da estaca (no nível da ponta, a 1m acima e a 1m abaixo);

α_{av} – Coeficiente de proporcionalidade entre a resistência de ponta unitária e a resistência lateral unitária do cone, dependendo do tipo de solo;

N_m – Número médio de golpes do ensaio SPT para cada espessura considerada (ΔL);

$F1$ e $F2$ – Coeficientes existentes para levar em consideração as diferenças de comportamento entre a estaca e o cone.

Nas duas tabelas a seguir apresentam-se os valores destes coeficientes:

Tabela 2-2: Valores de K_{av} e α_{av} sugeridos por Aoki e Velloso (1975)

Solos	K (kgf/cm²)	α_{av} (%)
Areia	10	1,4
Areia siltosa	8	2,0
Areia silto argilosa	7	2,4
Areia argilosa	6	3,0
Areia argilo siltosa	5	2,8
Silte	4	3,0
Silte arenoso	5,5	2,2
Silte arenoso argiloso	4,5	2,8
Silte argiloso	2,3	3,4
Silte argilo arenoso	2,5	3,0
Argila	2	6,0
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila areno siltosa	3	2,8
Argila siltosa	2,2	4,0
Argila silto arenosa	3,3	3,0

Tabela 2-3: Valores de F1 e F2 segundo Aoki e Velloso (1975) e Velloso et al. (1978)

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

Outros autores também pesquisaram a relação entre CPT e SPT para solos de diferentes locais, como Danziger e Velloso (1986) para a cidade do Rio de Janeiro e Alonso (1980) para a cidade de São Paulo.

Segundo Velloso e Lopes (2002), nos anos 1970, quando o método foi proposto, foram introduzidas as estacas tipo raiz e não se executavam ainda estacas tipo hélice. Em três trabalhos de final de curso na UFRJ (de Rafael Francisco G. Magalhães, em 1994, Gustavo S. Raposo e Marcio Andre D. Salem, em 1999), foram feitas avaliações do método para esses novos tipos de estacas. Os valores de $F1 = 2$ e $F2 = 4$ conduziram a uma estimativa razoável, ligeiramente conservativa, das estacas raiz, hélice e ômega.

2.2.2. Método de Decóurt-Quaresma

Este método utiliza apenas resultados de ensaios SPT. A princípio, esta metodologia era utilizada para determinação da capacidade de carga de estacas pré-moldadas de concreto. Posteriormente algumas mudanças foram realizadas, através da adição de alguns coeficientes que permitem a extensão do método para diversos tipos de estacas, chegando-se aos coeficientes α e β , que consideram o tipo de estaca e de solo. Para a determinação da resistência de ponta através do N_{spt} , utiliza-se um coeficiente K_{DQ} .

Abaixo enuncia-se a formulação do método, em que a primeira parcela da soma corresponde à resistência de ponta e a segunda corresponde à resistência lateral:

$$Q_u = \alpha_{DQ} \cdot K_{DQ} \cdot N_{PDQ} \cdot A_p + P \cdot \beta_{DQ} \sum 10 \cdot \left(\frac{N_m}{3} + 1 \right) \cdot \Delta L \quad (2-2)$$

Onde: Q_u – Carga de ruptura da estaca;

α_{DQ} e β_{DQ} – Coeficientes tabelados que consideram o tipo de estaca e solo;

K_{DQ} – Variável que relaciona a resistência de ponta da estaca em função do comportamento do solo;

N_{PDQ} – Média entre o N_{SPT} correspondente à ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior;

N_m – N_{SPT} médio para cada comprimento de estaca inserido em um solo distinto;

A_p – Área da ponta da estaca;

P – Perímetro da estaca;

ΔL – Espessura de cada camada de solo considerada.

Tabela 2-4: Coeficientes α (Quaresma et. al., 1996)

Solo/Estaca	Cravada	Escavada em geral	Escavada com bentonita	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	1,0	0,85	0,85	0,30	0,85	1,0
Solos Residuais	1,0	0,60	0,60	0,30	0,60	1,0
Areias	1,0	0,50	0,50	0,30	0,50	1,0

Tabela 2-5: Coeficientes β (Quaresma et. al., 1996)

Solo/Estaca	Cravada	Escavada em geral	Escavada com bentonita	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	1,0	0,85	0,90	1,0	1,5	3,0
Solos Residuais	1,0	0,65	0,75	1,0	1,5	3,0
Areias	1,0	0,50	0,60	1,0	1,5	3,0

Tabela 2-6: Coeficientes K_{DQ} (Decourt-Quaresma, 1978)

Tipo de solo	K (kN/m ²)
Argilas	120
Siltes argilosos	200
Siltes arenosos	250
Areias	400

Os fatores de segurança propostos por Décourt (1982) se diferenciam dos estabelecidos pela NBR 6122:2010 para métodos semi-empíricos (FS= 2,0). Neste caso os autores indicam uso de fatores diferenciados para as parcelas de resistência de ponta e atrito, resultando na carga admissível:

$$Q_a = \frac{R_p}{4} + \frac{R_L}{1,3} \quad (2-3)$$

Onde: R_p – Resistência de ponta;

R_L – Resistência devida ao atrito lateral.

2.3. Conceito de Tirante

Os tirantes são definidos como:

[...] peças especialmente montadas, tendo como componente principal um ou mais elementos resistentes à tração, que são introduzidos no terreno, em perfuração própria, nas quais, por meio de injeções de calda de cimento (ou outro aglutinante) em partes dos elementos, forma um bulbo de ancoragem que é ligado à estrutura através do elemento resistente à tração e da cabeça do tirante (NBR 5629:2006, p. 1).

Segundo Yassuda e Dias (1996), da prática da engenharia sabe-se que o elemento que resiste bem a esforços de tração é o aço e, desta forma, a grande maioria dos tirantes é constituída por um ou mais elementos de aço, usualmente barras, fios ou cordoalhas.

O tirante é composto, de maneira geral, por cabeça, trecho livre e trecho ancorado, conforme ilustrado na Figura 2-2.

A cabeça é a parte que suporta a estrutura. Existem várias configurações para a cabeça, dependendo do tipo de tirante, mas, genericamente, é constituída de placa de apoio, cunhas de grau, porcas e contra porcas, além da proteção em concreto.

O trecho livre é a região onde as barras, os fios ou as cordoalhas constituintes do tirante são isoladas da calda de cimento. O isolamento tem a função de permitir o alongamento livre do trecho quando se aplica carga, tornando a protensão possível. Para isso, usa-se usualmente um tubo ou mangueira (bainha) e graxa para proteger essa região.

Esse é o trecho de alongamento livre quando aplicada carga. Segundo a NBR 5629:2006, o tirante não pode ter um trecho livre com comprimento inferior a 3m. Entende-se que os 3 m citados se referem à distância da cabeça ao início do bulbo, que efetivamente transmitirá cargas ao terreno.

Por fim, o trecho ancorado é a região onde o elemento constituinte do tirante (barras, fios ou cordoalhas) está em contato com a calda de cimento, a qual forma o bulbo de ancoragem. É essa a região responsável por transmitir os esforços de tração do tirante para o terreno, através do atrito gerado entre o bulbo e o solo.

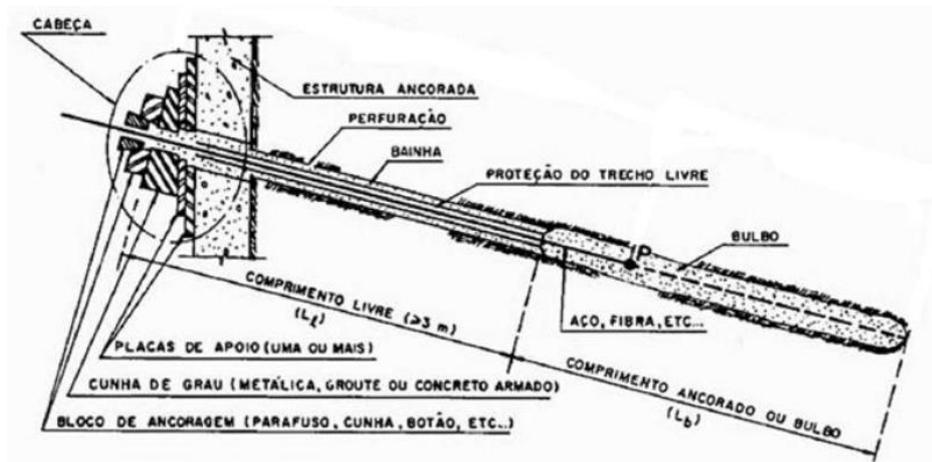


Figura 2-2: Partes constituintes de um tirante (YASSUDA e DIAS, 1996)

Segundo Yassuda e Dias (1996), o aço constituinte do tirante deve suportar o esforço com uma segurança adequada em relação ao escoamento e ainda deve ter uma proteção adequada contra a corrosão, conforme definido na norma brasileira, para garantir sua durabilidade. O bulbo não deve se romper por arrancamento e nem deforma-se em demasia em função de cargas de longa duração, por efeito de fluência, com uma margem de segurança adequada. Os valores do fator de segurança da NBR 5629:2006 são de 1,75 e 1,5 com relação ao arrancamento, respectivamente para tirantes definitivos e provisórios.

A função básica do tirante é transmitir um esforço externo de tração para o terreno, através do bulbo. O esforço externo, ao ser aplicado na região da cabeça do tirante, é transferido para o bulbo de ancoragem através do elemento resistente à tração, normalmente o aço, pertencente ao trecho livre.

O aço constituinte do tirante deve suportar o esforço com uma segurança adequada em relação ao escoamento e ainda deve ter uma proteção adequada contra a corrosão, conforme definido na NBR 5629:2006, para garantir sua durabilidade.

Os tirantes podem ser classificados em ativos ou passivos. Os tirantes são ditos ativos quando há a protensão dos mesmos, e passivos, quando não são protendidos, ou seja, começam a trabalhar (adquirem carga) apenas quando há deslocamento da estrutura em relação ao terreno, passando assim a reagir aos esforços impostos.

A capacidade de carga do bulbo de ancoragem corresponde à carga de arrancamento do tirante. Essa capacidade de carga depende das dimensões do bulbo (diâmetro e comprimento), da pressão efetiva ao redor do bulbo e das características do solo ou rocha (ver ainda Yassuda e Dias (1996) e a consulta da NBR 5629:2006).

2.4. Considerações sobre o conceito de rigidez

2.4.1. Estaca

Define-se a rigidez axial (S) de uma estaca pela equação 2-4, podendo ainda ser transformada, segundo a Lei de Hooke, na equação 2-5.

$$S = \frac{N_0}{\Delta L} \quad (2-4)$$

$$S = \frac{E \cdot A}{L} \quad (2-5)$$

Onde: N_0 – Força aplicada à estaca;

ΔL – Deslocamento da estaca na direção longitudinal;

E – Módulo de elasticidade da estaca;

A – Área da seção transversal da estaca;

L – Comprimento da estaca.

Segundo Danziger e Danziger (1982), essa definição decorre do fato de se admitir a estaca como uma haste bi-rotulada no bloco e em sua ponta, desconsiderando-se a ação do solo ao longo do fuste da mesma, ou seja, a carga de compressão ou tração é admitida constante ao longo do fuste (estaca trabalhando predominantemente por ponta).

Essa hipótese é aceitável quando as estacas atravessam camadas de baixa resistência e se embutem em camadas de alta resistência, conforme ilustra a Figura 2-3 (a), onde o fuste da estaca não transmite praticamente nenhuma carga ao solo tornando o diagrama de carga normal na estaca praticamente constante. Porém, se a estaca trabalha praticamente por atrito em uma camada de solo homogêneo e competente, a transferência de carga se dá ao longo do fuste e o diagrama de esforço normal não é mais constante como no caso anterior. Na Figura 2-3 (b) se admitiu transferência linear de carga ao longo do fuste até ser nula na ponta da estaca, sendo a rigidez axial da estaca, portanto, a apresentada na equação (2-6).

$$S = \frac{2 \cdot E \cdot A}{L} \quad (2-6)$$

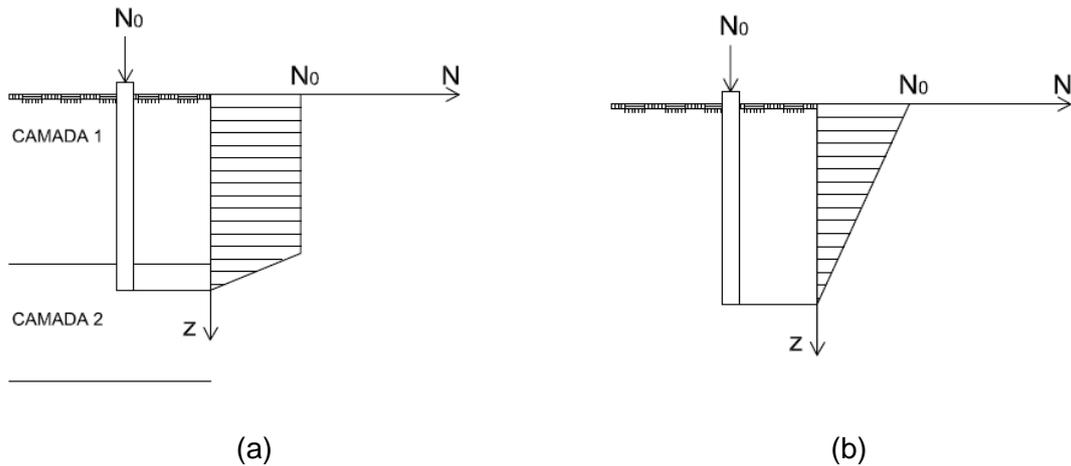


Figura 2-3: Transferência de carga de estacas: (a) camada de baixa resistência seguida de camada de alta resistência; (b) camada de alta resistência desde a superfície (adaptado de Danziger e Danziger 1982)

2.4.2. Tirante

Como visto no item 2.4.1, o valor da rigidez axial não depende apenas das características geométricas e de deformabilidade do elemento, mas depende também de como se dá a transferência de carga entre o elemento e o solo.

No caso de tirantes, o diagrama de transferência de carga, conforme Figura 2-4 é constante no trecho livre, visto que neste trecho não há transferência de carga para o solo, e pode ser dita linear no trecho ancorado, fazendo com que o deslocamento (Δl) do topo do tirante seja, portanto

$$\Delta l = \frac{N_0 \cdot l_1}{A_t \cdot E_t} + \frac{N_0 \cdot l_a}{2 \cdot A_a \cdot E_a} \quad (2-7)$$

Sendo: E_t e E_a – Módulo de elasticidade do trecho livre e ancorado, respectivamente;

A_t e A_a – Área da seção transversal dos trechos livre e ancorado, respectivamente;

l_1 e l_a – Comprimento do trecho livre e ancorado, respectivamente.

Segundo Danziger e Danziger (1982), o segundo termo da equação acima geralmente é desprezível em comparação ao primeiro, logo a equação pode ser simplificada para

$$\Delta l = \frac{N_0 \cdot l_1}{A_t \cdot E_t} \quad (2-8)$$

E a rigidez axial do tirante pode ser dada por

$$S = \frac{A_l \cdot E_l}{l_l} \quad (2-9)$$

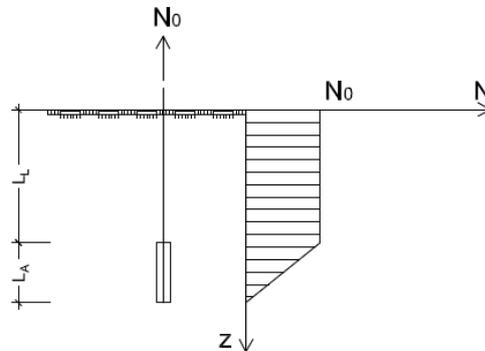


Figura 2-4: Transferência de carga de tirantes (adaptado de Danziger e Danziger 1982)

2.5. Atrito Negativo

2.5.1. Conceitos

O atrito lateral entre o solo e a estaca é considerado negativo quando o recalque do solo é maior que o recalque da estaca. Esse fenômeno faz com que a argila sobrecarregue a estaca, devendo ser considerado no dimensionamento geotécnico e estrutural do elemento da fundação. Segundo Velloso e Lopes (2012), os casos em que se manifesta o atrito negativo são os seguintes:

- Uma estaca cravada, através de uma camada de argila mole, amolga um certo volume dessa argila. A argila amolgada tende a se adensar sob a ação de seu próprio peso, o que faz com que ela recalque em relação à estaca (Figura 2-5.a). Esse efeito é tão mais severo quanto mais sensível for a argila e, para as argilas brasileiras, pode ser considerado de pequeno valor¹.
- O caso mais importante e frequente é quando estacas atravessam uma camada de argila mole sobre a qual se depositou recentemente um aterro. A argila mole, em processo de adensamento, sofre recalques e o atrito negativo

¹ Segundo Zeevaert (1983), pode-se admitir que o volume de argila amolgada seja igual ao volume da estaca. Assim, uma estaca de seção circular de diâmetro B , amolga uma coroa circular de espessura da ordem de $0,2B$. O atrito negativo decorrente desse efeito será, no máximo, igual ao peso do solo amolgado.

desenvolve-se ao longo das camadas de aterro e de argila mole (Figura 2-5.b).

- c) Um terceiro caso, semelhante ao segundo, ocorre quando se promove um rebaixamento do lençol d'água em camada de areia acima de argila mole (Figura 2-5.c) ou alívio de pressões em camada de areia abaixo de argila mole (Figura 2-5.d). Coloca-se a argila mole em processo de adensamento e provoca-se o atrito negativo nas estacas executadas naquela obra ou em estacas de obras vizinhas².
- d) As estacas cravadas em solos subadensados, em processo de adensamento sob a ação do peso próprio, também estarão sujeitas ao atrito negativo.
- e) As estacas cravadas em solos colapsíveis que, quando saturados, entram em processo de adensamento. Crê-se ter sido essa a causa dos elevados recalques em algumas obras do início da construção de Brasília, quando se desconhecia a colapsibilidade da argila porosa lá encontrada.

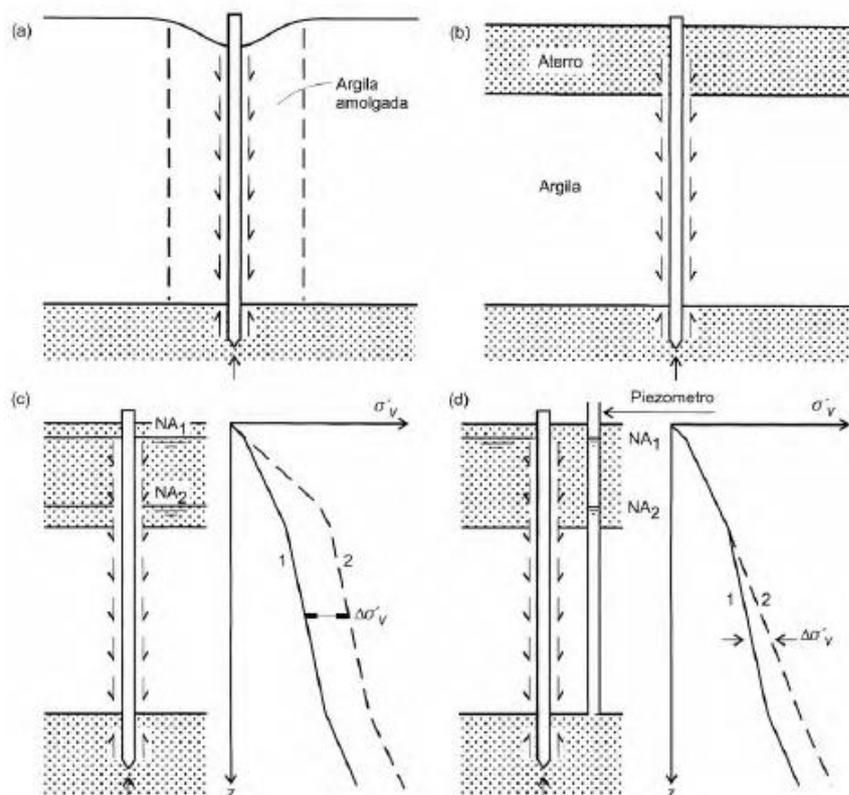


Figura 2-5: Causas do atrito negativo: (a) adensamento de argila amolgada; (b) adensamento de argila por aterro; (c) idem por rebaixamento do lençol d'água; (d) idem por alívio de poropressões em lençol confinado (Velloso e Lopes, 2012)

² Quando se construiu o metro do Rio de Janeiro ao longo da Avenida Presidente Vargas, foram constatados recalques em prédios estaqueados ao longo da avenida

Ainda segundo Velloso e Lopes (2012), em todos os casos mencionados, verifica-se que o atrito negativo decorre do adensamento de camadas de solo de baixa permeabilidade. Conseqüentemente, é um fenômeno que se desenvolve ao longo do tempo, crescendo até atingir um valor máximo. Na bibliografia sobre o assunto, fica claro que o atrito negativo é um problema de recalque da fundação. Ele não é capaz de levar à ruptura uma estaca por perda da capacidade de carga do solo, pois essa ruptura seria precedida de um recalque da estaca em relação ao solo que inverteria o sinal do atrito. Teoricamente, pelo menos, seria possível a ruptura estrutural da estaca, seja por compressão, seja por flambagem (Combarieu, 1985).

Como já foi dito, o atrito é negativo quando o recalque do terreno em torno da estaca é maior do que o da estaca, enquanto que o atrito é positivo quando o recalque do terreno é menor do que o da estaca. Portanto, haverá uma certa profundidade onde os recalques do solo e da estaca serão iguais, não existindo deslocamento relativo entre o solo e a estaca. Essa profundidade recebe o nome de ponto neutro.

Quando há apenas uma camada de argila mole sobrejacente ao solo competente, não há dúvida de que o ponto neutro se situa na base dessa camada, ou um pouco acima (se ela for muito espessa). Entretanto, em alguns casos da prática, quando há uma seqüência de camadas de baixa consistência intercaladas por camadas de material de melhor qualidade, fica-se em dúvida sobre onde estaria situado o ponto neutro (ou até que camada se deve considerar geradora de atrito negativo). Nesses casos, é preciso elaborar um perfil de recalques do terreno provocados pelo aterro, e acrescentar uma linha ou perfil que represente o recalque esperado para a estaca; o ponto neutro estaria onde os perfis se cruzassem (Velloso e Lopes, 2012).

2.5.2. Atrito negativo como um carregamento adicional

O atrito negativo é um carregamento adicional que deve ser somado às cargas aplicadas no topo da estaca e considerado na capacidade de carga. Segundo Combarieu (1985), quando uma estaca atravessa uma camada de solo compressível que se adensa e provoca sobre a estaca um atrito negativo Q_n , se no topo da estaca for aplicada uma carga permanente Q , tem-se um diagrama de esforços normais na estaca como mostrado na Figura 2-6 (a) ou (b).

Ao se aplicar uma sobrecarga temporária S ao topo da estaca, o diagrama de esforços normais tem a configuração mostrada na Figura 2-6 (c), em que a sobrecarga S não se soma às forças Q_n e Q . Ela provoca deformações elásticas na estaca, que produzem, local e temporariamente, uma redução do atrito negativo pela inversão do deslocamento relativo entre solo e estaca.

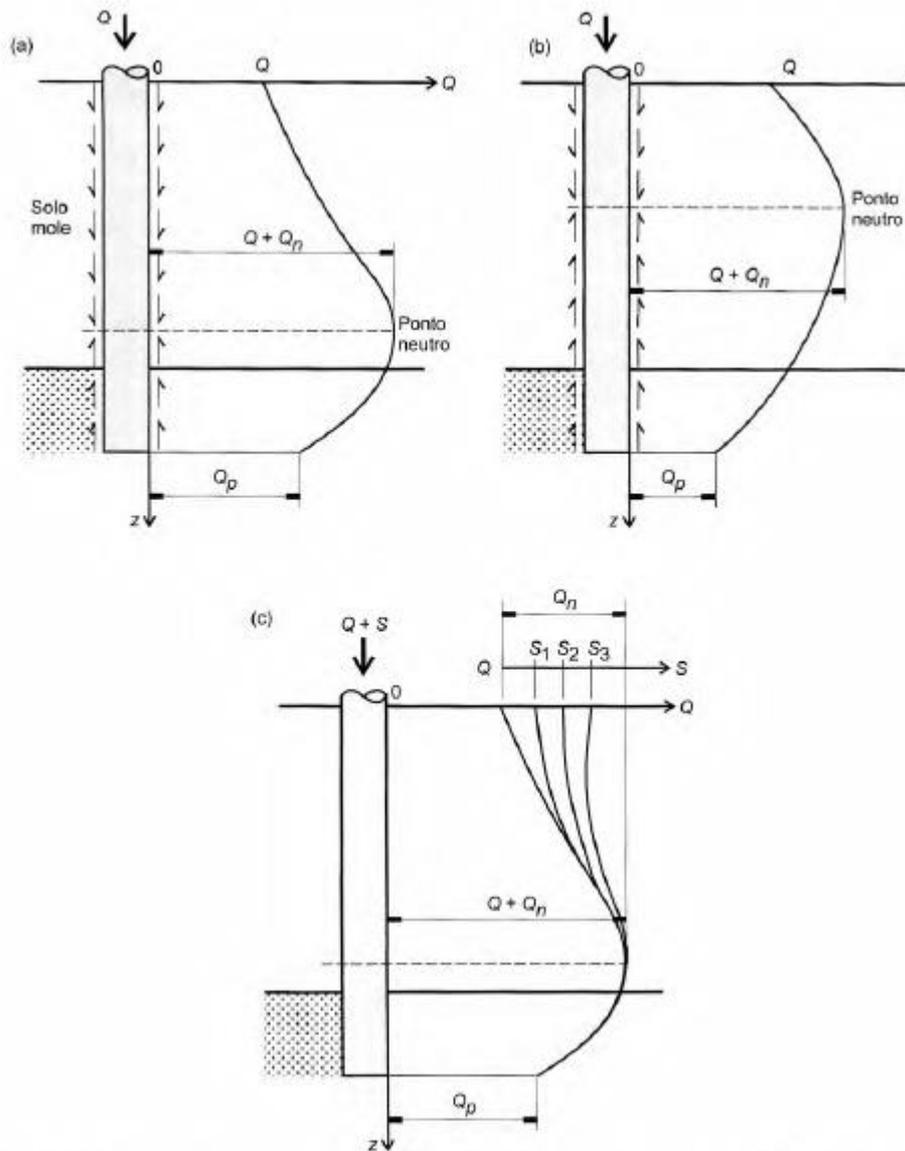


Figura 2-6: O atrito negativo como sobrecarga: (a) caso de Q_n forte; (b) caso de Q_n fraco; (c) aplicações de sobrecargas temporárias (Velloso e Lopes, 2012)

2.5.3. Carga admissível de estaca sujeita a atrito negativo

A norma brasileira NBR 6122:2010 propõe, em termos de fator de segurança global, que a carga admissível de uma estaca sujeita a atrito negativo seja calculada pela expressão:

$$Q_{adm} = \frac{Q_{p,ult} + Q_{l,utl}}{FS} - Q_n \quad (2-10)$$

Onde: $Q_{p, ult}$ – Capacidade de carga de ponta na ruptura;

$Q_{l, ult}$ – Capacidade de carga lateral positiva na ruptura (que se desenvolve abaixo do ponto neutro);

FS – Fator de segurança global (cujo emprego é conhecido como "método de valores admissíveis").

Em termos de fatores de segurança parciais, também conhecido como "método de valores de projeto", a norma estabelece que a carga admissível pode ser obtida com:

$$Q_{rd} = \frac{Q_{p,ult} + Q_{l,ult}}{\gamma_x} - Q_n \times \gamma_f \quad (2-11)$$

Onde: γ_x – Fator de minoração de resistências;

γ_f – Fator de majoração das ações.

Para o valor do fator de segurança e os coeficientes de minoração deve-se consultar a NBR 6122:2010.

2.5.4. Estimativa do atrito negativo

A seguir são apresentados resumidamente os métodos de estimativa de atrito negativo utilizados neste trabalho.

2.5.4.1. Método de Johannessen e Bjerrum (1965)

Johannessen e Bjerrum (1965) realizaram testes em estacas metálicas instrumentadas sujeitas a atrito negativo. Durante os testes foram realizadas medidas de poropressão, conhecendo-se as tensões efetiva e verificando-se que o atrito negativo é proporcional à tensão efetiva. Com isso o método propõe a equação 12 para o cálculo da carga de atrito lateral máxima (Q_n).

$$Q_n = K \cdot \text{tg}(\Phi'_a) \cdot U \int_0^z \sigma'_v \, dz \quad (2-12)$$

Onde: K – Coeficiente de empuxo lateral;

U – Perímetro da estaca;

Φ'_a – Ângulo de atrito estaca-solo;

z – Profundidade máxima da camada de argila;

σ'_v – Tensão vertical efetiva.

Segundo os autores, os valores de $K \cdot \text{tg}(\Phi'_a)$ estariam entre 0,18 e 0,26.

2.5.4.2. Endo et al. (1969)

Endo et al. apresentou um estudo realizado no Japão em quatro estacas cravadas instrumentadas durante três anos. O perfil do solo no local consiste em um

aluvião sobre um rio cuja primeira camada de solo é composta por areia siltosa com espessura de 10 m seguida de uma camada de silte de 15 metros de espessura e camadas alternadas de limo e silte arenoso com espessura de 19 metros.

A poropressão no local foi afetada pelo bombeamento na camada de silte inferior cuja finalidade era obter água para uma planta industrial, criando um gradiente descendente no local. Tal fator acarretou no adensamento dos solos provocando o atrito negativo.

A Figura 2-7 mostra o perfil do subsolo do terreno, a instrumentação realizada na estaca e a instrumentação para medida de poropressão.

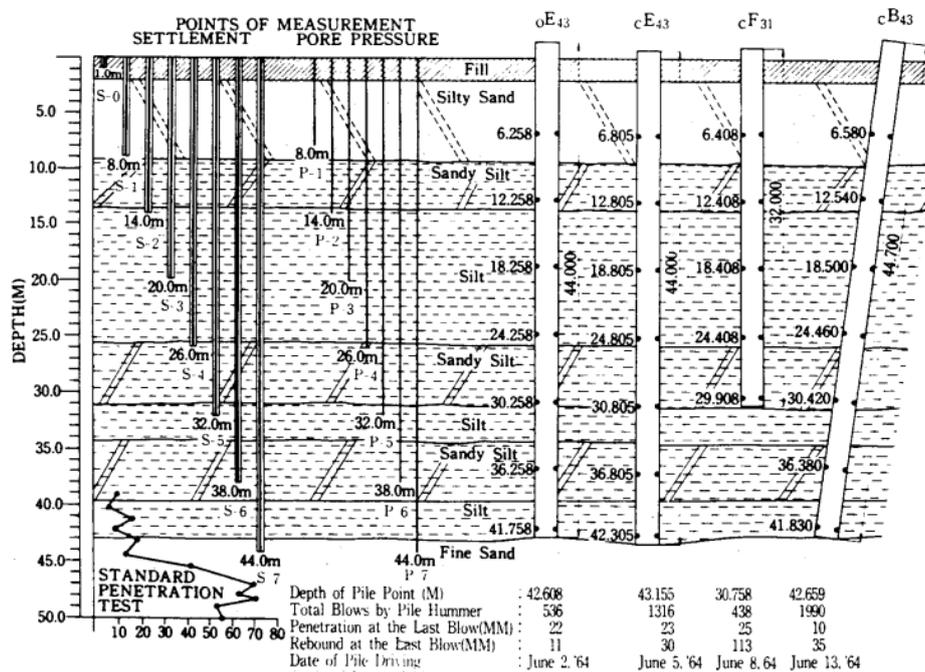


Figura 2-7: Perfil do subsolo e instrumentação (Endo et al, 1969)

Resumidamente, as principais considerações sobre o método são:

- Os autores demonstram experimentalmente que o ponto neutro se situa entre 0,73 e 0,78 do comprimento da estaca na camada compressível;
- O método é capaz apenas de estimar o atrito negativo máximo mobilizado e considera o atrito negativo da estaca na argila como ocorrendo na condição drenada;
- O método é capaz de levar em conta o comportamento diferenciado de estacas com ponta aberta e fechada;
- Segundo Endo et al. (1969), os valores de $K \cdot \tan(\delta)$ estariam entre 0,30 e 0,35.

Os autores propõem que o valor máximo do atrito negativo (Q_n) pode ser dado pela equação 15.

$$Q_n = \eta \cdot K \cdot \text{tg}(\delta) \cdot U \int_0^{h_n} \sigma'_v \, dz \quad (2-13)$$

Onde: η – Coeficiente relacionado com a ponta (1,0 ponta maciça, 0,6 ponta aberta);

K – Coeficiente de empuxo lateral;

U – Perímetro da estaca;

δ – Ângulo de atrito estaca-solo;

σ'_v – Tensão vertical efetiva;

βl – Profundidade do ponto neutro ($0,73 < \beta < 0,78$);

l – Comprimento da estaca na camada mole.

3. LOCALIZAÇÃO DA OBRA E CARACTERIZAÇÃO DO SUBSOLO

O terreno onde se encontra a obra abordada neste trabalho está localizado em Jacarepaguá, município do Rio de Janeiro – RJ.

3.1. Mapeamento geológico-geotécnico da baixada de Jacarepaguá (1983)

Segundo Cabral (1983), no mapeamento geológico-geotécnico da Baixada de Jacarepaguá foram observados essencialmente dois tipos de solos sedimentares: areias marinhas e lagunares e argilas orgânicas com turfas. Este mapeamento envolveu aproximadamente 236 km² da Região Sul do Rio de Janeiro. Para elaboração do plano piloto de urbanização, quatro sondagens foram consideradas como típicas da Baixada de Jacarepaguá. O terreno em estudo localiza-se próximo da sondagem II, cujo perfil evidencia uma camada de argila de aproximadamente 12m de espessura, conforme Figura 3-1.

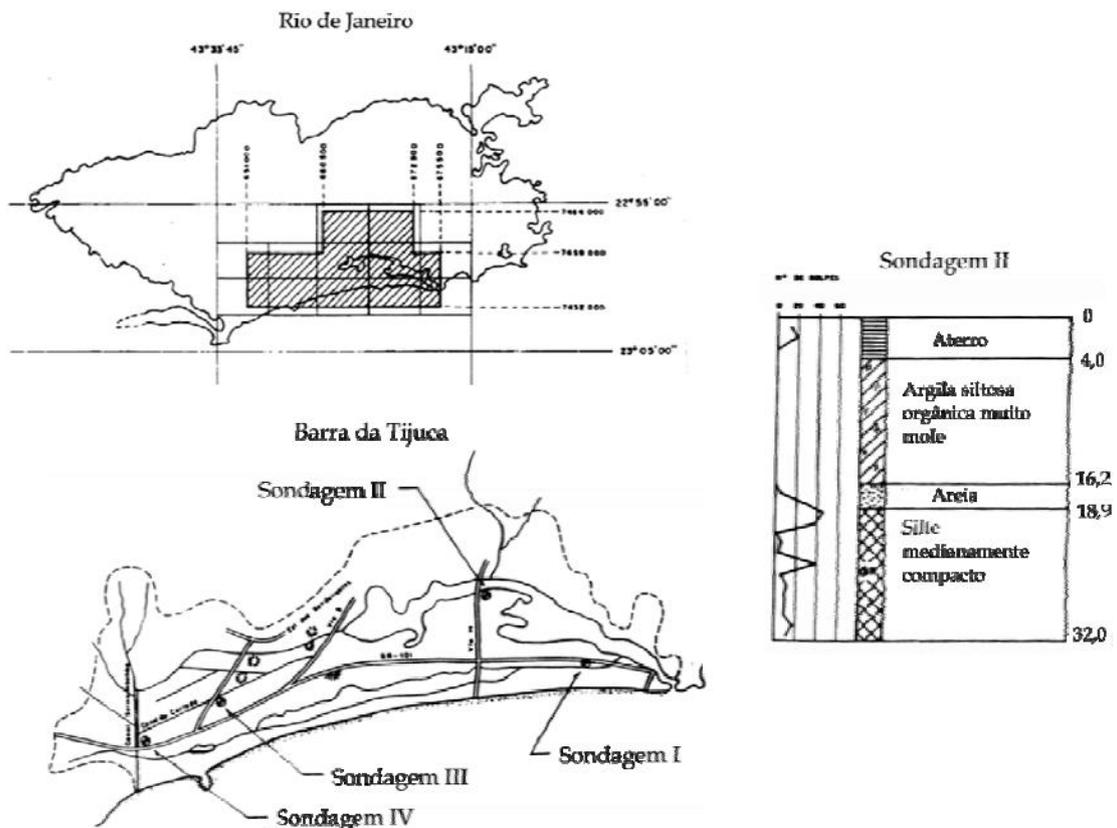


Figura 3-1: Localização da área do mapeamento geológico-geotécnico no Município do Rio de Janeiro e sondagem II (Cabral, 1983)

3.2. Perfil Geológico-geotécnico do terreno

A autora deste trabalho teve acesso a um total de 109 boletins de sondagem executadas no terreno referente ao desenvolvimento deste estudo.

Tais sondagens indicam a presença de uma camada de argila muito mole com espessura variável. Na parte frontal do terreno, observam-se espessuras de solo mole de até 13m, enquanto no fundo do terreno a espessura de solo compressível chega a alcançar apenas 2m.

Este trabalho irá abordar o reforço de fundação realizado em apenas um trecho do terreno, no entanto outras áreas também sofreram ou sofrerão reforço.

No trecho em questão, existem boletins de sondagem realizados por três campanhas pré-construção (2001, 2004 e 2005) e boletins de sondagem realizados por 2 campanhas pré-reforço de fundações (2015 e 2016). Uma das campanhas pré-reforço de fundações indicou impenetrável à percussão devido a provável rocha ou matacão logo abaixo da camada de argila muito mole em todas as suas sondagens. Porém as demais campanhas conseguiram avançar pelas camadas de areia, pedregulhos e solo residual também por percussão. Com isso as sondagens desta campanha não foram utilizadas nos dimensionamentos do reforço de fundação abordado neste trabalho.

A partir das sondagens realizadas pré-reforço de fundação resumidas na Tabela 3-1 as classificações dos solos, os valores mínimos e máximos das espessuras das camadas e os valores de N_{SPT} .

Tabela 3-1: Resumo da classificação dos solos, espessuras das camadas e valores de N_{SPT}

Camada	Classificação	Espessura (m)		N_{SPT}	
		Mínima	Máxima	Mínimo	Máximo
1	Aterro	3	4,35	1	16
2	Areia fina e média fofa	0	1,65	4	4
3	Argila muito mole cinza escura	7,45	10	0/100	2/30
4	Argila pouco arenosa	0	1,3	8	24
5	Areia média pouco compacta a/ou medianamente compacta cinza	0	2,56	6	16
6	Pedregulhos	0	0,24	-	-
7	Solo residual	1,23	22,06	3	62

4. DESCRIÇÃO DO PROJETO ORIGINAL

A obra original iniciou-se em 2004 com a construção da primeira camada de aterro e teve sua inauguração em 2008, após a construção dos edifícios. Nos itens seguintes deste capítulo serão descritos os tipos de aterro adotados na obra, além das estacas de fundação tanto dos prédios como do aterro estruturado, algumas características dos edifícios e a provável causa dos recalques responsáveis pela obra de reforço de fundações e renivelamento de edifícios.

4.1. O Aterro

O terreno recebeu aterros executados em duas etapas. A primeira etapa constituiu-se do aterro de conquista, com espessura próxima de 60 cm. A segunda refere-se aos aterros até a cota de soleira; Somado ao aterro de conquista totaliza 3,00 a 4,35 m de espessura na região do terreno abordada neste trabalho.

Na segunda etapa foi realizado o aterro reforçado e estaqueado em todo o terreno, exceto nos fundos, onde a camada de solo mole é pequena e abaixo de onde seriam construídos os prédios. Nestes locais foram adotados aterros convencionais.

Para distribuir as tensões verticais para as estacas e suportar a carga do aterro, foram utilizadas geogrelhas com alto módulo de resistência, permitindo um maior espaçamento entre as estacas, fator que contribuiu na época para redução do prazo e dos custos envolvidos na obra. Um esquema geral do aterro estruturado pode ser visto na Figura 4-1.

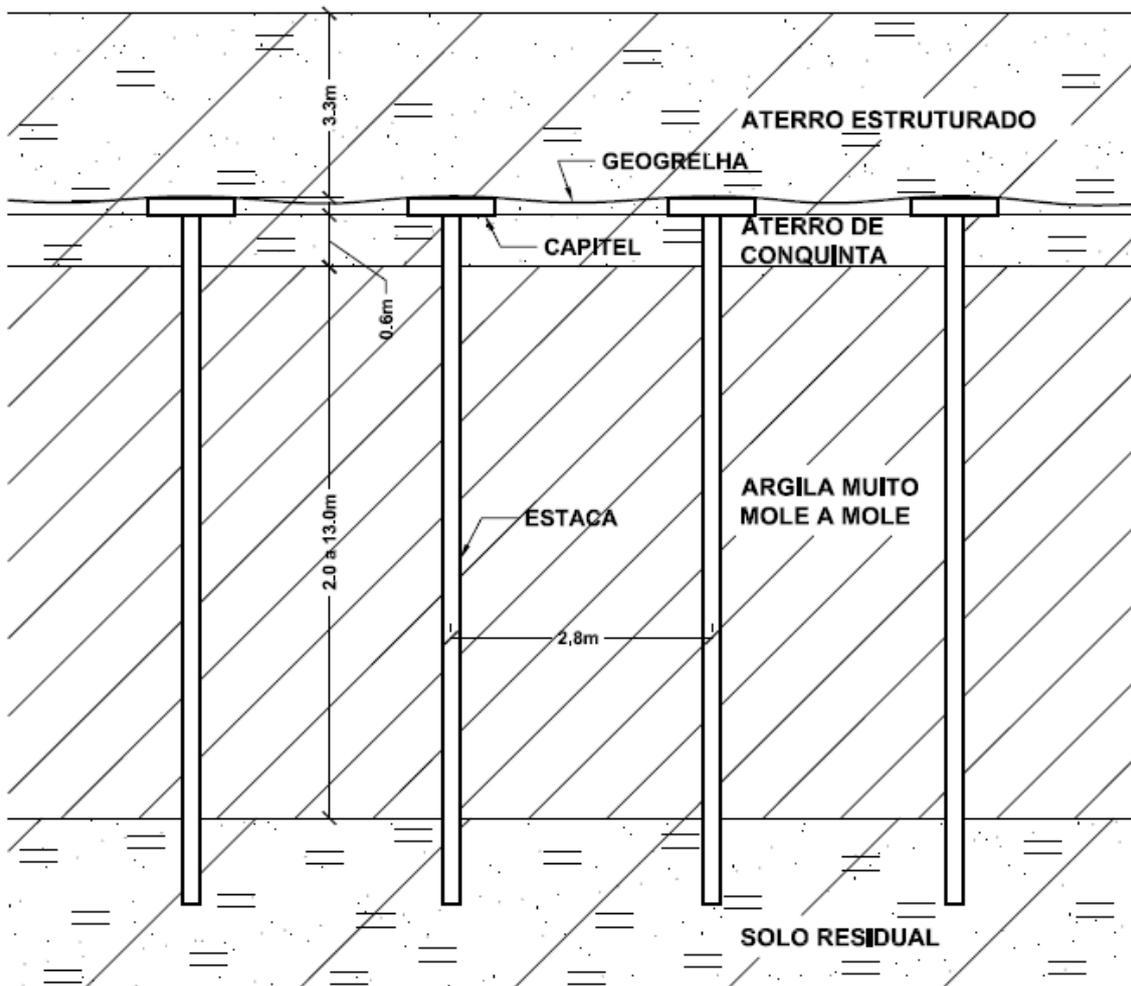


Figura 4-1: Esquema geral do aterro estruturado

A sequência construtiva adotada estabelecia a instalação da geogrelha sobre os capitéis e emenda por transpasse de 0,5 m de largura costuradas com corda de poliéster. Na Tabela 4-1 são apresentados os parâmetros de projeto do aterro estruturado.

Tabela 4-1: Parâmetros de projeto do aterro estruturado

Configuração da malha	Malha quadrada
Tipo de estacas	Pré-moldadas de concreto
Dimensões da seção transversal das estacas (cm)	20x20
Comprimento das estacas (m)	Variável
Tipo e largura do capitel (m)	Concreto moldado "in loco" 1,00x1,00
Tipo e camadas de geogrelha	uma camada de geogrelha biaxial com 200,0 kN/m FORTRAC R 200/200 - 30
Altura de aterro sobre o reforço (m)	Variável

4.2. As estacas

O aterro estruturado possui aproximadamente dez mil estacas e o conjunto de prédios mais duas mil, totalizando doze mil estacas, todas pré-moldadas. Parte das estacas é de concreto protendido (fabricação Benaton e Protendit) e parte, em concreto extrusado (fabricação Cassol). No aterro estruturado foram utilizadas estacas de 20x20cm da Benaton e da Cassol e, na área dos prédios, estacas de $\phi 23$, $\phi 26$, $\phi 33$, $\phi 38$, $\phi 42$, $\phi 50$ e $\phi 52$ cm da Benaton e 21,5x21,5, 23,5x23,5, $\phi 36$, $\phi 42$ e $\phi 52$ cm da Protendit.

A execução do estaqueamento foi feita com base na norma NBR 6122:1996 e para garantir uma adequada uniformidade de cravação e reduzir o risco de mau desempenho das fundações foram realizadas as seguintes medidas de controle de estaqueamento:

- Medição de dois valores de nega para 10 golpes com altura de queda estabelecida, no final da cravação de cada estaca;
- Medição de 10 valores de repique nas estacas mais próximas as sondagens;
- Execução de diagrama de cravação para todas as estacas do aterro estruturado. Vale salientar que a norma recomenda a sua execução em pelo menos 20 % das estacas da obra;
- Execução de provas de carga estática e dinâmica;
- Verificação de possíveis danos à integridade das estacas cravadas com elementos de pouca idade, através da avaliação da resistência à compressão do concreto pós-cravação de corpos de prova retirados por carotagem de 4 estacas de pouca idade com maior número de golpes.

Pela norma, deveriam ser realizadas 120 provas de carga estática ou 360 ensaios de carregamento dinâmico, porém foram realizados somente 8 provas de carga estática, todas no aterro estruturado, e 85 ensaios de carregamento dinâmico.

Todas as provas de carga estática apresentaram fatores de segurança maiores do que 2. Já as provas de carga dinâmica obtiveram 24 resultados inferiores ao fator de segurança mínimo com relação à resistência mobilizada, no entanto nenhuma apresentou dano estrutural.

Com isso as seguintes medidas foram tomadas:

- Uma das estacas foi recravada e obteve fator de segurança 2, em relação à resistência mobilizada, após a recravação;
- As estacas pertencentes a dois dos prédios que constituem o empreendimento tiveram a realização de novos ensaios dinâmicos;
- Reavaliação das fundações empregando fator de segurança igual a 2 nos valores de carga de ruptura obtidos nos ensaios dinâmicos para duas estacas de um dos prédios, ou seja, foram determinados novos valores de carga admissível.
- O restante das estacas com fator de segurança inferior a 2 foi aceito após análise das estacas vizinhas através dos gráficos de controle de estaqueamento e tendo em vista os valores das cargas atuantes nas mesmas.

4.3. Os Prédios

Algumas informações a respeito dos prédios abordados neste trabalho são apresentadas na Tabela 4-2.

Tabela 4-2: Dados dos prédios

Prédio	Tipo de estrutura	Nº de pavimentos	Vedação externa	Vedações internas
CP 4	Estrutura Metálica	2	Vidro	Alvenaria e gesso acartonado
CP 5	Estrutura Metálica	2	Vidro	Alvenaria e gesso acartonado
CP 6	Estrutura Metálica	2	Vidro	Alvenaria e gesso acartonado
CL	Concreto Armado	2	Alvenaria e vãos abertos	Alvenaria e gesso acartonado
SA	Concreto Armado	2	Alvenaria	Alvenaria e gesso acartonado

Esses e os demais prédios que estão sofrendo reforço de fundação fazem parte de uma área de aproximadamente um terço da área total do terreno. No entanto, já existem informações que outros prédios além desta área de um terço também precisarão de reforço futuramente.

4.4. Diagnóstico do problema

Acredita-se que o mau desempenho das fundações das edificações ocorreu devido à ruptura, no aterro estruturado, da geogrelha nas regiões de contato com os capitéis, onde há grande concentração de tensões. Essa ruptura fez com que as tensões verticais do aterro acima da geogrelha passassem a ser suportadas pela argila mole, gerando, além de atrito negativo, esforços horizontais conhecidos como efeito Tschebotarioff nas estacas de fundação dos edifícios.

Como não era esperado que este fenômeno ocorresse, as estacas de fundação dos edifícios, provavelmente, não foram dimensionadas para resistir aos esforços devido ao atrito negativo e ao efeito Tschebotarioff, passando a apresentar mau desempenho.

5. SOLUÇÕES ADOTADAS PARA OS REFORÇO DE FUNDAÇÕES

Para reforçar as fundações comprometidas foi utilizado basicamente dois tipos de solução:

- Uso simultâneo de estacas tipo raiz e tirantes, encimados por viga;
- Estacas tipo raiz ligadas por bloco de coroamento.

Ambas as soluções apresentam certas especificidades a depender da fundação a qual irá reforçar.

As vigas com uso simultâneo de estacas tipo raiz e tirantes foram incorporadas às estruturas existentes de duas formas:

- (i) Ligada ao bloco da estaca original por meio de chumbadores, quando o bloco se encontrava próximo a superfície (Figura 5-1);
- (ii) Ligada ao pilar através de um perfil metálico, quando o bloco da estaca original se encontrava mais profundo (Figura 5-2).

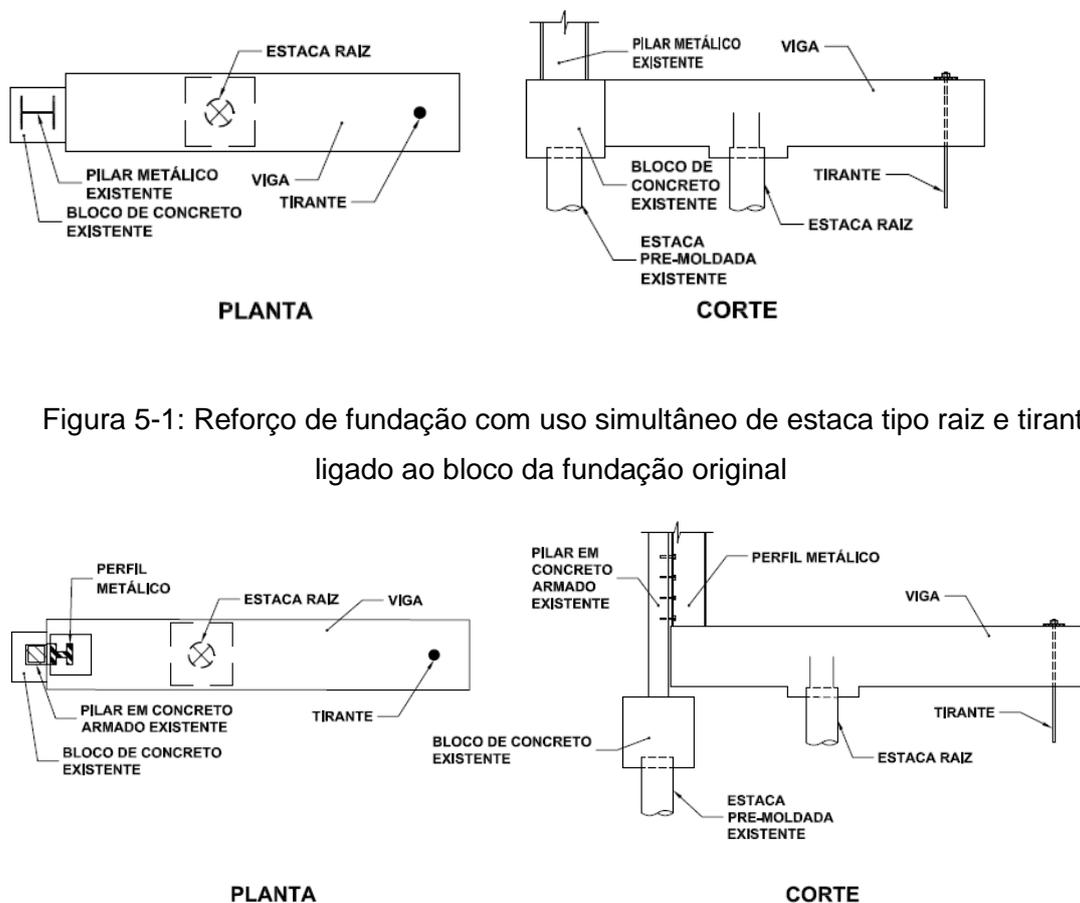


Figura 5-1: Reforço de fundação com uso simultâneo de estaca tipo raiz e tirante, ligado ao bloco da fundação original

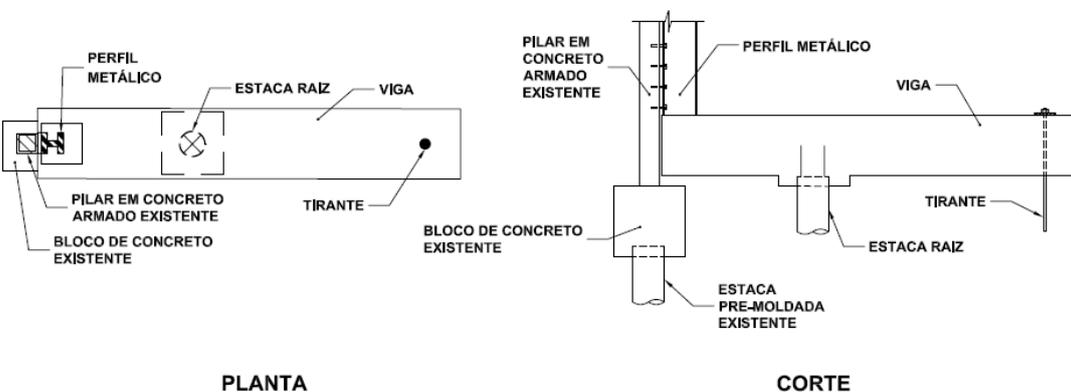


Figura 5-2: Reforço de fundação com uso simultâneo de estaca tipo raiz e tirante, ligado ao pilar original através de perfil metálico

A utilização simultânea de estaca e tirante se torna interessante por possibilitar a execução da nova estaca com uma certa distância do pilar. Admitindo-se, por hipótese, que a estaca da fundação original não seja mais capaz de suportar qualquer carga, tem-se um sistema isostático em uma viga com uma carga aplicada em um extremo, de tal forma que se tem um elemento (estaca de reforço) trabalhando à compressão e outro elemento (tirante) à tração (Figura 5-1 e Figura 5-2)

Os tirantes, por sua vez, são alternativas interessantes pois permitem uma protensão inicial, que no caso de estacas à tração convencionais (sem protensão), não seria possível, visto que estas necessitam de um recalque do pilar para que passe a transmitir carga para o terreno. Essa protensão inicial reduz a carga na estaca antiga reduzindo, com isso, os recalques do pilar e, quando a estaca antiga não trabalha mais, a pré-protensão reduz os recalques do pilar necessários para deformação do trecho livre dos tirantes.

Uma segunda solução de reforço empregada, mais convencional, foi também utilizada, tal como ilustrado na Figura 5-3. Nessa solução estacas tipo raiz foram executadas em substituição à pré-moldada existente, e um novo bloco de coroamento envolveu o bloco de coroamento original. Esta solução foi empregada nos casos em que era possível o acesso do equipamento de execução de estaca raiz, em função de pé direito elevado e inexistência de paredes.

Uma terceira solução empregada é ilustrada na Figura 5-4, relativa ao poço dos elevadores. Em função da condição de acesso dos equipamentos, as estacas de reforço foram executadas externamente aos pilares parede existentes, os quais foram envolvidos por uma viga de concreto armado.

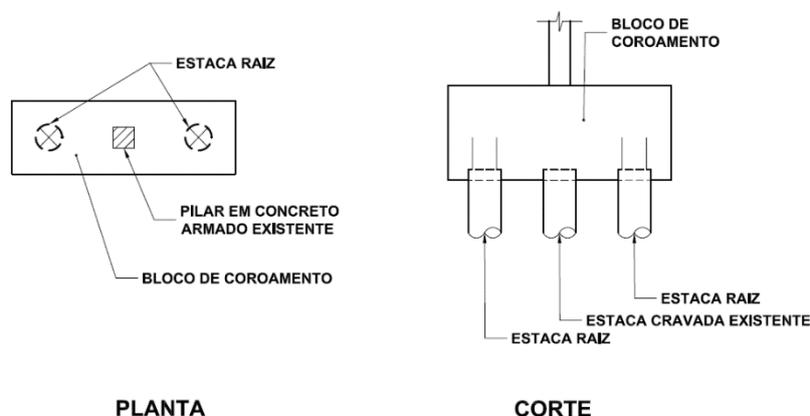


Figura 5-3: Reforço de fundação convencional com uso de estacas raiz

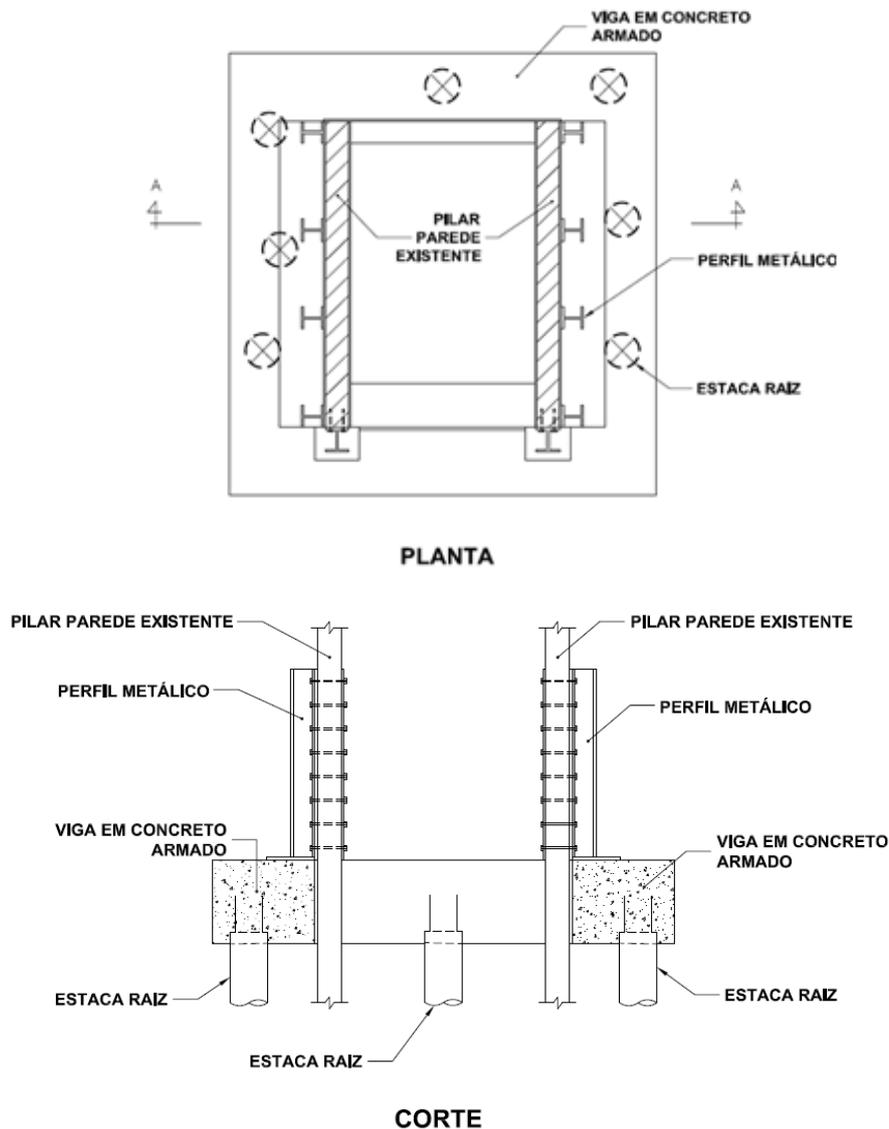


Figura 5-4: Reforço de fundação com uso de estaca raiz para pilares parede dos elevadores – posição das estacas do PES 3 e PES 4

5.1. As estacas

As cargas de trabalho consideradas no dimensionamento das estacas foram de 600 kN e 700 kN. Acrescidas a essas cargas no dimensionamento, devem ser considerados o atrito negativo calculado no item 7.1.3 e o peso dos blocos.

Os primeiros 18 metros das estacas foram revestidos por tubo de PVC, salvo algumas exceções onde esse comprimento foi um pouco inferior, porém não menor que o comprimento entre a superfície do terreno e o ponto neutro. A finalidade do revestimento em PVC é a de se reduzir o atrito negativo das camadas de argila mole e

aterro nas estacas tipo raiz, visto que o ângulo de atrito entre o solo e este material é inferior ao ângulo de atrito entre o solo e a argamassa.

Os boletins de sondagem utilizados para o dimensionamento foram os realizados em 2015 e 2016 pela campanha que avançou além da camada de pedregulhos. Nos casos em que o comprimento em solo não foi suficiente para garantir a carga de trabalho as estacas foram embutidas em rocha.

Foram obtidos diferentes comprimentos de estacas, e para facilitar a execução da obra, foram adotadas três alternativas, a serem seguidas no momento da execução:

- Nos casos em que a perfuração encontrasse o maciço rochoso a menos de 20 metros de profundidade, existindo menos de 4 metros de perfuração em solo competente, a estaca avançaria no mínimo 2 metros em rocha (Figura 5-5a);
- Nos casos em que a perfuração encontrasse maciço rochoso entre 20 e 27 metros de profundidade, existindo menos de 10 metros de material competente, a estaca avançaria, no mínimo, 1 metro em rocha (Figura 5-5b);
- Nos casos em que a perfuração não encontrasse maciço rochoso até 27 metros de profundidade, a estaca avançaria 10 metros em solo competente e não precisaria avançar na rocha (Figura 5-5c).

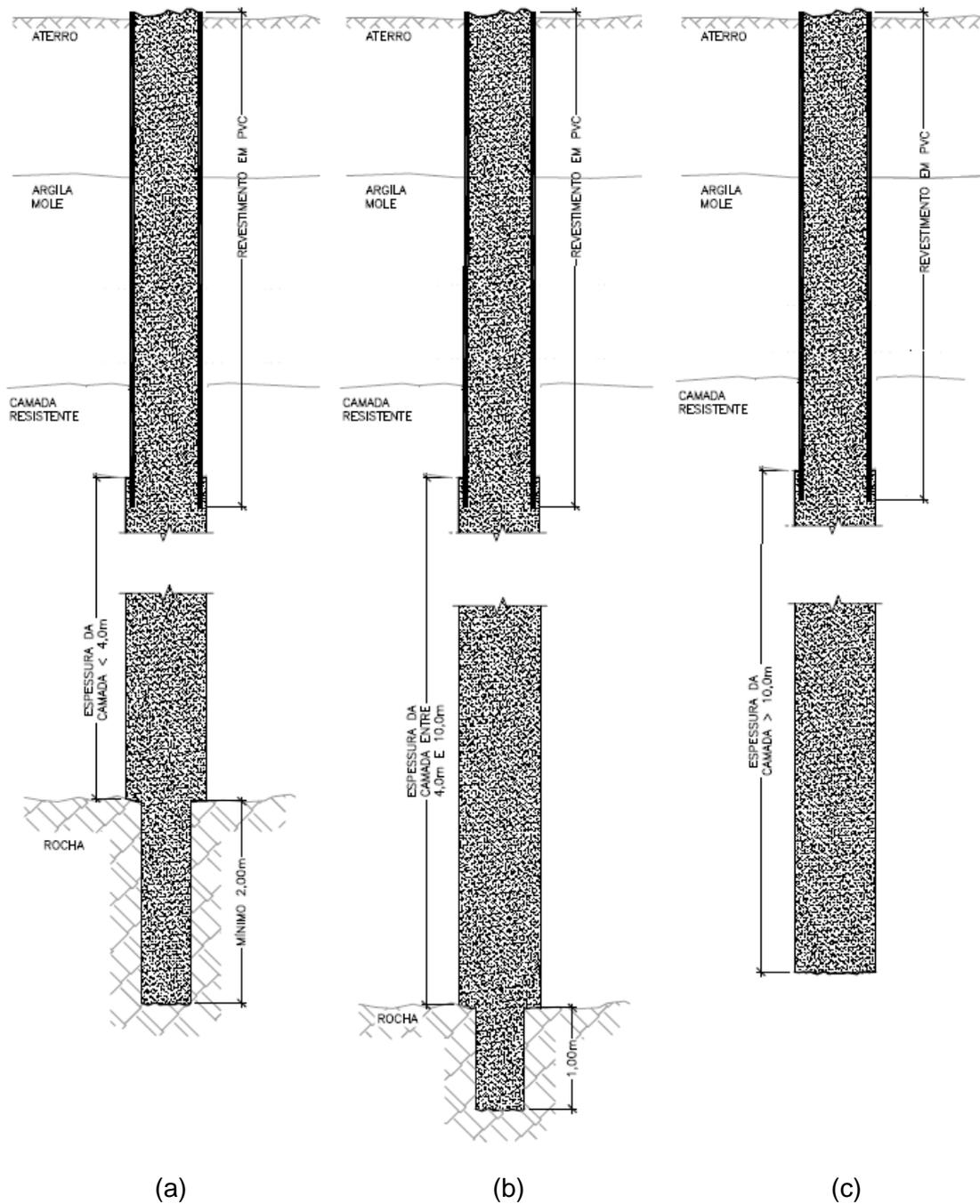


Figura 5-5: Alternativas de execução das estacas raiz

5.2. Os tirantes

Os tirantes utilizados foram os de fabricação Resinex e Incotep, de $\phi 32\text{mm}$, cujas cargas de trabalho permanente máximas são 350 kN.

Assim como as estacas raiz, os primeiros 18 metros dos tirantes foram revestidos por tubo de PVC, sendo este comprimento correspondente ao trecho livre.

Para facilitar a execução da obra foram adotadas duas alternativas de comprimento para o bulbo de ancoragem: uma de 10 metros de comprimento em solo competente e outra de 5 metros em rocha sã.

Em todos os casos, o trecho livre do tirante é de 18 metros, sendo o restante ancorado. Nos casos em que a espessura de solo competente foi inferior a 10 metros, foram avançados mais 5 metros em rocha, não considerando o trecho ancorado em solo. Este critério se deve à rocha ser mais solicitada que o solo ao ser aplicada a carga no tirante, visto que a deformação para mobilizar a resistência lateral em rocha é significativamente menor do que a deformação necessária para mobilizar a resistência lateral em solo.

As cargas de protensão dos tirantes foram calculadas considerando-se sistemas isostáticos com as vigas em balanço na região das estacas antigas (Figura 5-6). As cargas provenientes dos pilares adotadas nos cálculos foram, onde houve renivelamento, as cargas indicadas nos macacos ao final do processo. Já nos locais onde não houve renivelamento, adotou-se como critério 80 % da carga dos pilares do projeto original de fundações dos prédios.

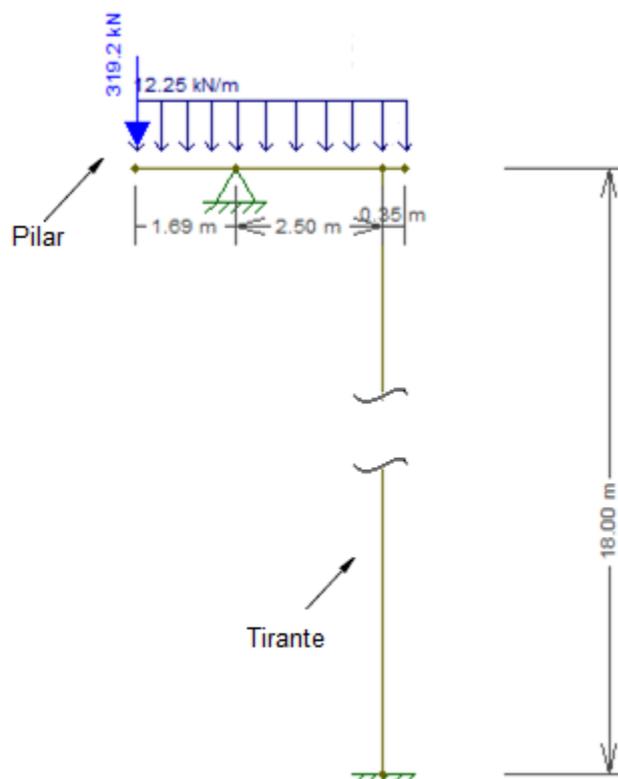


Figura 5-6: Exemplo de sistema estrutural e esforços solicitantes

6. RENIVELAMENTO DE ESTRUTURAS

Devido aos grandes recalques diferenciais, 8 pilares metálicos e 4 pilares parede em concreto armado, em diferentes prédios, foram renivelados até atingirem as posições mais próximas possíveis dos seus níveis e prumos originais.

Os 8 pilares metálicos são localizados na periferia dos edifícios residenciais, denominados aqui de CP, formados por dois pavimentos, em estrutura metálica com vidro como vedação para o ambiente externo. Ou seja, como todos as fundações reforçadas destes prédios são periféricas, conclui-se que as estruturas dos edifícios não possuem rigidezes suficientes para transferir as cargas dos pilares periféricos para os pilares internos, fazendo com que os externos recalcassem junto com as suas estacas de fundação, que provavelmente romperam devido ao efeito Tschebotarioff.

Tal observação é fundamental, visto que, segundo Barata (1986), quanto mais flexível a estrutura é, mais os recalques têm a tendência de não se uniformizarem em relação à hipótese de estrutura com rigidez alta.

Quanto aos quatro pilares-parede do prédio CL, os mesmos fazem parte das estruturas de dois elevadores de um edifício em concreto armado cujas regiões de maiores recalques apresentam vão abertos, com guarda-corpos ou com vedação em alvenaria.

Na Tabela 6-1 são apresentados a quais prédios pertencem os pilares renivelados e os desníveis vencidos por eles ao serem macaqueados até seus níveis originais.

Tabela 6-1: Pilares renivelados

Prédio	Pilar	Desnível vencido (mm)
CP-4	P39	140
	P41	300
CP-5	P50	50
	P58	40
CP-6	P49	60
	P53	210
	P55	50
CL	PES1	202
	PES2	264
	PES3	271
	PES4	282

Para a realização do renivelamento foram executadas estruturas para transferência da carga proveniente dos macacos. Para os pilares metálicos foram executadas estruturas ilustradas na Figuras 6-1 e 6-2 e para os pilares parede foram executadas as estruturas conforme as Figuras 6-3, 6-4, 6-5 e 6-6.

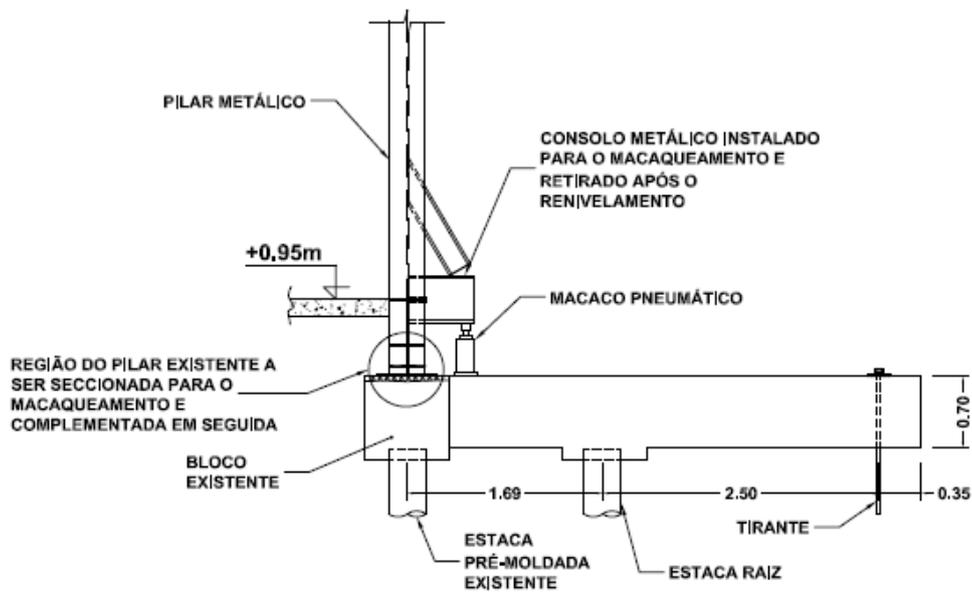


Figura 6-1: Esquema da estrutura para renivelamento de pilar metálico (CP5-P50)



Figura 6-2: Estrutura para renivelamento de pilar metálico

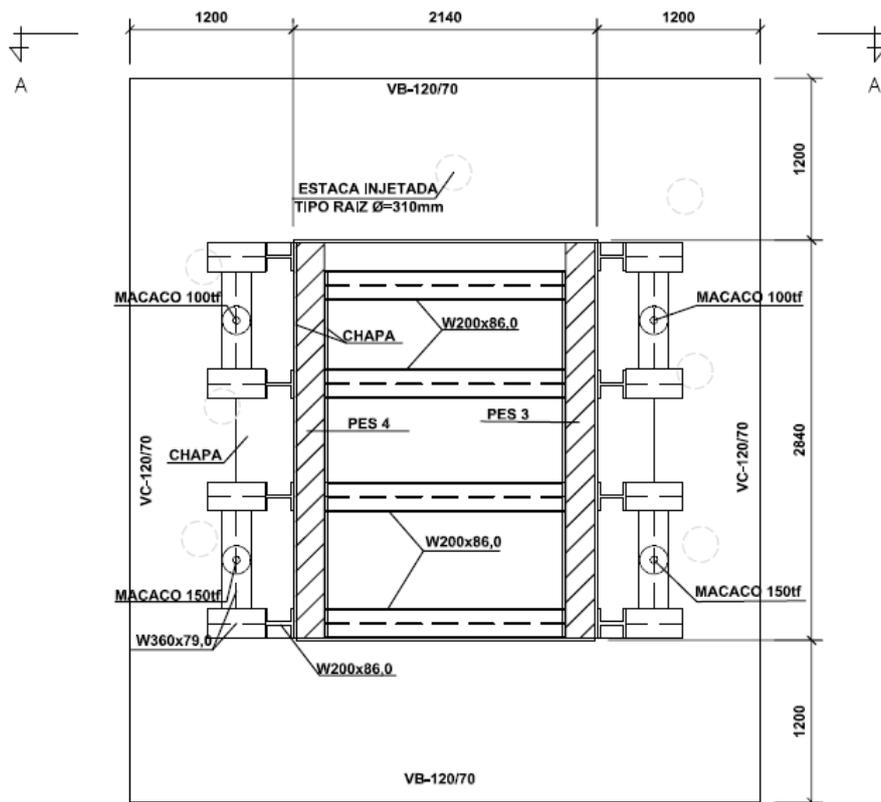


Figura 6-3: Esquema da estrutura para renivelamento dos pilares parede PES3 e PES4 em planta

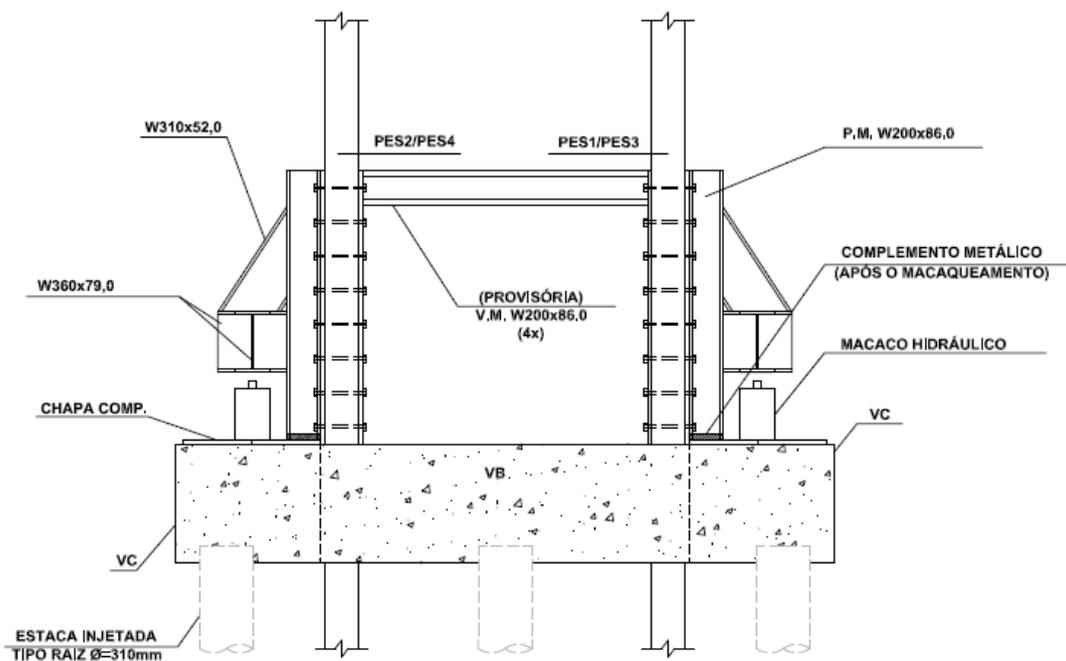


Figura 6-4: Detalhes da estrutura para renivelamento dos pilares parede PES3 e PES4 em vista

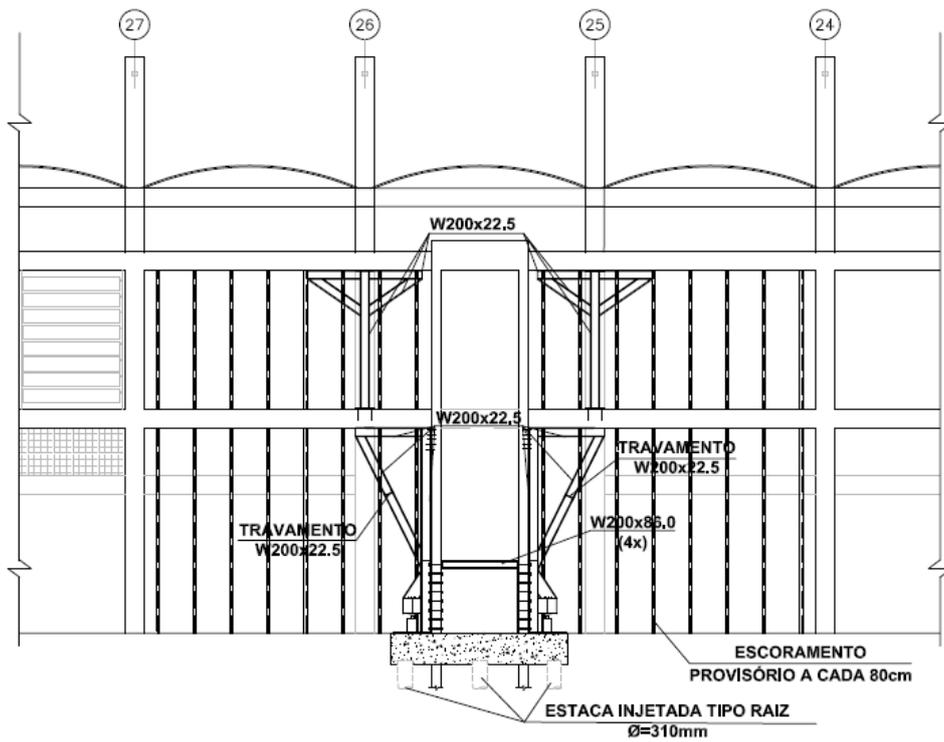


Figura 6-5: Esquema da estrutura para renivelamento dos pilares parede PES3 e PES4 em vista



Figura 6-6: Mãos francesas para renivelamento do pilar PES 3

A autora deste trabalho elaborou o procedimento e acompanhou o renivelamento dos pilares P50 e P58 do prédio denominado CP-BL5 e dos pilares PES3 e PES4 do prédio denominado CL, os quais serão descritos nos itens 6.1 e 6.2, junto com as observações e mudanças que foram necessárias ao longo da execução.

6.1. Renivelamentos dos pilares P50 e P58

Para a elevação dos pilares P50 e P58 em 50mm e 40mm, respectivamente, foi realizado um procedimento visando, além do renivelamento, o registro dos deslocamentos verticais do tirante, da viga na região da nova estaca e no bloco sobre a estaca original. Essas medidas tinham como objetivo tentar obter dados para se estudar suas cargas de trabalho e suas rigidezes. Os detalhes e estudos teóricos acerca destes deslocamentos encontram-se no capítulo 7.

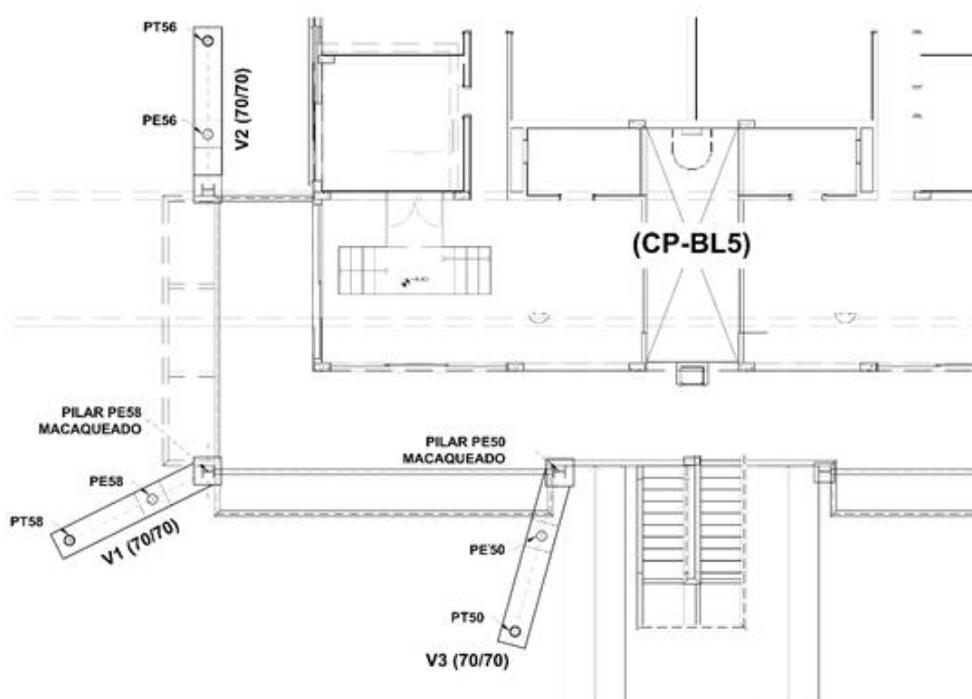


Figura 6-7: Reforço de fundações do prédio CP-BL5 – indicação dos pilares macaqueados em planta

O procedimento é constituído das seguintes etapas:

1. Execução das estruturas de reação dos macacos nos pilares (Figuras 6-1 e 6-2) e das estruturas em madeira para suporte dos extensômetros nos tirantes (Figura 6-8a), nas vigas de distribuição na região das estacas raiz (Figura 6-8b), e nos blocos das estacas antigas (Figura 6-8c);



(a)



(b)



(c)

Figura 6-8: Posicionamento do extensômetro: (a) no tirante; (b) na região da viga sobre a nova estaca; (c) no bloco abaixo do pilar

2. Posicionamento dos macacos hidráulicos, placas e porcas para reação nos tirantes (Figura 6-9);



Figura 6-9: Posicionamento de macaco hidráulico em tirante

3. Posicionamento de todos os extensômetros o mais perpendicular possível à horizontal;
4. Leitura inicial dos extensômetros nos tirantes, nas vigas de distribuição na região das estacas raiz e nos blocos das estacas antigas;
5. Leitura inicial das inclinações das vigas com a horizontal através de medidor de ângulo;
6. Protensão dos tirantes das duas vigas até carga de 5 tf para reduzir uma parcela da carga das estacas antigas;
7. Leitura dos extensômetros nos tirantes, nas vigas de distribuição na região das estacas raiz e nos blocos das estacas antigas;
8. Leitura das inclinações das vigas com a horizontal através de medidor de ângulo;
9. Corte dos pilares;
10. Aplicação de carga nos macacos de nivelamento dos pilares:

Estágio 1:

- a. Aplicação de carga no macaco de elevação do pilar P50 (viga 3), até que o mesmo se elevasse 1 cm;
- b. Realização de leitura nos 6 extensômetros, 2 medidores de ângulo e 4 macacos.

Estágios 2, 3, 4 e 5:

- a. Aplicação de carga simultânea nos macacos de elevação dos pilares P50 e P58 (vigas 3 e 1), até que os mesmos se elevassem 1 cm em cada estágio;
 - b. Realização de leitura nos 6 extensômetros, 2 medidores de ângulo e 4 macacos.
11. Protensão e incorporação dos tirantes, reduzindo a carga destinada à estaca antiga;
 12. Realização da leitura nos 6 extensômetros, 2 medidores de ângulo e 2 macacos após a protensão;
 13. Instalação dos prolongamentos dos pilares metálicos (Figura 6-10) e retirada dos macacos dos pilares;

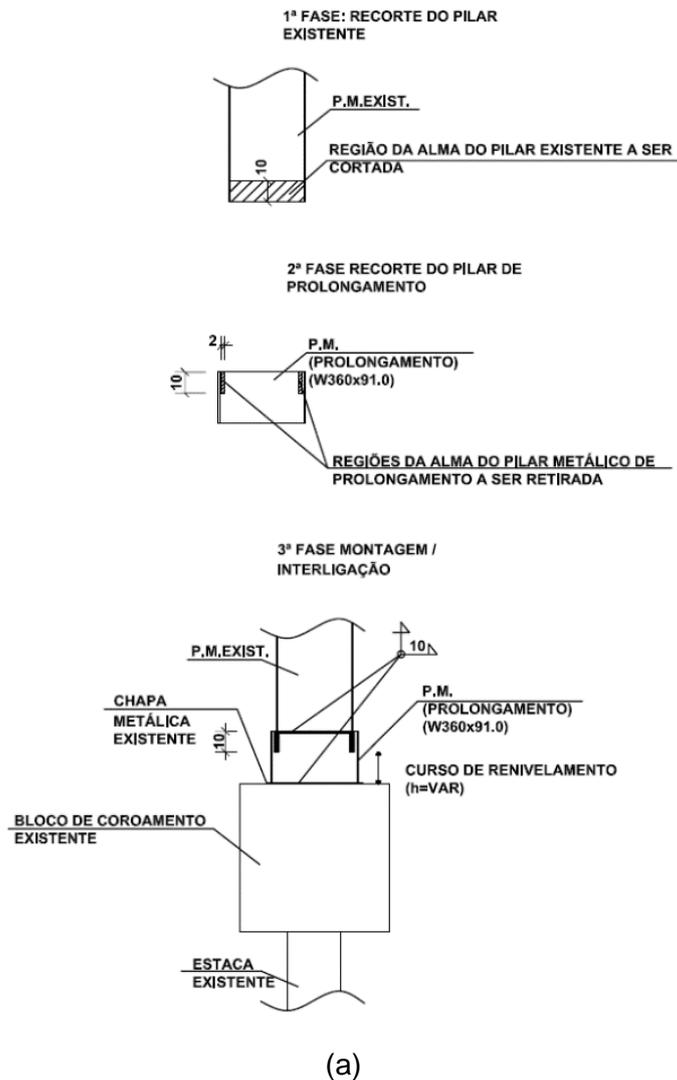


Figura 6-10: Prolongamento dos pilares metálicos (a) detalhes das fases (b) pilar com prolongamento finalizado

14. Realização da leitura nos 6 extensômetros, 2 medidores de ângulo e 2 macacos de protensão dos tirantes;
15. Realização de leitura nos extensômetros e medidores de ângulo uma vez ao dia durante 7 dias;
16. Corte das barras dos tirantes e proteção das cabeças.

As cargas aplicadas e os respectivos deslocamentos dos pilares, seguindo os estágios conforme o passo 10 do procedimento, encontram-se na Tabela 6-2.

Tabela 6-2: Cargas aplicadas pelos macacos e respectivos deslocamentos dos pilares

Estágio	Pilar	Carga aplicada (kN)	Deslocamento (mm)
1	P58	0	0
	P50	160	10
2	P58	122	10
	P50	226	20
3	P58	149	20
	P50	263	30
4	P58	173	30
	P50	293	40
5	P58	186	40
	P50	319	50

Esse procedimento de renivelamento foi realizado de forma instrumentada para possibilitar a comparação do comportamento real deste reforço de fundação com os resultados teóricos calculados no capítulo 7. No entanto, como os deslocamentos esperados exigem uma sensibilidade alta, mesmo que os extensômetros atendessem a esta sensibilidade, as interferências externas ao sistema, como o contato dos operários com as estruturas de apoio dos extensômetros, os fortes ventos ocorridos após o renivelamento e as variações de temperatura, restringiram a confiança na leitura dos extensômetros.

6.2. Renivelamento dos pilares PES 3 e PES 4

Os pilares PES3 e PES4 são pilares-parede constituintes de um dos dois elevadores do prédio com estrutura em concreto armado denominado neste trabalho de CL, que possui 2 andares.

Para a preparação do renivelamento, seguiu-se as seguintes etapas:

1. Instalação das estruturas de reação dos macacos nos pilares, incluindo consolos, mãos francesas e perfis metálicos, conforme Figura 6-4;
2. Instalação das escoras com mãos francesas em perfil metálico W200x22.5 (Figura 6-5) para reforço das vigas nas periferias dos elevadores e para o auxílio na transmissão dos esforços durante o procedimento de renivelamento;
3. Verificação de todas as soldas por inspetor de solda qualificado;
4. Verificação do escoramento existente nas áreas periféricas aos elevadores (Figura 6-5), seguida de retirada quando apresentavam risco de queda;
5. Instalação dos “indicadores dos deslocamentos” e dos níveis de pedreiro a serem observados ao longo do renivelamento nos 2 perfis ilustrados na Figura 6-11;

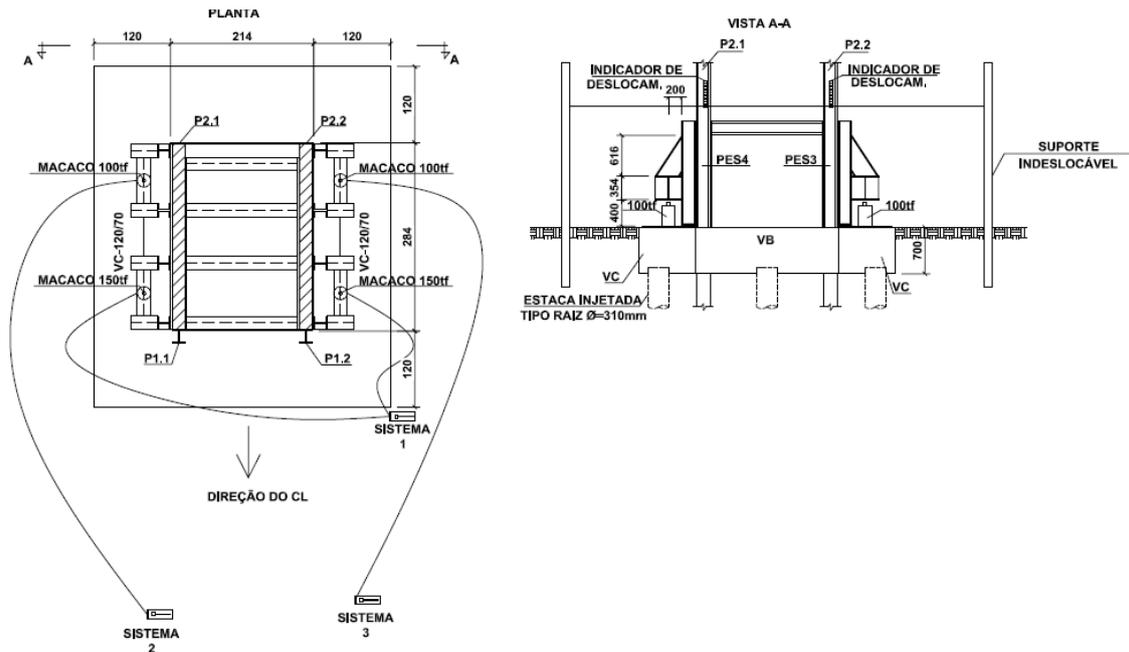


Figura 6-11: Arranjo dos conjuntos macaco-manômetro-bomba e localização dos indicadores de deslocamento nas posições 1, 2, 3 e 4

6. Escavação entre as vigas VB e VC e os blocos originais dos pilares PES3 e PES4, de forma que os blocos originais pudessem ser erguidos, conforme Figura 6-12;

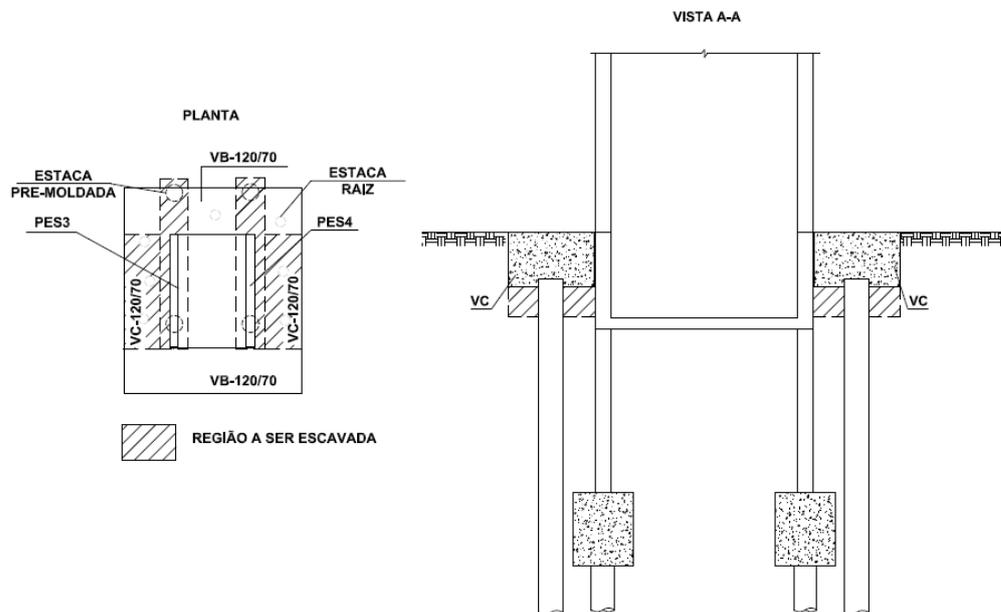


Figura 6-12: Região a ser escavada entre os blocos antigos e as novas vigas

7. Posicionamento dos macacos hidráulicos e ligação com as bombas, conforme Figura 6-11;

Feita a preparação deu-se início ao macaqueamento para renivelamento dos pilares. Este procedimento foi realizado em duas tentativas. Na primeira tentativa, os

macacos foram acionados para elevação dos pilares sem que os mesmos fossem desconectados das estacas antigas, ou seja, seriam elevados os pilares, os blocos e as estacas pré-moldadas simultaneamente.

Com isso, para se dimensionar as cargas dos macacos e as estruturas metálicas de auxílio para o renivelamento, partiu-se do critério de que a carga necessária para elevação do conjunto seria algo em torno de duas vezes o peso próprio da estrutura, considerando as estacas trabalhando apenas por atrito lateral. Esta consideração é a favor da segurança, visto que, como demonstravam os recalques, as estacas já possuíam a resistência de ponta mobilizada, ou seja, parte da transferência da carga se dava pela ponta da estaca, sendo o atrito lateral inferior ao peso próprio da estrutura.

A partir dos esforços da superestrutura indicados na Tabela 6-3, estimou-se que a carga de reação das estacas estava em torno de 1.860 kN e que esta carga estaria toda sendo transferida para o solo por atrito do fuste da estaca. Portanto, esperava-se que um conjunto de macacos com capacidade superior a 3.720 kN seria o suficiente para realização do renivelamento, caso não houvessem interferências desconhecidas no subsolo dificultando a movimentação das estacas pré-moldadas e dos blocos.

Tabela 6-3: Esforços da superestrutura do elevador dos pilares PES3/PES4

Peso próprio dos blocos existentes (kN)	148
Peso próprio das estruturas metálicas existentes (kN)	80
Peso próprio dos pilares PES 3/4 (kN)	310
Carga dos pilares PES 3/4 (kN)	1.320
Carga total (kN)	1.860

Deu-se início ao renivelamento utilizando como referência a Tabela 6-3, visto que neste momento inicial ainda era desconhecida a proporção de cargas entre os pilares e entre as suas regiões (as cargas solicitantes dos pilares não se dão de forma centralizada).

O critério utilizado era o de se aplicar as cargas de acordo com a base apresentada na Tabela 6-3 nos 4 macacos simultaneamente até que os pilares se deslocassem 2mm, ajustando as pressões quanto fosse necessário, ou seja, quando se percebesse uma elevação maior em um dos pontos de aplicação, adquirindo com isso conhecimento a respeito da distribuição de cargas entre os pontos dos pilares. Esse conhecimento da proporção entre as cargas a serem aplicadas nos macacos tinha como finalidade manter a elevação de forma igual em todos os pontos no decorrer do

processo, eliminando o recalque diferencial entre os pilares apenas no final do renivelamento.

A ideia inicial era manter uma proporção de 1,5:1 entre as cargas aplicadas nos macacos do sistema 1 e as cargas dos sistemas 2 e 3 (Figura 6-11), ajustando-as de acordo com os deslocamentos observados até se descobrir a real proporção entre as cargas. Para auxílio durante o macaqueamento, foi consultada a Tabela 6-4.

Tabela 6-4: Referência de cargas a serem aplicadas pelos macacos no primeiro estágio do renivelamento

Carga no macaco (tf)	Pressão macaco 1 ou 2 (kgf/cm ²)	Carga no macaco (kN)	Pressão macaco 3 ou 4 (kgf/cm ²)
150	42	100	75
300	84	200	150
450	126	300	226
600	168	400	301
750	210	500	376
900	252	600	451
1050	294	700	526
1200	336	800	602
1350	378	900	677
1500	420	1000	752

Com isso, foram aplicadas as cargas apresentadas na Tabela 6-5, obtendo-se os deslocamentos apresentados na mesma tabela para os pontos de 1 a 4 (indicados na Figura 6-11).

Tabela 6-5: Cargas aplicadas pelos macacos no primeiro estágio do renivelamento e deslocamentos dos pilares

	Macaco	Pressão (kgf/cm ²)	Força (kN)	Ponto	Deslocamento (mm)	F1/F4 e F2/F3
Estágio 1	M1	125	446,2	1	2	1,34
	M2	125	446,2	2	2	
	M3	250	332,5	3	2,5	
	M4	250	332,5	4	2,5	

As cargas foram elevadas até alcançar praticamente o limite de pressão das bombas dos macacos, como pode ser visto na Tabela 6-6, sem que houvesse avanços significativos nos deslocamentos dos pilares-parede que já começavam a formar

pequenas fissuras na região das vigas metálicas em perfil W200X86 posicionadas entre os pilares-parede (Figura 6-4).

Tabela 6-6: Cargas aplicadas pelos macacos no segundo estágio do renivelamento e deslocamentos dos pilares

Estágio 2	Macaco	Pressão (kgf/cm ²)	Força (tf)	Ponto	Deslocamento (mm)	F1/F4 e F2/F3
1	M1	300	1071,0	1	5	1,79
	M2	300	1071,0	2	5	
	M3	450	598,5	3	4	
	M4	450	598,5	4	4	
2	M1	420	1499,4	1	5	1,68
	M2	420	1499,4	2	5	
	M3	670	891,1	3	4	
	M4	670	891,1	4	4	

Concluiu-se que as estaca e os blocos estariam presos e que a melhor solução seria a desconexão destes com os pilares. Assim os pilares seriam renivelados sozinhos, sem a contribuição de fatores externos desconhecidos, solicitando menos as estruturas metálicas utilizadas para o renivelamento e os próprios pilares-parede.

Para a realização do corte dos pilares-parede e das paredes do poço do elevador que deveriam ser elevadas juntamente com os pilares, reduziu-se as cargas aplicadas aos macacos até um pouco acima da carga total no elevador. Adotou-se uma proporção de 2,4:1 entre as cargas aplicadas nos macacos do sistema 1 e as cargas dos sistemas 2 e 3 (Figura 6-11) por recomendação do consultor estrutural. De acordo com a Tabela 6-3, a carga total do elevador seria de 1712 kN, visto que os blocos não seriam mais elevados. Na Tabela 6-7 encontram-se as cargas aplicadas pelos macacos no primeiro instante e o reajuste ocorrido após o corte dos pilares e as paredes do elevador. Em resumo a carga aplicada antes do corte foi de 2026,5 kN, reduzida para 1612,8 kN após o corte.

Tabela 6-7: Cargas aplicadas aos pilares-parede para o corte

	Macaco	Pressão (kgf/cm ²)	Força (kN)	F1/F4 e F2/F3
Antes do corte	M1	200	714,0	2,39
	M2	200	714,0	
	M3	225	299,3	
	M4	225	299,3	
Após o corte	M1	170	606,9	3,80
	M2	170	606,9	
	M3	180	159,6	
	M4	180	239,4	

O corte foi realizado em duas etapas, a primeira com martetele para o corte do concreto e dos blocos, e a segunda com maçarico para o corte das armaduras. Essa ordem foi adotada como segurança, visto que ao cortar primeiro o concreto as cargas dos macacos iriam se ajustar às cargas reais em cada ponto, com a segurança de que as armaduras estariam resistindo à tração no caso de cargas acima das reações necessárias em algum dos pontos.

Finalizado o corte, deu-se início ao renivelamento seguindo as etapas abaixo como referência:

1. Elevação dos pilares de forma simultânea e uniforme com os três sistemas, em passos de cerca de 10mm;
2. Atingido um levantamento em torno de 50 mm ou espaço suficiente para posicionamento das chapas, calçamento da estrutura;
3. Inspeção de todas as escoras próximas do elevador e retirada das que se apresentavam com folga e risco de queda;
4. Inspeção das escoras e mãos francesas em perfil metálico W200x22.5 para elevação das vigas nas periferias dos elevadores;
5. Paralisação do processo e calçamento da estrutura com chapas de aço quando atingido um levantamento próximo ao limite de algum dos cursos dos macacos;
6. Retorno do curso dos macacos, calçamento dos mesmos e reinício do processo de macaqueamento;
7. Repetição do processo até o alcance do levantamento necessário;
8. Atingido o nivelamento desejado, calçou-se a estrutura junto aos macacos (posições de 1 a 8 indicadas na Figura 6-13) e só depois retirou-se as placas de suporte situadas abaixo dos perfis da estrutura de levantamento (mãos francesas);

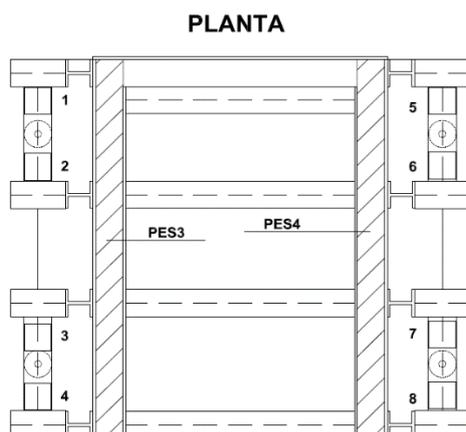


Figura 6-13: Posicionamento dos calços

9. Instalação dos complementos dos pilares metálicos;
10. Verificação das soldas por inspetor de solda qualificado;
11. Retirada dos macacos;
12. Reforço das vigas adjacentes em concreto armado por meio de novas vigas metálicas.

As cargas aplicadas e os respectivos deslocamentos e proporções são apresentadas na Tabela 6-8, onde se pode perceber que as proporções entre as cargas eram superiores a estimativa inicial. Ao final do renivelamento, o pilar PES 3 apresentou 7mm a mais de nível do que deveria nos dois pontos e o pilar PES 4, 4 e 5mm, esses valores foram corrigidos no momento de instalação dos complementos dos pilares.

Tabela 6-8: Cargas aplicadas pelos macacos para renivelamento e respectivos deslocamentos dos pilares

	Macaco	Pressão (kgf/cm)	Força (kN)	Pto	Deslocamento (mm)	Proporção
1	M1	270	963,9	1	34	F1/F4 4,53
	M2	270	963,9	2	32	
	M3	160	212,8	3	36	F2/F3 4,53
	M4	160	212,8	4	41	
2	M1	260	928,2	1	50	F1/F4 13,96
	M2	260	928,2	2	48	
	M3	50	66,5	3	52	F2/F3 13,96
	M4	50	66,5	4	56	
3	M1	300	1071	1	69	F1/F4 16,11
	M2	300	1071	2	68	
	M3	40	53,2	3	73	F2/F3 20,13
	M4	50	66,5	4	77	

	Macaco	Pressão (kgf/cm)	Força (kN)	Pto	Deslocamento (mm)	Proporção	
4	M1	300	1071	1	90	F1/F4	16,11
	M2	300	1071	2	89		
	M3	40	53,2	3	91	F2/F3	20,13
	M4	50	66,5	4	92		
5	M1	300	1071	1	116	F1/F4	5,75
	M2	300	1071	2	114		
	M3	45	59,85	3	120	F2/F3	17,89
	M4	140	186,2	4	124		
6	M1	300	1071	1	129	F1/F4	6,71
	M2	300	1071	2	128		
	M3	120	159,6	3	134	F2/F3	6,71
	M4	120	159,6	4	138		
7	M1	360	1285,2	1	151	F1/F4	6,44
	M2	360	1285,2	2	149		
	M3	130	172,9	3	158	F2/F3	7,43
	M4	150	199,5	4	159		
8	M1	365	1303,05	1	183	F1/F4	4,90
	M2	365	1303,05	2	181		
	M3	170	226,1	3	190	F2/F3	5,76
	M4	200	266	4	192		
9	M1	390	1392,3	1	199	F1/F4	6,54
	M2	390	1392,3	2	198		
	M3	180	239,4	3	209	F2/F3	5,82
	M4	160	212,8	4	209		
10	M1	380	1356,6	1	222	F1/F4	6,80
	M2	380	1356,6	2	222		
	M3	130	172,9	3	232	F2/F3	7,85
	M4	150	199,5	4	230		
11	M1	390	1392,3	1	252	F1/F4	10,47
	M2	390	1392,3	2	251		
	M3	100	133	3	259	F2/F3	10,47
	M4	100	133	4	261		
12	M1	380	1356,6	1	278	F1/F4	7,29
	M2	380	1356,6	2	278		
	M3	120	159,6	3	286	F2/F3	8,50
	M4	140	186,2	4	287		

7. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE UM REFORÇO DE FUNDAÇÃO COM USO SIMULTÂNEO DE ESTACA E TIRANTE

Neste capítulo serão analisadas diferentes situações de comportamento do reforço de fundação do pilar P50 do prédio identificado como BL5, cuja solução adotada foi a apresentada na Figura 5-1.

As situações analisadas serão:

- I. Logo após renivelamento do pilar e protensão do tirante com a estaca pré-moldada admitindo-a sem qualquer carga;
- II. Após tempo suficiente para atuação do atrito negativo máximo na estaca tipo raiz, com a estaca pré-moldada admitindo-a sem qualquer carga;
- III. Logo após renivelamento do pilar e protensão do tirante com a estaca pré-moldada admitindo-a capaz de absorver a carga resultante do sistema após reforço;
- IV. Após tempo suficiente para atuação do atrito negativo máximo na estaca raiz, com a estaca pré-moldada admitindo-a capaz de absorver a carga resultante do sistema após reforço.

7.1. Dados de suporte para a análise das cargas de trabalho e rigidezes

Os efeitos do comportamento do reforço de fundação com uso simultâneo de estaca e tirante depende de uma série de fatores. Neste item são apresentados os dados e cálculos necessários para embasamento da análise realizada no item seguinte.

7.1.1. Geometria do reforço de fundação

O projeto executivo do reforço do pilar P50 apresenta a configuração e as dimensões indicadas na planta e no corte ilustrados na Figura 7-1.

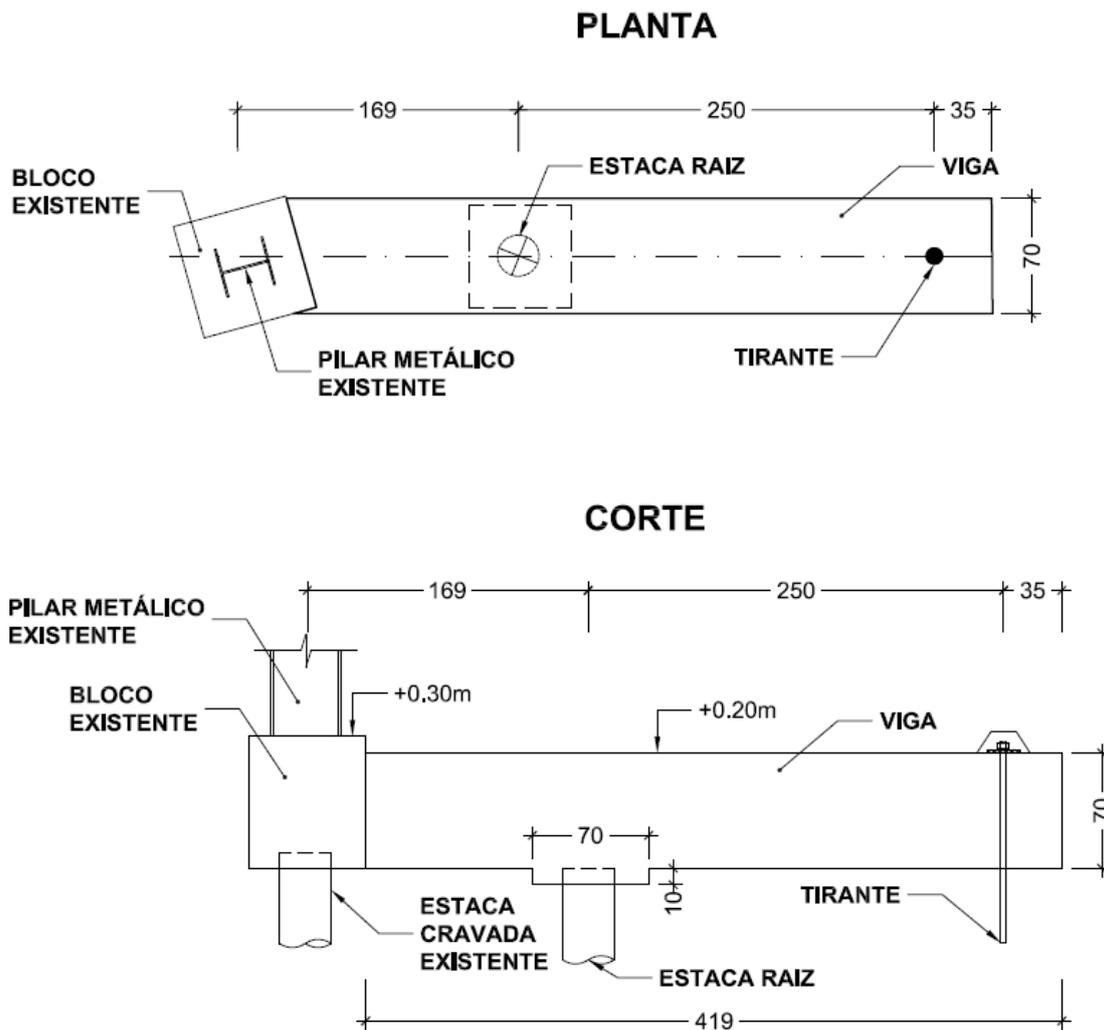


Figura 7-1: Planta e corte do reforço de fundação do pilar P50

7.1.2. Características e parâmetros do reforço de fundação e do solo

Para a realização dos cálculos foram utilizadas as características do subsolo apresentadas na Figura 7-2 e as características das estacas, tirante e viga do reforço de fundação do pilar P50 nas Tabelas 7-1, 7-2, 7-3 e 7-4.

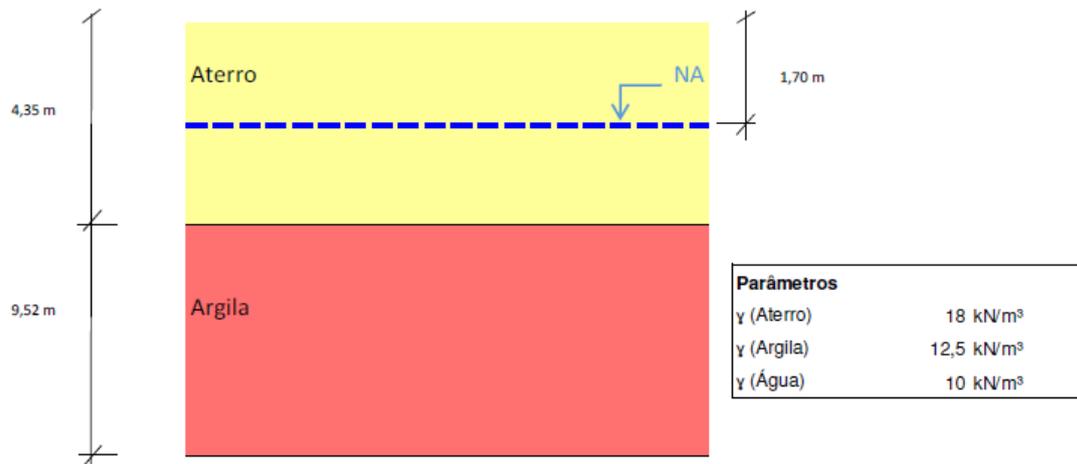


Figura 7-2: Espessuras e parâmetros do subsolo

Tabela 7-1: Características da estaca pré-moldada de fundação do pilar P50

Estaca pré-moldada	
$E_{aço}$ (MPa)	210000
$E_{concreto}$ (MPa)	32000
ν	0,2
L (m)	27,00
\varnothing (mm)	230
$A_{aço}$ (mm ²)	113,10
$A_{concreto1}$ (m ²)	0,041

Tabela 7-2: Características da estaca tipo raiz de reforço de fundação do pilar P50

Estaca Raiz	
$E_{aço}$ (Mpa)	210000
$E_{argamassa}$ (Mpa)	25000
ν	0,2
$A_{aço}$ (m ²)	0,0016
$\varnothing 1$ (mm)	310
$\varnothing 2$ (mm)	400
$A_{argamassa1}$ (m ²)	0,0739
$A_{argamassa2}$ (m ²)	0,1241
$L1$ (m)	18,00
$L2$ (m)	8,00

Tabela 7-3: Características do tirante de reforço de fundação do pilar P50

Tirante	
$E_{aço}$ (MPa)	208500
ν	0,3
$A_{aço}$ (m ²)	0,0010
L_a (m)	10,00
L_l (m)	18,00

Figura 7-3: Características da viga de reforço de fundação do pilar P50

Viga	
$E_{aço}$ (MPa)	210000
$E_{concreto}$ (MPa)	25000
ν	0,2
γ (kN/m ²)	25
$A_{aço}$ (m ²)	0,0016
$A_{concreto}$ (m ²)	0,4884

Onde: $E_{aço}$ – Módulo de elasticidade do aço;

$E_{argamassa}$ – Módulo de elasticidade da argamassa;

$A_{aço}$ – Área da seção transversal total de aço;

\varnothing_1 – Diâmetro do trecho da estaca revestido por PVC;

\varnothing_2 – Diâmetro do trecho da estaca sem revestimento em PVC;

$A_{argamassa1}$ – Área da seção transversal de argamassa do trecho revestido com PVC;

$A_{argamassa2}$ – Área da seção transversal de argamassa do trecho sem revestimento com PVC;

L_1 – comprimento do trecho da estaca revestido por PVC;

L_2 – comprimento do trecho da estacas sem revestimento em PVC;

L_a – comprimento do trecho ancorado do tirante;

L_l – comprimento do trecho livre do tirante;

ν – coeficiente de Poisson.

7.1.3. Atrito negativo

Os métodos utilizados para a estimativa do atrito negativo em ambos os tipos de estaca foram os Métodos de Endo et al. (1969) e de Johannessen e Bjerrum (1965).

Os valores de entrada para os métodos foram os apresentados na Tabela 7-4, obtendo-se os valores de atrito negativo máximo apresentados na Tabela 7-5.

Tabela 7-4: Valores de entrada para o cálculo do atrito negativo

Método de Johannessen e Bjerrum (1965)	K. tg(δ)	0,26*
	z (m)	13,9
	$\int_0^z \sigma'_v dz$ (kN/m ²)	742
Método de Endo et al. (1969)	η	1
	K. tg(δ)	0,35**
	h_n (m)	11,77***
	$\int_0^{h_n} \sigma'_v dz$ (kN/m ²)	589

*Segundo a literatura este valor varia entre 0,18 e 0,26; foi adotado o valor 0,26, a favor da segurança.

**Segundo a literatura este valor varia entre 0,30 e 0,35; foi adotado o valor 0,35, a favor da segurança.

***Segundo a literatura este valor varia entre 0,73 e 0,78; foi adotado o valor 0,78, a favor da segurança.

Tabela 7-5: Atrito negativo

Método	Carga de atrito negativo (kN)	
	Estaca pré-moldada	Estaca tipo raiz
Johannessen e Bjerrum (1965)	139	188
Endo et al. (1969)	149	201
Valor adotado	149	100

Os valores adotados para o atrito negativo máximo em ambas as estacas foram os valores calculados pelo método de Endo et al. (1969), visto que são mais a favor da segurança. No caso da estaca raiz, foi admitido, ainda, que o atrito negativo seja metade do valor obtido devido ao revestimento em tubo de PVC.

7.1.4. Capacidade de carga da estaca pré-moldada

A estaca pré-moldada existente foi dimensionada utilizando-se o Método de Decourt-Quaresma (1982), partindo-se dos dados apresentados na Tabela 7-1 e da consideração de que a estaca se encontra em subsolo igual ao apresentado no perfil de sondagem denominado SP-09, que dista cerca de 15 metros da estaca, e cujo boletim é apresentado no Apêndice I.

O comprimento real da estaca é desconhecido, portanto, como o projeto original das fundações informa que essa estaca pré-moldada deveria possuir carga de trabalho de compressão de 400kN, estima-se a partir das Tabela 7-6 e Tabela 7-7 que o comprimento da estaca seja em torno de 27m, sendo a sua cota de arrasamento igual a 0, visto que:

$$Q_{adm} = \frac{Q_l}{1,3} + \frac{Q_p}{4} = \frac{510,6}{1,3} + \frac{271,4}{4} = 460,64 > 400 \text{ kN}$$

Tabela 7-6: Capacidade de carga ao longo do fuste da estaca pré-moldada

Cota (m)	SPT	Tipo de Solo	Ql (kN)
0	0	Siltes argilosos (alteração de rocha)	0
-1	3	Siltes argilosos (alteração de rocha)	0
-2	4	Siltes argilosos (alteração de rocha)	0
-3	7	Siltes argilosos (alteração de rocha)	0
-4	2	Argila	0
-5	0	Argila	0
-6	0	Argila	0
-7	0	Argila	0
-8	0	Argila	0
-9	0	Argila	0
-10	0	Argila	0
-11	0	Argila	0
-12	0	Argila	0
-13	0	Argila	0
-14	6	Areia	0,0
-15	11	Areia	21,7
-16	5	Siltes argilosos (alteração de rocha)	55,4
-17	7	Siltes argilosos (alteração de rocha)	74,7
-18	9	Siltes argilosos (alteração de rocha)	98,8
-19	11	Siltes argilosos (alteração de rocha)	127,7

Cota (m)	SPT	Tipo de Solo	Ql (kN)
-20	17	Siltes argilosos (alteração de rocha)	161,4
-21	19	Siltes argilosos (alteração de rocha)	209,5
-22	14	Siltes argilosos (alteração de rocha)	262,5
-23	23	Siltes argilosos (alteração de rocha)	303,5
-24	25	Siltes argilosos (alteração de rocha)	366,1
-25	29	Siltes argilosos (alteração de rocha)	433,5
-26	34	Siltes argilosos (alteração de rocha)	510,6

Tabela 7-7: Capacidade de carga da ponta da estaca pré-moldada

Cota (m)	SPT	Tipo de Solo	Qp (kN)
-25	29	Siltes argilosos (alteração de rocha)	271,4
-26	34	Siltes argilosos (alteração de rocha)	
-27	35	Siltes argilosos (alteração de rocha)	

7.1.5. Capacidade de carga da estaca tipo raiz

A estaca tipo raiz para o reforço de fundação em questão foi dimensionada partindo-se dos dados apresentados na Tabela 7-2 e das seguintes considerações:

- A estaca é executada em subsolo igual ao apresentado no perfil de sondagem denominado SP-09 que dista cerca de 15 metros da estaca e cujo boletim é apresentado no Apêndice I;
- Não há capacidade de carga nas estacas ao longo dos seus 18 metros iniciais, onde a mesma foi revestida com PVC (policloreto de polivinila).

7.1.5.1. Método de Aoki-Velloso

Utilizando-se o método de Aoki-Velloso, tem-se a distribuição da transferência de carga ao longo do fuste da estaca e da sua ponta de acordo com as Tabelas 7-9 e 7-10.

Tabela 7-8: Capacidade de carga ao longo do funte da estaca raiz

Cota (m)	SPT	Tipo do Solo	Ql (kN)
0	0	Areia	0,0
-1	0	Areia	0,0
-2	0	Areia	0,0
-3	0	Areia	0,0
-4	0	Areia	0,0
-5	0	Areia	0,0
-6	0	Areia	0,0
-7	0	Areia	0,0
-8	0	Areia	0,0
-9	0	Areia	0,0
-10	0	Areia	0,0
-11	0	Areia	0,0
-12	0	Argila siltosa	0,0
-13	0	Argila	0,0
-14	0	Argila	0,0
-15	0	Argila	0,0
-16	0	Argila siltosa	0,0
-17	0	Argila siltosa	0,0
-18	0	Argila siltosa	0,0
-19	11	Silte argilo arenoso	25,9
-20	17	Silte argilo arenoso	66,0
-21	19	Silte argilo arenoso	110,7
-22	14	Silte argilo arenoso	143,7
-23	23	Silte argilo arenoso	197,9
-24	25	Silte argilo arenoso	256,8
-25	29	Silte argilo arenoso	325,2

Tabela 7-9: Capacidade de carga da ponta da estaca raiz

Cota (m)	SPT	Tipo do Solo	Qp (kN)
-24	25	Silte argilo arenoso	67,44
-25	29	Silte argilo arenoso	
-26	34	Silte arenoso	

Desta forma, pelo método de Aoki-Velloso tem-se que a carga de ruptura da estaca raiz seria:

$$Q_{adm} = \frac{Q_l + Q_p}{2} = \frac{325,2 + 67,44}{2} = 196,32 \text{ kN}$$

Porém uma prova de carga estática a compressão foi realizada em uma estaca com características muito semelhantes às da estaca de reforço do pilar P50 aqui

estudado e obteve-se bons resultados mesmo sendo levada até a carga de compressão de 1400 kN. Esta estaca, denominada de PC7A, tem como finalidade o reforço de fundação do pilar PC7 do prédio denominado SA. Ela está relativamente próxima à estaca aqui estudada, sendo o subsolo muito semelhante, sua armadura é a mesma, os primeiros 18 metros também são revestidos por PVC com diâmetro de 310 mm e seu comprimento restante é de 8,5 metros (0,5 metros a mais que a estaca aqui estudada).

Com isso, achou-se conveniente dimensionar a estaca por um método cujos resultados se aproximem mais da realidade apresentada pela prova de carga e o método adotado foi o Método de Décourt-Quaresma.

7.1.5.2. Método de Décourt-Quaresma

Utilizando-se o método de Décourt-Quaresma, tem-se a distribuição da transferência de carga ao longo do fuste da estaca e da sua ponta de acordo com as duas próximas tabelas.

Tabela 7-10: Capacidade de carga ao longo do fuste da estaca raiz

Cota (m)	SPT	Tipo de Solo	QI (kN)
0	0	Siltes argilosos (alteração de rocha)	0,0
-1	0	Siltes argilosos (alteração de rocha)	0,0
-2	0	Siltes argilosos (alteração de rocha)	0,0
-3	0	Siltes argilosos (alteração de rocha)	0,0
-4	0	Argila	0,0
-5	0	Argila	0,0
-6	0	Argila	0,0
-7	0	Argila	0,0
-8	0	Argila	0,0
-9	0	Argila	0,0
-10	0	Argila	0,0
-11	0	Argila	0,0
-12	0	Argila	0,0
-13	0	Argila	0,0
-14	0	Areia	0,0
-15	0	Areia	0,0
-16	0	Siltes argilosos (alteração de rocha)	0,0
-17	0	Siltes argilosos (alteração de rocha)	0,0
-18	9	Siltes argilosos (alteração de rocha)	0,0
-19	11	Siltes argilosos (alteração de rocha)	31,4

-20	17	Siltes argilosos (alteração de rocha)	81,0
Cota (m)	SPT	Tipo de Solo	QI (kN)
-21	19	Siltes argilosos (alteração de rocha)	153,9
-22	14	Siltes argilosos (alteração de rocha)	237,9
-23	23	Siltes argilosos (alteração de rocha)	307,2
-24	25	Siltes argilosos (alteração de rocha)	409,3
-25	29	Siltes argilosos (alteração de rocha)	520,5

Tabela 7-11: Capacidade de carga da ponta da estaca raiz

Cota (m)	SPT	Tipo do Solo	Qp (kN)
-24	25	Silte argiloarenoso	737,2
-25	29	Silte argiloarenoso	
-26	34	Silte arenoso	

Desta forma, pelo método de Décourt-Quaresma tem-se que a carga de ruptura da estaca raiz seria:

$$Q_{adm} = \frac{Q_I}{1,3} + \frac{Q_p}{4} = \frac{520,5}{1,3} + \frac{737,2}{4} = 542,15 \text{ kN}$$

7.2. Análise e determinação das cargas de trabalho e rigidezes

Para cada uma das situações descritas no início deste capítulo, há uma distribuição diferente de cargas entre os elementos de fundação do pilar P50, a depender das cargas atuantes e, quando em sistemas hiperestáticos, das rigidezes axiais das estacas e do tirante. As rigidezes axiais, por sua vez, também dependem da carga aplicada, portanto, tanto as cargas de trabalho quanto as rigidezes axiais foram calculadas por processo de interação para todas as situações hiperestáticas, conforme exposto abaixo nas situações “III” e “IV”.

7.2.1. Sistemas isostáticos

As situações “I” e “II” consideram a estaca pré-moldada sem nenhuma carga atuante e, portanto, o sistema estrutural corresponde ao da Figura 7-4, ou seja, é como se a estaca pré-moldada estivesse desconectada da estrutura. A diferença entre essas situações é que no caso “I” é considerado o momento logo após o renivelamento do pilar e protensão do tirante, enquanto no caso “II” é considerado que já tenha passado tempo suficiente para atuação do atrito negativo na estaca raiz.

A carga do pilar atua na ponta da viga que funciona como se estivesse em balanço, conforme ilustrada na Figura 7-4, onde são apresentados o sistema estrutural e os carregamentos atuantes.

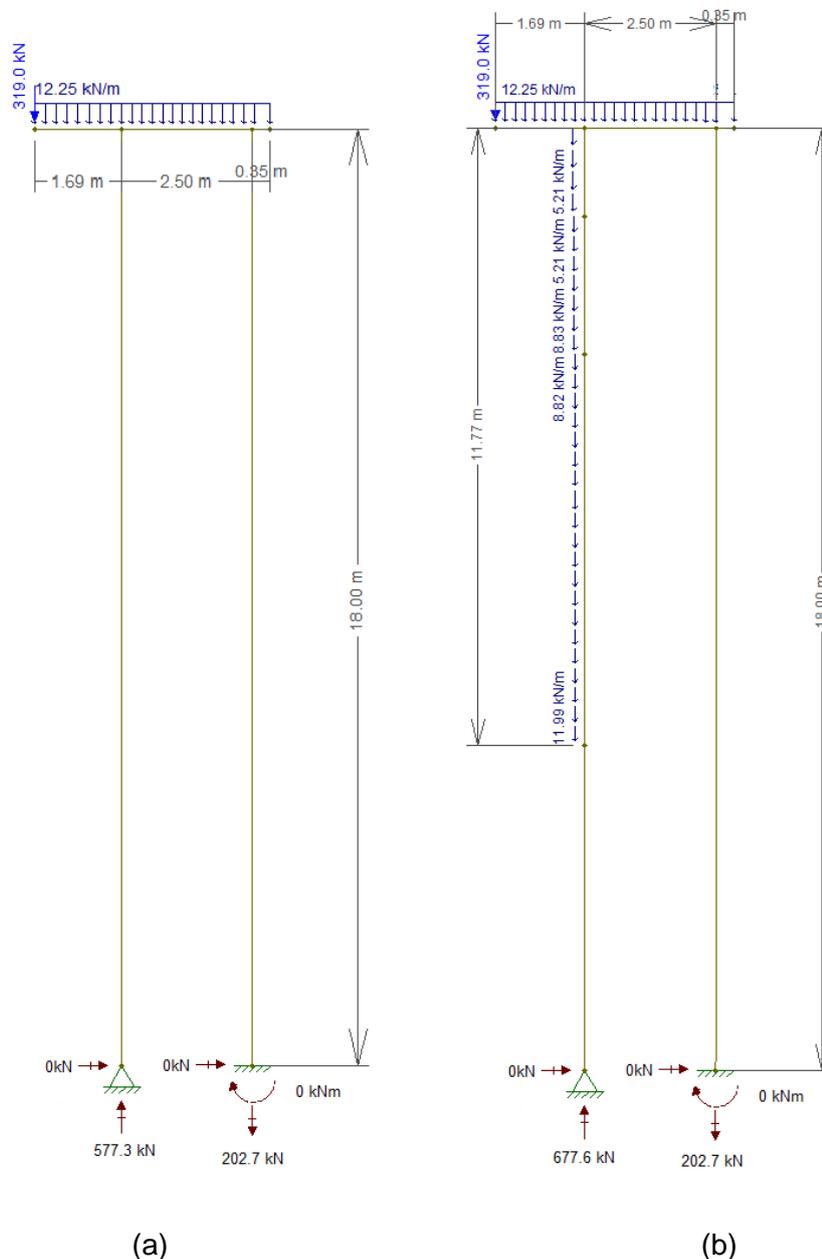


Figura 7-4: Sistema, carregamentos e reações (a) situação “I” (b) situação “II”

Esse sistema é isostático, portanto as rigidezes relativas não influenciam na distribuição das cargas de trabalho entre a estaca raiz e o tirante.

O benefício de se pré-tensionar o tirante, neste caso onde a estaca pré-moldada não contribui para as reações do sistema, é o de se reduzir o recalque do pilar.

7.2.2. Sistema hiperestático

As situações “III” e “IV” consideram a estaca pré-moldada absorvendo carga e, portanto, o sistema estrutural corresponde ao da Figura 7-5. A diferença entre essas situações é que no caso “III” é considerado o momento logo após o nivelamento do pilar e protensão do tirante, enquanto no caso “IV” é considerado que já tenha passado tempo suficiente para atuação do atrito negativo na estaca raiz.

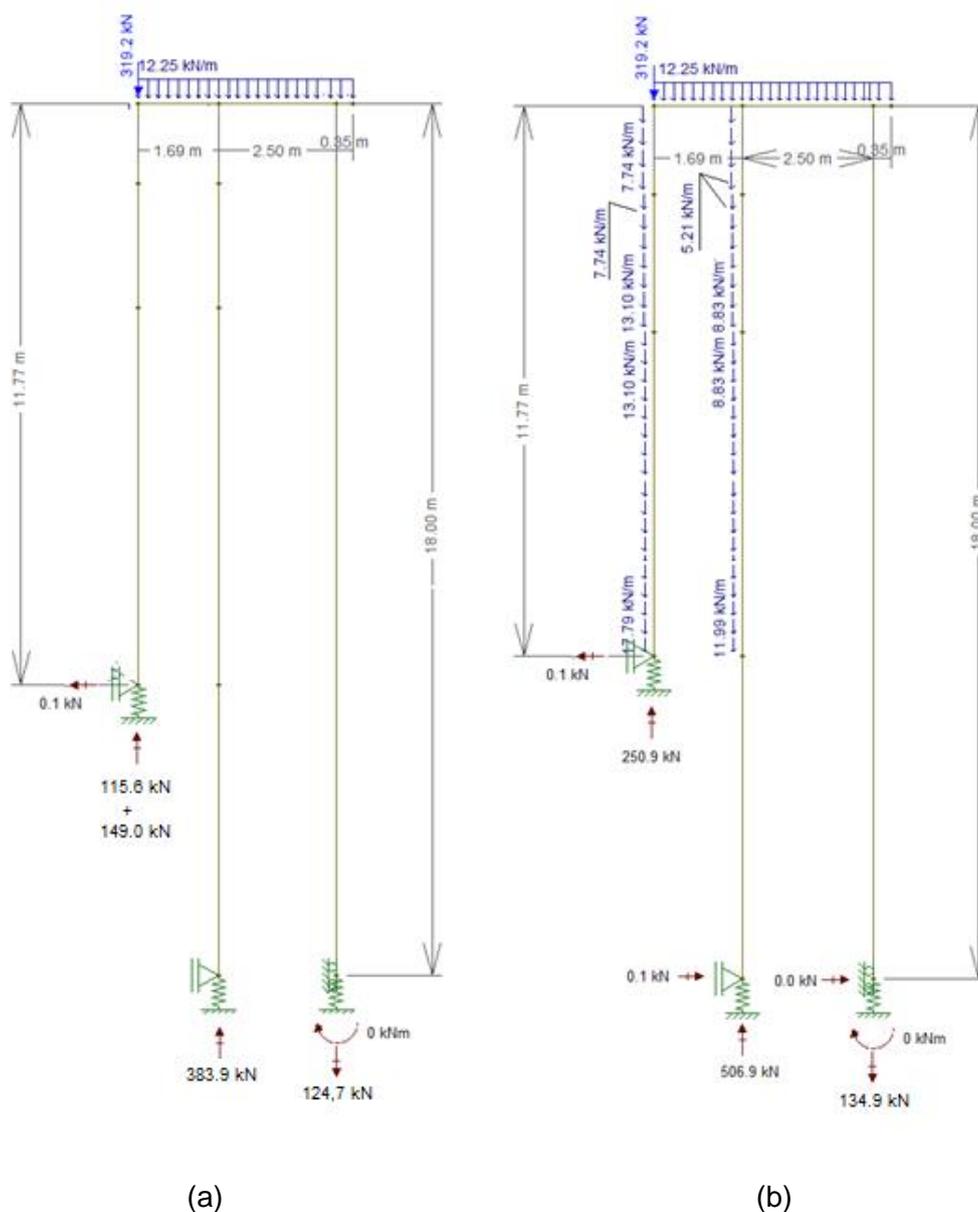


Figura 7-5: Sistema estrutural e carregamento – situações “III” e “IV”

O sistema nestes casos é hiperestático, logo as rigidezes relativas entre os elementos de fundação irão influenciar a carga de trabalho direcionada a cada um deles.

Como já mencionado, as cargas e as rigidezes dos elementos de fundação são dependentes, necessitando realizar interações até obter seus corretos valores. Com isso utilizou-se o software Ftool para determinação das cargas que chegam nos pontos em que começa a haver transferência de carga do elemento de fundação para o solo.

Em primeiro momento não se conhecem as rigidezes completas dos elementos de fundação, portanto é considerado no software apenas as rigidezes dos trechos onde não há transferências de cargas estrutura-solo. Nos trechos dos elementos de fundação onde há transferência de carga estrutura-solo adotou-se, inicialmente, rigidezes iguais, obtendo-se as cargas que chegariam a estes trechos. Essas cargas foram utilizadas para calcular novas rigidezes axiais. Essas rigidezes, por sua vez, alimentaram uma nova análise, obtendo-se novas cargas em cada elemento de fundação. Com essas novas cargas, novamente, outras rigidezes axiais foram calculadas e o processo foi repetido até não se observarem mais mudanças significativas nos valores das reações e nos valores das rigidezes axiais.

Os valores das rigidezes axiais nos trechos onde há transferência de carga estrutura-solo foram calculados seguindo os raciocínios abaixo.

- Rigidez axial da estaca pré-moldada

Como foi considerada a atuação do atrito negativo, tem-se que no trecho da estaca da superfície até o ponto neutro há um acréscimo de carga.

A transferência de carga da estaca para o solo passa a ocorrer a partir do ponto neutro e, dependendo da capacidade de carga ao longo da estaca, pode-se mobilizar desde parte da resistência lateral até toda a resistência lateral mais a resistência de ponta, conforme os exemplos de diagramas apresentados na Figura 7-6.

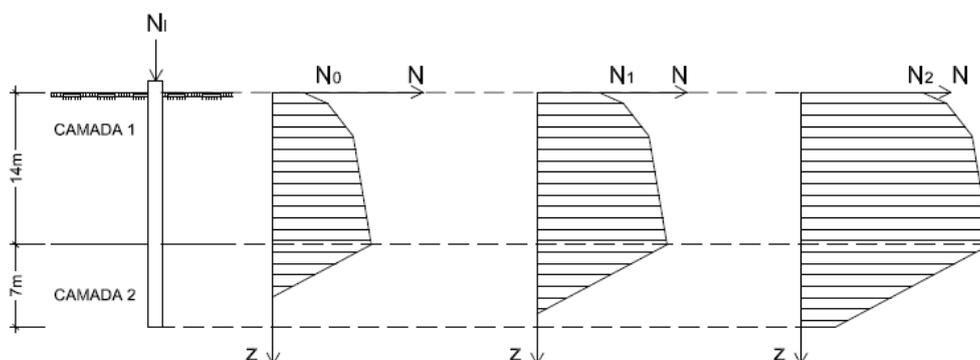


Figura 7-6: Diagramas de esforços normais da estaca pré-moldada

- Rigidez axial da estaca raiz

Para a situação em que ainda não possui atrito negativo atuando na estaca raiz e, como há PVC ao longo dos seus 18 metros iniciais, sua rigidez axial foi calculada considerando o primeiro trecho sem transferência de carga para o solo. O segundo trecho, de 8 metros, absorve toda a carga transmitida, segundo as diferentes configurações para o diagrama apresentadas na Figura 7-7, a depender da carga de trabalho e da capacidade de transferência ao longo do seu fuste e ponta.

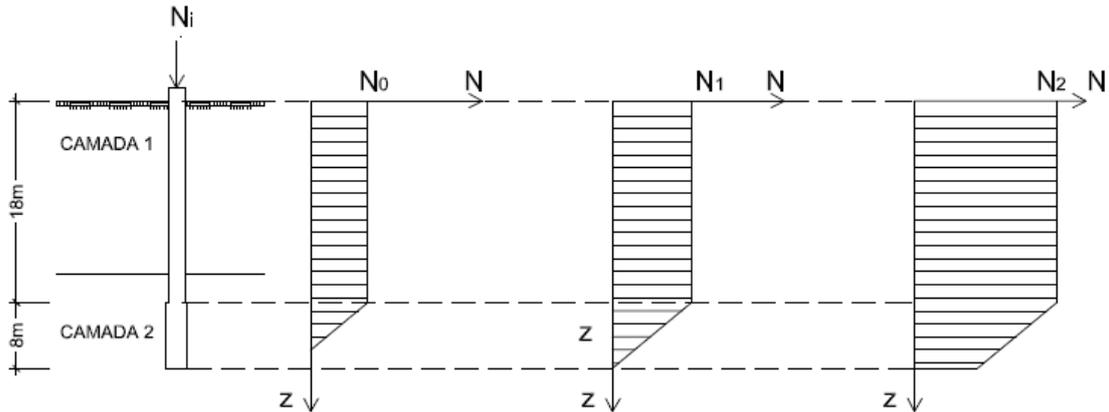


Figura 7-7: Esquema de diagramas de esforços normais da estaca raiz – situação “III”

Quando a estaca raiz recebe a contribuição do atrito negativo, este atua desde a superfície do terreno até o ponto neutro. Como a estaca possui 18 metros de revestimento em PVC e o atrito negativo atua nos primeiros 11,77 metros, um trecho de 6,23 do diagrama de esforços normais permanece constante conforme ilustrado na Figura 7-8 onde, assim como nos demais casos, a mobilização da estaca pode ocorrer em apenas um trecho do fuste ou até mesmo em todo o seu fuste com contribuição da capacidade de carga da ponta.

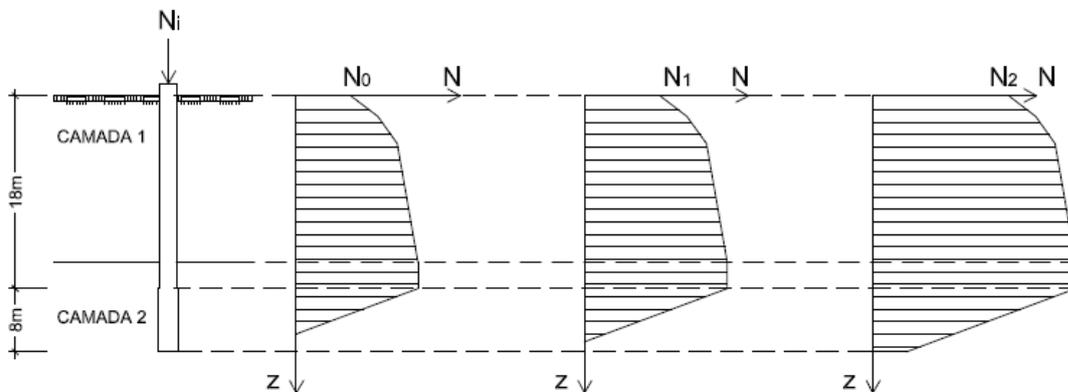


Figura 7-8: Esquema de diagramas de esforços normais da estaca raiz – situação “IV”

- Rigidez axial do tirante

Como o tirante foi ancorado em solo competente, o seu trecho inserido na argila mole encontra-se protegido, sem que haja atuação do atrito negativo. Convencionou-se, simplificada, que a transferência de carga do tirante para o solo seja realizada de forma linear ao longo de todo o trecho ancorado para qualquer carga atuante (Figura 7-9).

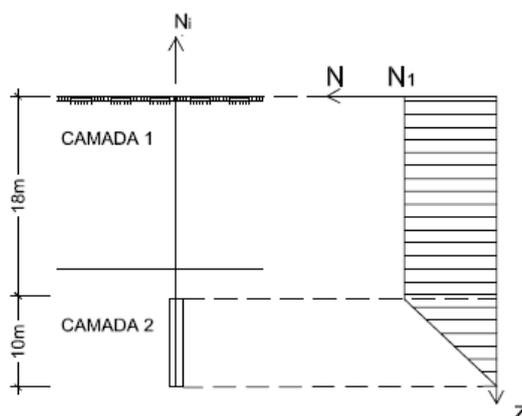


Figura 7-9: Diagramas de esforços normais do tirante

Os resultados obtidos para cada interação das situações “III” e “IV” são apresentados nas Tabelas 7-13 e 7-14.

Tabela 7-12: Interações para obtenção das cargas de trabalho e rigidezes axiais –
caso “III”

Interação	N (kN)	L (m)	ΔL (mm)	s (kN/m)
Estaca pré-moldada				
1	279,5	-	-	1,0
2	267,3	11,63	1,20	232098,6
3	264,6	11,34	1,12	238034,1
4	264,6	11,28	1,11	239300,2
Estaca raiz				
1	360,9	-	-	1,0
2	384,9	6,51	0,38	961470,8
3	383,9	6,73	0,44	884802,4
4	383,9	6,75	0,43	883864,8
Tirante				
1	-116,6	-	-	1,0
2	-125,1	10,00	3,48	33537,1
3	-124,8	10,00	3,73	33537,1
4	-124,7	10,00	3,72	33537,1

Tabela 7-13: Interações para obtenção das cargas de trabalho e rigidezes axiais –
caso “IV”

Interação	N (kN)	L (m)	ΔL (mm)	s (kN/m)
Estaca pré-moldada				
1	268,2	-	-	1,0
2	250,3	11,36	1,13	237615,0
3	250,9	11,00	1,02	245391,5
Estaca raiz				
1	478,0	-	-	1,0
2	507,9	7,62	0,53	902667,8
3	506,9	7,89	0,58	871778,0
Tirante				
1	-122,3	-	-	1,0
2	-134,4	10,00	3,35	33537,1
3	-134,0	10,00	4,01	33537,1

Ainda sobre os deslocamentos, pode-se comparar o deslocamento previsto para a estaca raiz sem atuação do atrito negativo com o deslocamento obtido a partir da curva carga x recalque da estaca P7A (Figura 7-10), cujas características são semelhantes às da estaca raiz aqui estudada e cujo atrito negativo ainda não atuava no momento de realização da prova de carga.

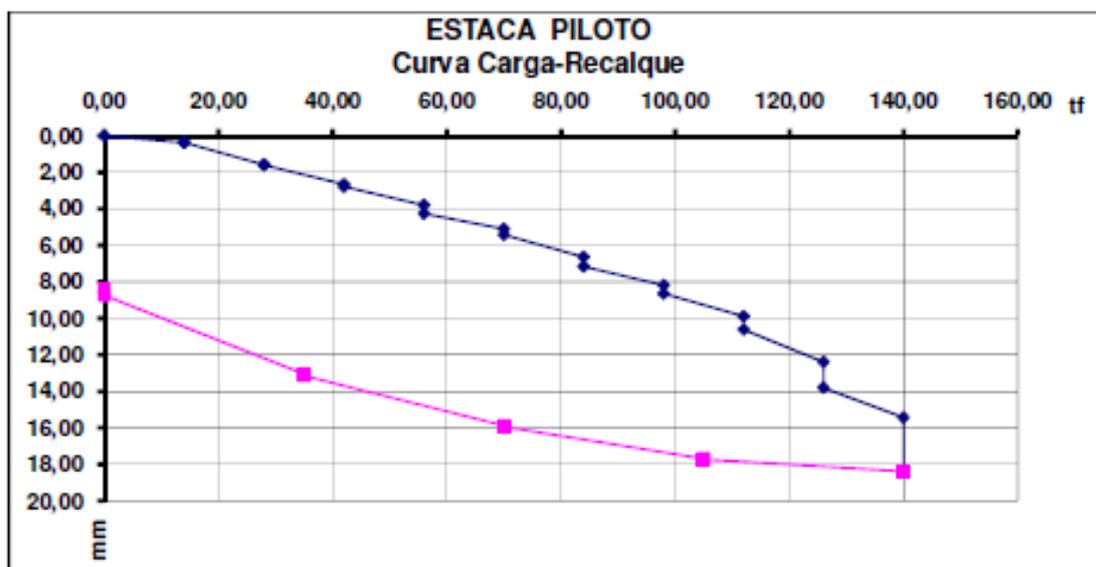


Figura 7-10: Curva carga x recalque da prova de carga à compressão estática da estaca raiz PC7A

Pelo gráfico carga x recalque da prova de carga o deslocamento para a carga de 383,9 kN (38,4tf) é de 2,48 mm, já pelas interações, a deformação para a mesma carga é de 0,43mm (Tabela 7-12) somada a deformação do trecho sem capacidade de carga, dada por:

$$\Delta l = \frac{N \cdot L'}{A' \cdot E'} = \frac{383,9\text{kN} \cdot 18\text{m}}{\frac{310^2}{4} \cdot \pi \text{ cm}^2 \cdot 28942,56\text{MPa}} = 3,16 \text{ mm}$$

Portanto tem-se um deslocamento total calculado de 3,59mm. Este deslocamento é maior do que o obtido pela prova de carga, e esse fato pode ser explicado pela consideração de que nos 18 metros revestidos por PVC não ocorre transferência de carga ao solo.

Observa-se, também, que a maior parte do deslocamento responsável pela redistribuição de cargas para esse sistema estrutural é função dos grandes trechos sem capacidade de carga.

Outra observação a ser feita é que, como esperado, a rigidez axial relativa entre os elementos de fundação contribui significativamente para as cargas de trabalho transmitidas a cada um deles. Neste caso, se as rigidezes axiais fossem iguais para todos os elementos de fundação, a carga na estaca pré-moldada seria mais alta e, talvez, até maior do que a carga que ela tem condições de suportar. Isso faria com que recalques ocorressem de forma a transferir o acréscimo de cargas para os demais elementos de fundação.

Comparando os resultados apresentados pelos casos “III” e “IV”, tem-se que o acréscimo de carga gerado pelo atrito negativo na estaca raiz influenciou muito pouco a carga de trabalho da estaca pré-moldada (5,3% de acréscimo). Tal fato é justificado, pois o aumento da carga na estaca raiz (de 383,9 para 516,9kN) fez com que a seu deslocamento aumentasse, porém não proporcionalmente ao aumento de carga, tornando a rigidez axial da estaca maior e, conseqüentemente, gerando uma redistribuição menor de cargas para a estaca pré-moldada.

8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Erros de premissa durante o dimensionamento de fundações ou a não previsão de mecanismos futuros ainda são comuns, tornando a realização de reforço de fundação e de renivelamento de edifícios uma alternativa para reverter a situação de prédios condenados à não utilização.

O presente trabalho abordou os tipos de reforço de fundações adotados em uma obra realizada em um terreno com espessa camada de solo mole, descrevendo as características de cada tipo de reforço adotado.

Também se descreveram os procedimentos executivos de renivelamento de edifícios em duas situações e os seus comportamentos ao longo da execução dos renivelamentos.

Finalmente, estudou-se o comportamento de um dos reforços realizados para fundação em estaca pré-moldada, cuja solução apresenta uso simultâneo de estaca raiz e tirante pré-tensionado.

8.1. Conclusão

As rigidezes dos elementos de fundação devem ser consideradas na avaliação da distribuição de cargas entre os elementos de fundação. No caso isostático estudado, em que a fundação original não possui capacidade de carga, o pré-tensionamento do tirante reduz apenas o recalque no pilar necessário para a mobilização do primeiro. Já nos casos hiperestáticos o pré-tensionamento é fundamental para reduzir a carga de trabalho destinada à estaca pré-moldada, cujo recalque indica capacidade de carga inferior à qual a mesma foi dimensionada originalmente.

No renivelamento dos edifícios, quando a estrutura apresenta baixa rigidez e as fundações originais não são reerguidas com o prédio, as cargas aplicadas aos macacos tendem a ser constantes e iguais à carga de trabalho do pilar. Na obra estudada neste trabalho foi realizada uma tentativa de se reerguer as fundações originais junto com seus respectivos pilares. Concluiu-se a partir dessa tentativa que existiam interferências desconhecidas no subsolo que dificultavam extremamente o reerguimento das estacas originais, tornando essa alternativa de reerguer as estacas junto com os pilares inviável.

8.2. Sugestões para trabalhos futuros

Para estudos futuros quanto ao comportamento de reforços, ou mesmo fundações, cujos elementos possuam diferentes rigidezes, recomenda-se a medição de

deformações através de extensômetros de resistência elétrica (strain gages) colados ao longo do comprimento dos elementos de fundação. Com essas deformações pode-se obter as rigidezes axiais destes elementos e as cargas transmitidas a eles, comparando tais resultados com os obtidos através de cálculos como os realizados neste trabalho.

Quanto ao estudo dos renivelamentos, recomenda-se o desenvolvimento de análises estruturais dos edifícios a serem reerguidos. Essas análises devem ser realizadas para as situações em que o prédio se encontra no momento antes de ser renivelado e após o renivelamento, sendo de suma importância a avaliação da redistribuição de cargas devido às movimentações da estrutura para a análise da segurança estrutural dos elementos do edifício.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALONSO, U. R. Correlações entre resultados de ensaios de penetração estática e dinâmica para a cidade de São Paulo. Solos e Rochas, São Paulo, v. 3, n. 3, p. 19-25, 1980.

ALONSO, U. R. Estacas injetadas. In: Fundações Teoria e Prática, cap. 9. 2ª Edição. PINI, São Paulo, 1996.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: Congreso Panamericano de Mecanica de Suelos y Cimentaciones. PASSMFE, 5., Buenos Aires. Anais... Buenos Aires: Sociedad Argentina de Mécanica de Suelos e Ingenieria de Fundaciones, p.367-376, 1975.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA. Execução de fundações e geotecnia, práticas recomendadas, cap. 8. 1ª Edição. PINI, São Paulo, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5629: Execução de tirantes ancorados no terreno. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto armado - Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5738: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.

BARATA, F.E., Recalques de Edifícios sobre Fundações Diretas em Terrenos de Compressibilidade Rápida e com a Consideração da Rigidez da Estrutura. Tese de Concurso para Professor Titular do Departamento de Construção Civil, Escola de Engenharia da UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil., 1986.

CABRAL, S., "Mapeamento Geológico Geotécnico da Baixada de Jacarepaguá e Maciços Circunvizinhos do Rio de Janeiro", Solos e Rochas, ABMS/ABGE, Vol. 6, n. 2, 21 – 40, 1983.

COMBARIEU, O. Frottement négatif sur les pieux, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Rapport de Recherche n. 136, 1985.

COSTA NUNES, A. J. & SURUAGY, W. M. – Fundações Profundas Associadas a Ancoragens Protendidas. 3º Simpósio Regional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Salvador, 1985.

DANZIGER, B & DANZIGER, F. A. B. – Algumas considerações sobre a utilização conjunta de estacas e ancoragens protendidas em fundações. VII CBMSEF. Olinda, 1982.

DANZIGER, B. R.; VELLOSO, D. A. Correlações entre SPT e os resultados dos ensaios de penetração contínua. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECANICA DE SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 8., Porto Alegre 1986. Anais. Porto Alegre: ABMS, v. 6, p. 103-113, 1986.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: 6º CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES – CBMSEF, Rio de Janeiro. Anais...Rio de Janeiro ABMS/ABEF, 1978.

DÉCOURT, L., Prediction of the bearing capacity of piles based exclusively on N values of the SPT, Proceedings, 2nd. European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam (Balkema), Vol.1, pp. 29-34, 1982.

ENDO, M.; MINOU, A., KAWASAKI T, AND SHIBATA, T. "Negative skin friction acting on steel piles in clay". Proc. 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, August 25 - 29, Vol. 2, pp. 85 – 92, 1969.

ESTE GEOTECNIA E FUNDAÇÕES. Disponível em: <http://www.este.com.br/servicos.php>. Acesso em 07 de janeiro de 2017.

JOHANNESSEN, I. J; BJERRUM, L. "Measurement of the compression of a steel pile to rock due to settlement of the surrounding clay". In Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montréal, Que., 8-15 September 1965. Pergamon Press, Oxford, UK. pp. 261-264, 1965.

VELLOSO, D. A.; AOKI, N.; SALAMONI, J. A. Fundações para silo vertical de 100.000 t no porto de Paranaguá. In 6º CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES – CBMSEF, Rio de Janeiro. Anais...Rio de Janeiro: ABMS/ABEF, 1978.

VELLOSO, D. A. LOPES, F. R. Fundações. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 264 p. e 439-442, 2002.

YASSUDA, C. T.; DIAS, P. H. V. . Tirantes. In: Fundações Teoria e Prática, cap. 17. 2ª Edição. PINI, São Paulo, 1996.

APÊNDICE: SONDAGEM SP-09

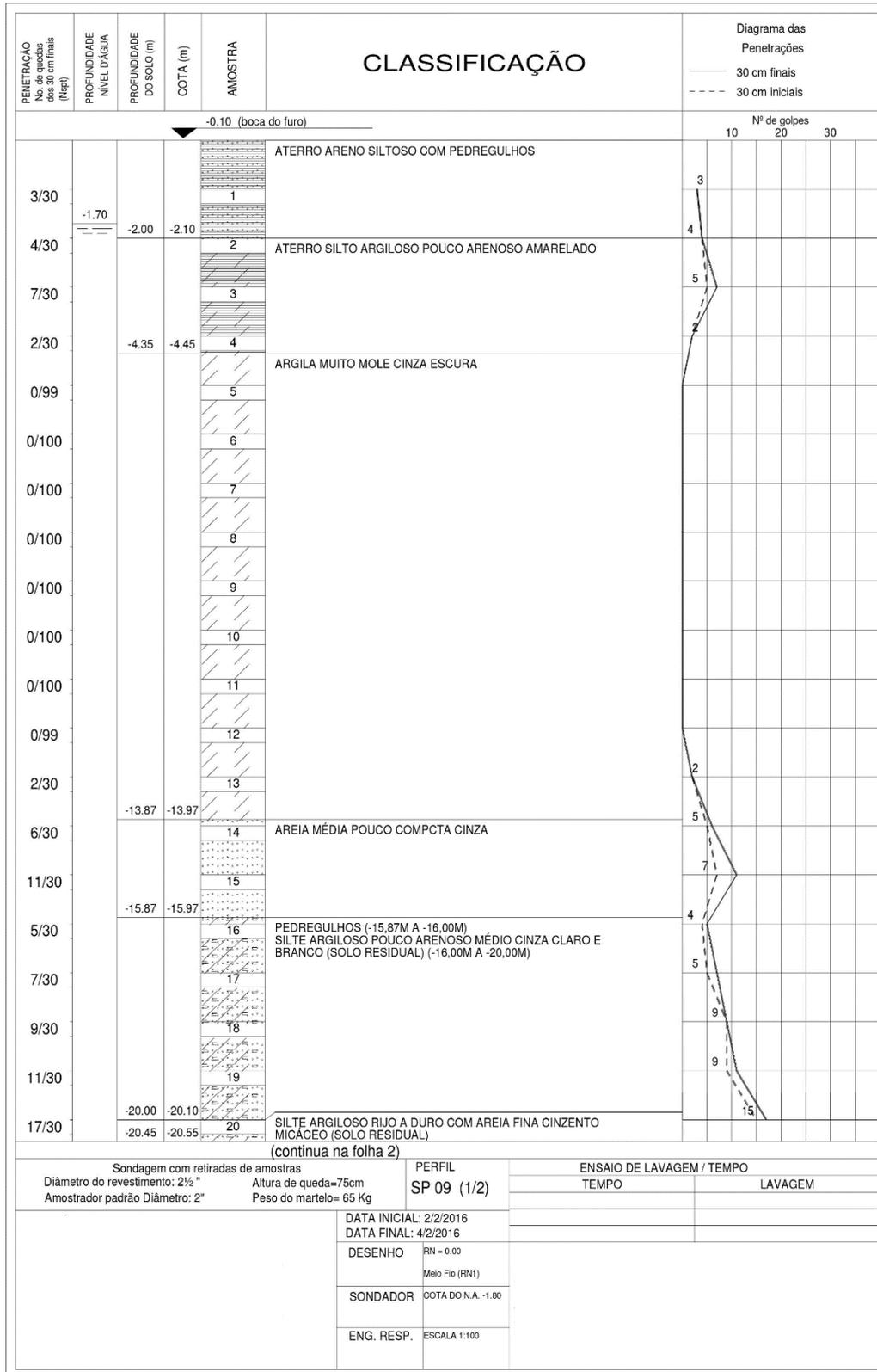


Figura A1.1: Boletim de sondagem SP-09 – página 1 de 2

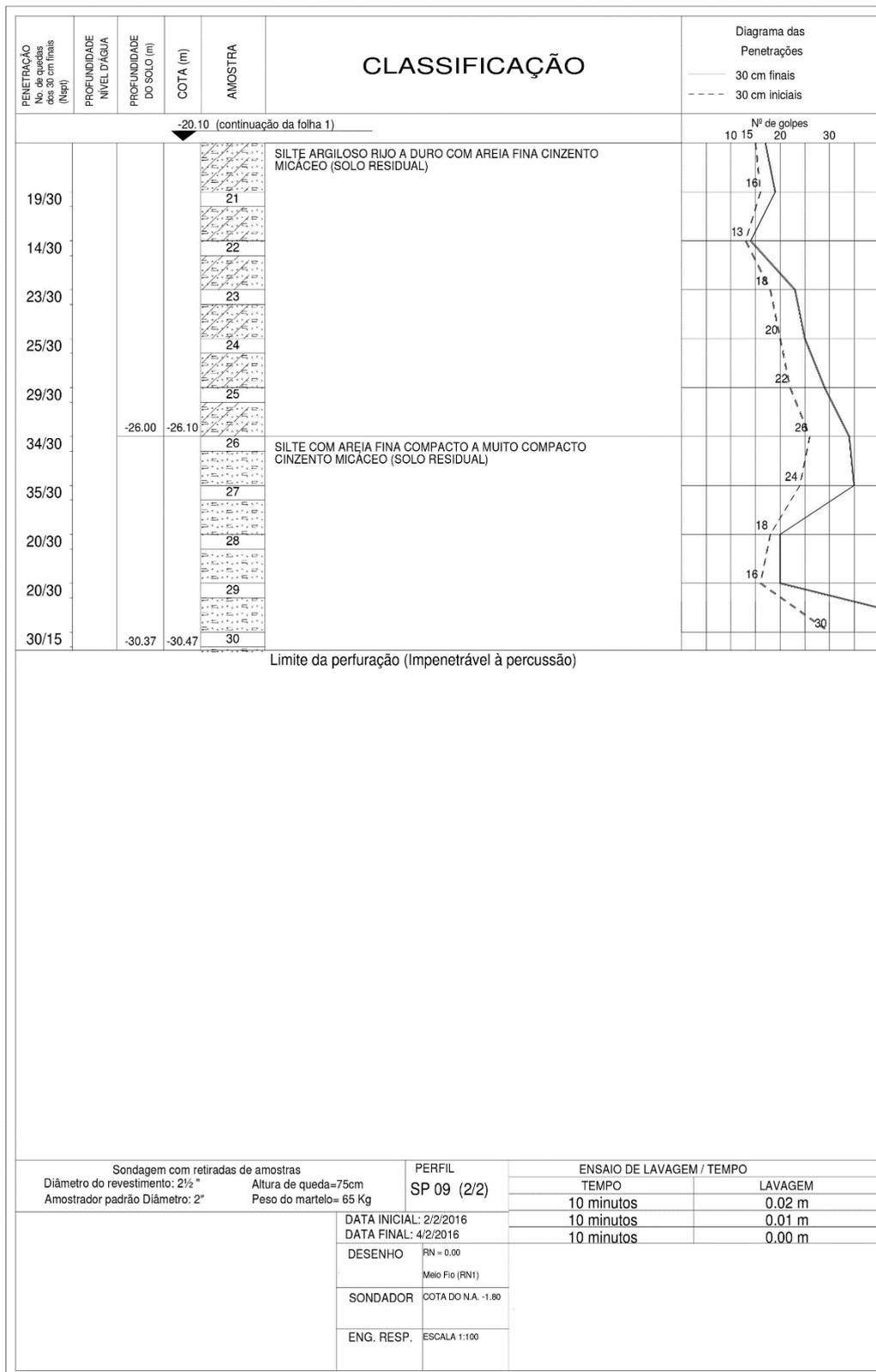


Figura A1.2: Boletim de sondagem SP-09 – página 2 de 2