



**INSTITUTO FEDERAL DE CIÊNCIA, EDUCAÇÃO E TECNOLOGIA DO
ESTADO DO TOCANTINS – CAMPUS PALMAS
CURSO SUPERIOR DE ENGENHARIA CIVIL**

GEAN OLIVEIRA VILARINHO

**MODELAGEM NUMERICA PARA ANÁLISE DE RECALQUES EM
FUNDAÇÕES: ESTUDO DE CASO DE OBRAS PUBLICAS NO ESTADO DO
TOCANTINS**

Palmas

2023

GEAN OLIVEIRA VILARINHO

**MODELAGEM NUMERICA PARA ANÁLISE DE RECALQUES EM
FUNDAÇÕES: ESTUDO DE CASO DE OBRAS PUBLICAS NO ESTADO DO
TOCANTINS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
como requisito parcial para a obtenção do título
de Bacharel em Engenharia Civil pelo Instituto
Federal do Tocantins - Campus Palmas.

Orientador: Me. Cleber Decarli de Assis

Palmas

2023

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Bibliotecas do Instituto Federal do Tocantins

V697m Vilarinho, Gean Oliveira
MODELAGEM NUMERICA PARA ANÁLISE DE RECALQUES EM
FUNDAÇÕES: ESTUDO DE CASO DE OBRAS PUBLICAS NO
ESTADO DO TOCANTINS / Gean Oliveira Vilarinho. – Palmas, TO, 2023.
128 f. : il. color.

Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) –
Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Tocantins, Campus
Palmas, Palmas, TO, 2023.

Orientador: Me. Cleber Decarli de Assis

1. Fundações. 2. Recalques. 3. Análise numérica. I. Assis, Cleber Decarli
de. II. Título.

CDD 624

A reprodução total ou parcial, de qualquer forma ou por qualquer meio, deste documento é autorizada para fins de estudo e
pesquisa, desde que citada a fonte.

Elaborado pelo sistema de geração automática de ficha catalográfica do IFTO com os dados fornecidos pelo(a)
autor(a).

FOLHA DE APROVAÇÃO
GEAN OLIVEIRA VILARINHO

**MODELAGEM NUMERICA PARA ANÁLISE DE RECALQUES EM
FUNDAÇÕES: ESTUDO DE CASO DE OBRAS PUBLICAS NO ESTADO DO
TOCANTINS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
como requisito parcial para a obtenção do título
de Bacharel em Engenharia Civil pelo Instituto
Federal do Tocantins - Campus Palmas.

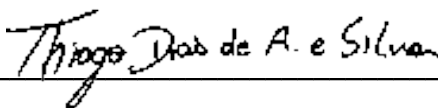
Orientador: Me. Cleber Decarli de Assis

Aprovado em: 23/08/2023

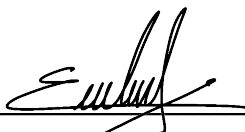
BANCA AVALIADORA



Prof. Me. Cleber Decarli de Assis



Prof. Dr. Thiago Dias de Araújo e Silva



Prof. Me. Edivaldo Alves dos Santos

DEDICATÓRIA

Aos meus avós, Gervanito, Maria Ilza e Anália. Aos meus pais, Dulce e Geovane. À minha irmã, Nayla, e aos meus sobrinhos, Artur e Ravi.

AGRADECIMENTOS

À minha família, por sempre me apoiarem e darem todo o apoio necessário para alcançar os meus objetivos.

Ao Mestre e Professor Cleber Decarli, por ter aceitado ser meu orientador e por todos os ensinamentos durante o curso e a orientação deste trabalho.

Aos Professores e grandes profissionais da engenharia, Thiago Dias e Edivaldo Alves, por terem contribuído com todos os seus conhecimentos como banca avaliadora.

Ao corpo docente do curso de Engenharia, agradeço por todos os ensinamentos e conselhos durante a graduação.

Aos meus colegas e amigos do IFTO, especialmente aos da 13ª Turma de Engenharia Civil do Instituto Federal do Tocantins – Campus Palmas, obrigado pelo companheirismo de sempre!

Muito obrigado!

“O sucesso é a soma de pequenos
esforços repetidos dia após dia.”

Robert Collier

RESUMO

A engenharia geotécnica é um ramo da engenharia civil que lida com o estudo e a aplicação de princípios geológicos e geotécnicos na análise, projeto e construção de estruturas e obras relacionadas ao solo e às rochas. Envolve a compreensão do comportamento do solo e das rochas, bem como a interação entre eles e as estruturas construídas sobre eles. Com isso, a partir de dados obtidos da geotécnica, é possível a realização de projetos de fundações de uma estrutura. Para se realizar o projeto de fundações, é necessário que se tenha conhecimento sobre o solo que a estrutura estará apoiada para que seja dimensionada corretamente. Através de ensaios de sondagens do terreno, é possível estabelecer parâmetros e características do solo para que seja projetada a fundação. A não realização ou realização ineficaz da sondagem do solo prejudica a confiabilidade da fundação que será projetada e podendo gerar manifestações patológicas na estrutura. Neste sentido, o presente trabalho apresente análises quanto as causas e características de manifestações patológicas causadas na estrutura por consequências do recalque da fundação. Além disso, o trabalho traz a análise de recalque e análises de otimização de projeto de uma obra pública que foi executada no estado do Tocantins. Para tal, foi realizado a modelagem através de uma análise numérica no software RSPile, para se obter os valores do recalque da edificação. A partir da modelagem realizada para a obra do fórum da comarca de Miracema do Tocantins, foi obtido valores do recalque da estrutura em todos os seus pilares. Para o sistema de Miracema, foi feito a análise de otimização do projeto com novas características da fundação de edificação. O novo sistema proposto foi de estacas hélice continua com diâmetro de 50 e 30 centímetros e profundidades de 3 a 5 metros. Por fim, foi realizado uma nova modelagem para a análise e avaliação dos recalques do novo sistema de fundações proposto.

Palavras-chave: recalques, modelagem numérica, capacidade de carga.

ABSTRACT

Geotechnical engineering is a branch of civil engineering that deals with the study and application of geological, geotechnical principles in the analysis, design, and construction of structures and works related to soil and rocks. It involves understanding the behavior of soil and rocks, as well as the interaction between them and the structures built on top of them. With this, from data obtained from geotechnics, it is possible to carry out projects of foundations of a structure. To carry out the design of foundations, it is necessary to have knowledge about the ground that the structure will be supported in order to be dimensioned correctly. Through ground drilling tests, it is possible to establish soil parameters and characteristics so that the foundation can be designed. Failure to carry out or ineffectively carrying out the soil survey impairs the reliability of the foundation that will be designed and may generate pathological manifestations in the structure. In this sense, the present work presents analyzes regarding the causes and characteristics of pathological manifestations caused in the structure by consequences of the repression of the foundation. In addition, the work brings the analysis of settlement and analysis of project optimization of a public work that was carried out in the state of Tocantins. For this, modeling was carried out through a numerical analysis in the RSPile software, to obtain the settlement values of the building. Based on the modeling carried out for the work on the forum in the district of Miracema do Tocantins, values for the settlement of the structure in all its pillars were obtained. For the Miracema system, the project optimization analysis was carried out with new characteristics of the building foundation. The proposed new system consisted of continuous helix piles with a diameter of 50 and 30 centimeters and depths of 3 to 5 meters. Finally, a new modeling was carried out for the analysis and evaluation of the settlements of the proposed new foundation system.

Keywords: settlements, numerical modeling, load capacity.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Fundação superficial e profunda.....	22
Figura 2 - Etapas da execução de sondagem a percussão.....	25
Figura 3 - Laudo de Sondagem	26
Figura 4 - Tubulão	29
Figura 5 - Estaca	29
Figura 6 - Execução de estaca pré-moldada	30
Figura 7 - Execução de Estaca Strauss	31
Figura 8 - Execução de Estaca Raiz	32
Figura 9 - Execução de Estaca Hélice Contínua	33
Figura 10 - Caixaão	33
Figura 11 - Recalques de uma fundação superficial sob carga vertical centrada	34
Figura 12 - Principais modos de deformação de uma estrutura: (a) recalques totais; (b) recalques diferenciais;	35
Figura 13 - Solos colapsíveis no Brasil	37
Figura 14 - Estrutura de um solo colapsível	38
Figura 15 - Estrutura do solo colapsível carregada: a) antes da inundação; b) depois da inundação.....	39
Figura 16 - Micrografias de uma areia fina argilosa colapsível: a) estrutura do solo original; b) estrutura do solo após o colapso.	39
Figura 17 - Solo expansivo seco.....	40
Figura 18 - Esquema estrutural de base de uma caulinita	41
Figura 19 - MEV da caulinita com a morfologia típica: folhas ou lâminas empilhadas que formam alinhamentos, leques, etc.	42
Figura 20 - Esquema estrutural da muscovita. A estrutura da illita é semelhante.....	43
Figura 21 - MEV Illita	43
Figura 22 - Esquema estrutural da esmectita.....	44
Figura 23 - MEV Esmectitas revestindo parede de vesícula em rocha basáltica.	44
Figura 24 - Esquema das causas do desabamento do edifício em Xangai	45
Figura 25 - Superposição de tensões	46
Figura 26 - Matacões	48
Figura 27- Deficiência na investigação geotécnica	48
Figura 28 - Influência da vegetação	49
Figura 29 - Morfologia Zona Cárticas	51

Figura 30 - Recalque em Zona Cárticas	51
Figura 31 - Distorções angulares e danos associados.....	52
Figura 32 - Fissura provocada na alvenaria de vedação por recalque diferencial.	54
Figura 33 - Fissuras típicas causadas por recalque de fundações de pilares internos	54
Figura 34 - Fissuras por recalque de fundação	55
Figura 35 - Desaprumos em Torres	57
Figura 36 - Torre de Pisa	58
Figura 37 - Histórico de Construção Torre de Pisa	59
Figura 38 - Camadas de solo abaixo da Torre de Pisa.....	59
Figura 39 - Perfil Geotécnico da Orla de Santos	61
Figura 40 - Bulbo de tensões Ed. Jardim Europa e Ed. Núncio Malzoni.....	62
Figura 41 - Edifício Mahembi e Edifício Paineiras na Orla de Santos.....	62
Figura 42 - Recalque na Cidade do México	64
Figura 43 - Ponte na Rodovia PE-507	65
Figura 44 - Ruptura do Bloco e descalçamento da fundação	65
Figura 45 - Fuga de material sob as fundações, causando risco de ruptura da obra.....	66
Figura 46 - Malhas de determinação do MDF	68
Figura 47 - Estaca submetida a um carregamento vertical V	69
Figura 48 - Planejamento da Pesquisa	73
Figura 49 - Software Rocscience.....	74
Figura 50 - Fachada Fórum de Miracema	75
Figura 51 - Projeto de Fundações	76
Figura 52 - Locação dos furos para sondagem	77
Figura 53 - Modelagem do Solo	81
Figura 54 - Modelagem do Solo – Furo SP01	82
Figura 55 - Modelagem do Solo – Furo SP02	82
Figura 56 - Modelagem do Solo – Furo SP03	82
Figura 57 - Modelagem do Solo – Furo SP04	83
Figura 58 - Estacas tipo E1, E2 e E3	84
Figura 59 - Locação da Estrutura	84
Figura 60 - Locação da Estrutura	85
Figura 61 - Estacas diâmetro de 30cm.....	93
Figura 62 - Estacas diâmetro de 50cm.....	93
Figura 63 -Fundação Redimensionada	94
Figura 64 - Locação das Estacas.....	99

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Estados de compacidade e de consistência	27
Quadro 2 - Quantidade de furos para Sondagem.....	28
Quadro 3 - Propriedade dos principais grupos de argilo-minerais	41
Quadro 4 - Problemas típicos decorrentes	47
Quadro 5 - Espécies das árvores e efeitos observados de danos em fundações	50
Quadro 6 - Valores limites da distorção angular β para edifícios estruturados e paredes portantes armadas	52
Quadro 7 - Relação entre abertura de fissuras e danos em edifícios	55
Quadro 8 - Denominação das fissuras	56
Quadro 9 - Características das Fundações	78
Quadro 10 - Parâmetros dos tipos de solo	81
Quadro 11 - Características das Estacas	83
Quadro 12 - Recalque nas Estacas.....	85
Quadro 13 - Parâmetros Método Aoki-Velloso.....	88
Quadro 14 - Capacidade de Carga.....	88
Quadro 15 - Redimensionamento da Fundação.....	90
Quadro 16 - Recalque da Fundação Redimensionada	94
Quadro 17 - Comparativo de Recalques.....	97
Quadro 18 – Análise Estatística.....	98
Quadro 19 - Cargas das Estacas	99
Quadro 20 - Deslocamentos nas Estacas de 50 centímetros com profundidade 5 metros	103
Quadro 21 - Deslocamentos nas Estacas de 50 centímetros com profundidade 4 metros	104
Quadro 22 - Deslocamentos nas Estacas de 30 centímetros com profundidade 5 metros	105
Quadro 23 - Deslocamentos nas Estacas de 30 centímetros com profundidade 4 metros	108
Quadro 24 - Deslocamentos nas Estacas de 30 centímetros com profundidade 3 metros	109

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Curva de índice de vazios por pressão (carga).....	35
Gráfico 2 - Deslocamento da Estaca do Pilar 12	86
Gráfico 3 - Deslocamento da Estaca do Pilar 12	87
Gráfico 4 - Deslocamento da Estaca do Pilar 14	96
Gráfico 5 - Deslocamento da Estaca do Pilar 15	96
Gráfico 6 - Deslocamento da Estaca do Pilar 16	96
Gráfico 7 - Deslocamento da Estaca do Pilar 26	97
Gráfico 8 – Deslocamento da Estaca do Pilar 01	100
Gráfico 9 - Deslocamento da Estaca do Pilar 02	100
Gráfico 10 - Deslocamento da Estaca do Pilar 03	101
Gráfico 11 - Deslocamento da Estaca do Pilar 04	101
Gráfico 12 - Deslocamento da Estaca do Pilar 05	101
Gráfico 13 - Deslocamento da Estaca do Pilar 06	102
Gráfico 14 - Deslocamento da Estaca do Pilar 07	102
Gráfico 15 - Deslocamento da Estaca do Pilar 08	102
Gráfico 16 - Deslocamento da Estaca do Pilar 09	103
Gráfico 17 - Deslocamento da Estaca do Pilar 09	103
Gráfico 18 - Deslocamento da Estaca do Pilar 09	105
Gráfico 19 - Deslocamento da Estaca do Pilar 10	105
Gráfico 20 - Deslocamento da Estaca do Pilar 05	106
Gráfico 21 - Deslocamento da Estaca do Pilar 06	106
Gráfico 22 - Deslocamento da Estaca do Pilar 07	107
Gráfico 23 - Deslocamento da Estaca do Pilar 08	107
Gráfico 24 - Deslocamento da Estaca do Pilar 09	107
Gráfico 25 - Deslocamento da Estaca do Pilar 09	108

LISTA DE SÍMBOLOS

N_{SPT}	Resultado do ensaio SPT (número de golpes)
w_i	Recalque imediato
w_f	Recalque no tempo
w_t	Recalque total
δ	Distorção Angular
Σb	Tensão na base da estaca;
$qp(x3)$	Força na interface estaca-solo;
Ep	Módulo de elasticidade da estaca;
Sp	Área da seção transversal da estaca.
H	Matriz ($n \times n$) de coeficientes de efeito axial das diferenças finitas;
u_p	Vetor (n) de deslocamentos nodais da estaca;
F_p	Vetor (n) de forças externas nodais decorrentes das condições de contorno;
Q_p	Vetor (n) de forças de interface nodais.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	17
1.1 Problema de Pesquisa	18
1.2 Justificativa	18
1.3 Objetivos	19
1.3.1 Objetivo Geral	19
1.3.2 Objetivos Específicos	19
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	20
2.1 Contextualização Histórica - Fundações	20
2.2 Fundações	21
2.3 Considerações de Projeto	22
2.4 Investigação Geotécnica	23
2.4.1 Etapas de Investigação do Subsolo	24
2.4.2 Métodos de Investigação	24
2.4.3 Standard Penetration Test (SPT)	25
2.5 Fundações Indiretas	28
2.5.1 Tubulões	28
2.5.2 Estacas	29
2.5.2.1 Estacas Cravadas	30
2.5.2.2 Estacas Escavadas	30
2.6.3 Caixaão	33
2.6 Recalques	34
2.7.1 Recalques provocados por rebaixamento do lençol freático	36
2.7.2 Recalque em solos colapsíveis	36
2.7.3 Recalque por solapamento em consequência de infiltrações	40
2.7.4 Solos Expansivos	40
2.7.5 Escavações próximas	45
2.7.6 Superposição de tensões	46
2.7.7 Deficiência na investigação geotécnica	46
2.7.8 Fundações sobre aterros	48
2.7.9 Influência da vegetação	49
2.7.10 Zonas cársticas	50
2.7 Recalques admissíveis	51
2.09 Danos Estruturais, Arquitetônicos e Funcionais	53
2.09.01 Fissuras, Trincas e Rachaduras	53

2.09.02 Desaprumo	56
2.10.03 Colapso.....	57
2.10 Casos Reais	57
2.10.01 Torre de Pisa	57
2.10.02 Orla de Santos	60
2.10.03 Cidade do México	62
2.11.4 Ponte na Rodovia PE-507	64
2.12 Análise Numérica	66
2.12.1 Método das Diferenças Finitas – MDF	67
3. PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS	72
3.1 O Software Rocscience	73
4.0 Apresentação da Área de Estudo	74
5.0 Fórum da Comarca de Miracema - Tocantins	75
5.1 Procedimentos de Modelagem	80
5.2 Modelagem.....	80
5.2.1 Dados do maciço de solo.....	80
5.3 Lançamento da Estrutura.....	83
5.4 Resultado da análise de recalques	85
5.4.1 Análise da Estaca do Pilar 12.....	86
5.5 Análise da Capacidade de Carga	87
5.6 Redimensionamento da Fundação.....	90
5.6.1 Modelagem da Fundação Redimensionada.....	93
5.6.2 Resultado da análise de recalques	94
5.6.2.1 Análise de Pilar 14, 15, 17 e 26.....	95
5.7 Análise das Estacas Individualmente	99
5.7.1 Análise de Recalque das Estacas.....	100
6.0 CONSIDERAÇÃO FINAIS.....	110
7.0 REFERENCIAL BIBLIOGRÁFICO.....	112

1. INTRODUÇÃO

A fundação de uma edificação é a parte responsável por receber os carregamentos da superestrutura e distribuí-los ao solo que está apoiada. Se caracterizam como parte da infraestrutura da construção, ou seja, a parte estrutural que ficará abaixo do solo. Com isso, quando dimensionadas e projetadas corretamente, não oferecem perigo quando se trata de manifestações patológicas que podem causar danos estruturais e/ou arquitetônicos para a edificação que estará sendo construída.

França et. al (2011) afirmam que as manifestações patológicas encontradas nas edificações são provenientes de diversos fatores e podem ser caracterizadas como a expressão resultante de um mecanismo de degradação na construção. Quando se trata de manifestações patológicas nas fundações, as mais frequentes são do tipo recalques.

De acordo com Milititsky (2008), uma das patologias mais significativas de uma edificação é o recalque diferencial, principal causa de trincas e rachaduras. O recalque ou assentamento é o termo utilizado em engenharia civil para caracterizar o fenômeno que ocorre quando uma edificação sofre um rebaixamento devido ao adensamento do solo sob sua fundação.

Na orla de Santos, no estado de São Paulo, alguns prédios são o reflexo desse tipo de manifestação patológica. Segundo Lisboa et. al. (2022), as construções dos edifícios na orla da cidade de Santos foram realizadas sem o conhecimento técnico e científico, fazendo com que fossem executadas fundações rasas que ficam em contato apenas com a primeira camada de solo. Com isso, foram construídos grandes edifícios com fundações com apenas 3 ou 4 metros de profundidade, onde se tinha um solo firme, porém a camada seguinte possuía resistência inferior à da primeira camada de solo onde a fundação foi apoiada. A partir disso, ao ser submetida a uma série de carregamentos pelo volume de construções, o solo começou a se movimentar, ocasionando o recalque das fundações dos edifícios da orla.

Com isso, para a elaboração de um projeto de fundação é necessário determinar a capacidade de carga que pode ser aplicada no solo para que não se tenha manifestações patológicas que causem danos estruturais e arquitetônicos para a edificação. Para determinar os recalques limites que serão suportados sem que haja tais danos, são utilizadas informações dos estudos geotécnicos do solo referentes às propriedades das camadas a qual a fundação estará apoiada.

O presente trabalho tem como objetivo avaliar os recalques em edifícios de obras públicas do Estado do Tocantins e abordar os parâmetros considerados para o dimensionamento de fundações. Além disso, o estudo também avaliará os danos estruturais e arquitetônicos que surgirão provenientes dos recalques que a estrutura será submetida ao longo do tempo.

1.1 Problema de Pesquisa

As manifestações patológicas são itens comuns e encontradas em todo o tipo de edificação e podem se tornar grandes problemas quando interferem na parte estrutural e arquitetônica na edificação. Quando se trata de recalques em fundações, observasse uma grande quantidade de obras submetidas a esse tipo de manifestação patológica e que resultaram em problemas estruturais e arquitetônicos como fissuras, trincas e outros. Diante disso, levantam-se os seguintes questionamentos:

- Quais os limites de recalques que a edificação poderá suportar para que não haja danos estruturais e arquitetônicos?
- Quais danos estruturais e arquitetônicos provenientes de recalques a edificação estará submetida ao longo da sua vida útil?

1.2 Justificativa

Velloso e Lopes (2010) afirmam que independentemente do tipo de edificação e tipo da fundação escolhida, o recalque é inevitável durante a vida útil da construção, porém a dimensão deste recalque é interferida pelo tipo de solo em que se está apoiado e pelo tipo de fundação empregada. O recalque pode resultar em inúmeros problemas durante e após o término da obra, ou seja, na sua vida útil. O recalque se torna o principal responsável, em grande parte dos casos, pelo surgimento de manifestações patológicas na superestrutura, como por exemplo, o aparecimento de fissuras e trincas. Visto isso, nota-se a importância de se avaliar, conhecer e analisá-lo para se planejar e prevenir de possíveis danos estruturais que poderão se manifestar na edificação.

Os projetos de fundações devem levar em consideração diversos fatores que precisam ser analisados e verificados de maneira exata para que não haja intercorrências. Na engenharia, é necessário que todas as etapas sejam minuciosamente dimensionadas e todos os aspectos devem ser levados em consideração. A análise geotécnica e escolha criteriosa de qual tipo de fundação escolher em um projeto é de suma importância para a análise dos recalques que a edificação estará submetida.

Segundo Moro (2010) é comum a presença de falhas construtivas na maioria das obras públicas. Essas falhas devem-se principalmente à má gestão das etapas construtivas: projeto, execução, materiais e uso/manutenção. Além disso, o autor ainda afirma que as obras executadas no Brasil sofrem diversos problemas como fraudes em licitações, emprego de materiais de baixa qualidade, uso de técnicas inadequadas, obras paralisadas ou inacabadas, superfaturamento de preços e pagamentos por serviços não realizados e materiais não empregados.

A partir do exposto, é visto a suma importância da avaliação dos projetos de obras executadas com os recursos públicos, uma vez que essas estão propícias as mais diversas manifestações patológicas durante a sua vida útil. De acordo com Andrade (2017), a elaboração de um projeto completo de qualidade representa de 5% a 10% do custo total da obra, e valoriza a qualidade dos equipamentos públicos. Quanto maior a qualidade da obra, menor o custo de manutenção e conservação, maior o controle do Estado sobre o que acontece na obra.

A análise dos tipos de danos estruturais e arquitetônicos se mostra necessária para a avaliação das manifestações patológicas e para posterior planejamento de manutenção da edificação ao longo da sua vida útil. O estudo servirá de subsídio para comprovar a partir de um estudo de caso as consequências geradas provenientes dos recalques em uma edificação.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo Geral

Realizar a análise dos recalques em fundações de obras públicas do Estado do Tocantins, através da modelagem numérica computacional com o Software Rocscience.

1.3.2 Objetivos Específicos

1. Analisar os recalques das fundações através de modelagem numérica utilizando o software Rocscience;
2. Identificar as causas dos recalques;
3. Reiterar a importância das investigações geotécnicas para os projetos estruturais.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Contextualização Histórica - Fundações

A partir da evolução humana, o mundo acompanhou diversas mudanças e melhorias em todos os processos da vida. No âmbito da engenharia geotécnica, de um modo amplo, os aspectos evolutivos nos remota aos primórdios que observaram a necessidade de se adequar ao meio em que habitava para garantir a sua sobrevivência.

Paes (1998) afirma que a sociedade romana foi a responsável pelos principais avanços tecnológicos na engenharia geotécnica e nas fundações. A partir do surgimento do cimento romano, constituído de uma mistura de pozolana com calcário, acrescido de pedaços de pedra. Com isso, surgiram grandes obras conhecidas mundialmente como o Coliseu de Roma, assentado em uma laje do tipo radier liso de 170m de diâmetro e o Pantheon construído sobre uma viga de concreto em forma de anel com 4,5 metros de profundidade e 7 metros de largura.

A partir de 1820, na Inglaterra com o descobrimento do cimento Portland e o concreto armado por Monier na França em 1848, sendo estes materiais utilizados nas fundações de pontes e de grandes edifícios possibilitando desta forma cargas cada vez maiores nas fundações, contudo neste sentido proporcionou uma grande evolução na engenharia de fundações (NÁPOLES NETO, 1998).

De acordo com Das (2005), o período clássico da Mecânica dos Solos se inicia em 1776 com Charles Augustin Coulomb. Coulomb utilizou os princípios de Máximos e Mínimos de funções reais para determinar a verdadeira posição da superfície de deslizamento dos maciços de solo para o cálculo de muros de arrimo.

No século XIX, vários autores contribuíram para o progresso da Mecânica dos Solos, dentre eles podem ser citados Alexandre Collin, William John Macquorn Rankine e Henri Philibert Gaspard Darcy.

Na fase contemporânea, segundo Nápoles Neto (1998), surgiu o pai da mecânica dos solos, Karl Terzaghi. Terzaghi, através de seus estudos apresentou de forma mais clara os conceitos de tensão e deformação nos solos. A partir de todo o seu esforço ao longo dos anos e dedicação à engenharia geotécnica, consolidou todas as teorias apresentadas fundando assim uma nova área na Engenharia, a Mecânica dos Solos, cujo principal marco foi a publicação do livro “Theoretical Soil Mechanics” em 1943.

A partir disso, diversos autores foram se consolidando ao longo dos tempos afim de aprimorar as técnicas e métodos construtivos da mecânica dos solos possibilitando cada vez mais o aprimoramento da área.

2.2 Fundações

De acordo com Milititsky (2013), a fundação é o resultado da necessidade de transmissão de cargas ao solo pela construção de uma estrutura. A longo prazo, o comportamento da fundação pode ser afetado por diversos fatores, se iniciando pelos que são provenientes do projeto em si, que envolve o conhecimento técnico das características solo, passando pelos métodos e procedimentos dos sistemas construtivos e finalizando por efeitos de acontecimentos após a implantação. Azevedo (1997) considera que as fundações de um edifício são elementos estruturais com a finalidade de transmitir ao terreno as cargas provenientes da estrutura (carregamento próprio e sobrecarga).

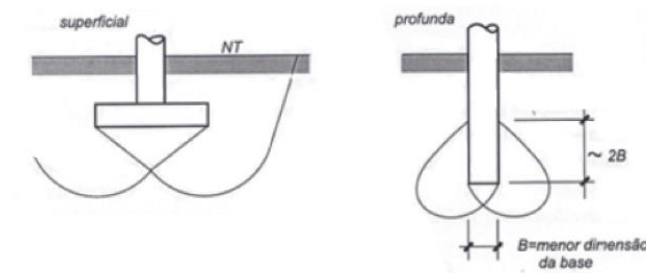
Gusmão (2000), afirma que o desempenho de uma edificação é governado pela interação entre três partes, a superestrutura, que compreende a parte a ser utilizada após sua construção, a infraestrutura, que é constituída de elementos de transmissão do carregamento da superestrutura para o terreno de fundação, e o terreno de fundação no qual absorve os esforços desenvolvidos pela superestrutura.

Para que a edificação tenha o desempenho esperado ao longo da sua vida útil, um dos principais cuidados do projetista é a determinação da terminologia que será utilizada em cada tipo de obra. Com isso, se tem a separação das fundações em dois grupos: fundações rasas (diretas) e as fundações profundas (indiretas).

Segundo a NBR 6122/2019 – Projeto e execução de fundações, define as fundações rasas como elementos de fundação em que a carga é transmitida ao terreno, predominantemente pelas pressões distribuídas sob a base da fundação, e em que a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. Incluem-se neste tipo de fundação as sapatas, os blocos, os radier, as sapatas associadas, as vigas de fundação e as sapatas corridas.

Já as fundações indiretas são definidas, a partir da NBR 6122/2019 – Projeto e execução de fundações, como elemento de fundação que transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, e que está assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3 m, de acordo com a Figura 01.

Figura 1 - Fundação superficial e profunda.



Fonte: Velloso e Lopes (2004)

2.3 Considerações de Projeto

Berberian (1943) afirma que uma má escolha do tipo de fundações pode levar a sérios problemas técnicos e financeiros. A escolha do tipo de fundações traz consigo uma boa dose da experiência do engenheiro. Sob o aspecto técnico os projetistas/executores devem-se garantir os itens de segurança (recalques e colapso).

É importante ressaltar que somente o profissional que detiver a capacidade técnica e profissional terá condições de elaborar um projeto adequado seguindo todos os instrumentos normativos, buscando sempre evitar o aparecimento de problemas e manifestações patológicas durante a vida útil da edificação.

De acordo com Velloso e Lopes (2004), os principais fatores para o dimensionamento de projetos de fundações são:

I. Topografia da Área

- Levantamento topográfico (planialtimétrico);
- Dados sobre taludes e encostas no terreno (ou que possam, no caso de acidente, atingir o terreno);
- Dados sobre erosões (ou evoluções preocupantes na geomorfologia).

II. Dados Geológicos/Geotécnicos

- Investigação do subsolo (preferencialmente em 2 etapas: preliminar e complementar);
- Outros dados geológicos e geotécnicos (mapas, fotos aéreas e levantamentos aerofotogramétricos, artigos sobre experiências anteriores na área etc.).

III. Dados da Estrutura a Construir

- Tipo e uso que terá a nova obra;
- Sistema estrutural;

- Cargas (ações nas fundações);

IV. Dados sobre Construções

- Tipo de estrutura e fundações;
- Número de pavimentos, carga média por pavimento;
- Desempenho das fundações;
- Existência de subsolo;
- Possíveis consequências de escavações e vibrações provocadas pela nova obra.

2.4 Investigação Geotécnica

A primeira etapa para a elaboração de um projeto de fundações é a etapa de investigação geotécnica. Nesta etapa, é realizado o estudo através de ensaios que objetivam conhecer o solo onde a fundação será executada. É necessário conhecer a resistência, composições e o comportamento dos elementos que compõem o solo para dimensionar a fundação a ser escolhida. Outro fator que deve ser levado em conta para a investigação do subsolo é o nível do lençol freático que também deve ser levado em consideração na escolha do tipo da fundação. De acordo com Quaresma (1998), para a elaboração de um projeto de fundação é preciso, inicialmente, conhecer de forma adequada o solo, ou seja, identificar e classificar as diversas camadas que o compõem.

Britto (1987) pontuou que fundações bem projetadas correspondem de 3% a 10% do custo total do edifício; porém, se forem mal concebidas e mal projetadas, podem atingir 5 a 10 vezes o custo da fundação mais apropriada para a obra.

De acordo com Milistisky (2008), a investigação do subsolo é a causa mais frequente de problemas de fundações. Na medida em que o solo e o meio que vai suportar as cargas, sua identificação e a caracterização de seu comportamento são essenciais solução de qualquer problema. Militisky ainda pontua que um programa adequado de investigação do subsolo tem seu custo e abrangência proporcional ao valor da obra e complexidade do problema, devendo iniciar pelo que se denomina de "estudo de escritório. Nesta etapa, os dados hidrogeológicos, pedológicos, geotécnicos, conhecimentos regionais etc. são coletados e comparados, buscando-se identificar as possíveis condições do local de implantação da obra. As características específicas de cada problema devem definir a abrangência do programa preliminar, do complementar, e a eventual necessidade de um programa especial de ensaios geotécnicos.

2.4.1 Etapas de Investigação do Subsolo

Velloso e Lopes (2004) listaram as fases de investigação do subsolo, como descritas a seguir:

- I. Investigação preliminar: nesta fase objetiva-se conhecer as principais características do subsolo. Em geral, são executadas apenas sondagens a percussão, salvo nos casos em que se sabe a priori da ocorrência de blocos de rocha [...], solicitam-se, então, sondagens mistas. O espaçamento de sondagens é geralmente regular (por exemplo, um furo a cada 15 ou 20 metros), e a profundidade das sondagens deve procurar caracterizar o embasamento rochoso;
- II. Investigação complementar ou de projeto: nesta etapa procuram-se caracterizar as propriedades dos solos mais importantes do ponto de vista do comportamento das fundações. Questões executivas também podem ser esclarecidas se o tipo de fundação já tiver sido escolhido. Nesta fase, são executadas sondagens, cujo total atenda às exigências mínimas de normas, e eventualmente, realiza-se sondagens mistas ou especiais para retirada de amostras indeformadas, se forem necessárias;
- III. Investigação para a fase de execução: visa confirmar as condições de projeto em áreas críticas da obra, assim consideradas pela responsabilidade das fundações ou pela grande variação dos solos na obra. Outra necessidade de investigação na fase de obra pode vir da dificuldade de executar o tipo de fundação previsto.

2.4.2 Métodos de Investigação

De acordo com Oliveira e Britto (2011), existem dois tipos de métodos de investigação do subsolo: método indireto e método direto. No método indireto as propriedades geotécnicas dos solos são estimadas indiretamente pela observação a distância ou pela medida de outras grandezas do solo. Exemplos: sensoriamento remoto e ensaios geofísicos. Já o método direto permite a observação direta do subsolo, através de amostras coletadas ao longo de uma perfuração ou a medição direta de propriedades “in situ”.

Comunalmente, para a investigação do subsolo há predominância na realização de ensaios de campo, podendo-se destacar:

- I. O Standard Penetration Test (SPT);
- II. O ensaio de sondagem rotativa;

- III. O ensaio de penetração de cone (CPT);
- IV. O ensaio de penetração de cone com medida das pressões neutras ou piezocone (CPT-U);
- V. O ensaio de palheta (Vane Test);
- VI. Pressiômetros (PMT);
- VII. O dilatômetro de Marchetti (DMT);
- VIII. Os ensaios de carregamento de placa ou provas de carga;
- IX. E os ensaios geofísicos como, por exemplo, o ensaio de Cross-Hole.

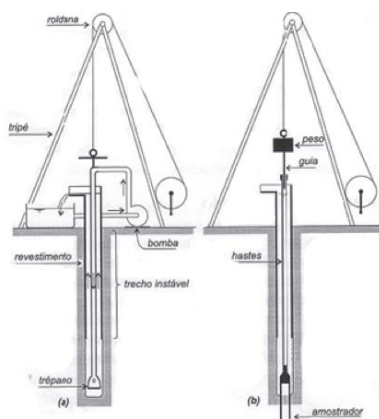
O processo de investigação mais utilizado no Brasil consiste na sondagem a percussão, também chamada de sondagem com SPT, na qual é possível medir a resistência do solo ao longo da profundidade perfurada.

2.4.3 Standard Penetration Test (SPT)

O ensaio de sondagem a percussão, ou sondagem SPT como é conhecido, é um dos processos de reconhecimento do solo que é mais utilizado no Brasil para a obtenção de parâmetros geotécnicos para elaboração de projetos de fundação. Segundo a NBR 6484 - Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio, o princípio da sondagem SPT é a perfuração e cravação dinâmica de amostrador-padrão, a cada metro, resultando na determinação do tipo de solo e de um índice de resistência, bem como da observação do nível do lençol freático.

A execução do ensaio SPT consiste na cravação do amostrador padrão no fundo de uma escavação realizada através de quedas sucessivas do martelo de 65 kg, que cai de uma altura de 75 cm.

Figura 2 - Etapas da execução de sondagem a percussão



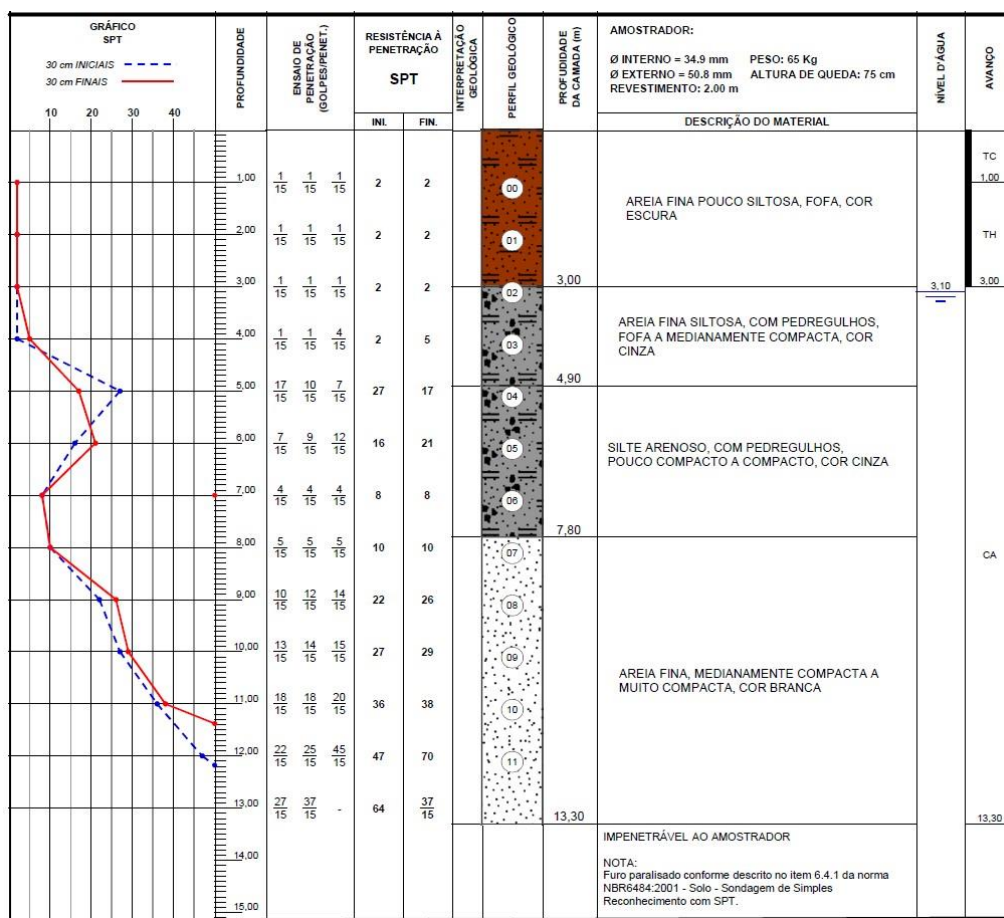
Fonte: Velloso e Lopes (2004)

A partir da execução do ensaio, é anotado o número de golpes que foram necessários para cravar os 45 centímetros do amostrador em 3 conjuntos de golpes para cada 15 centímetros. O resultado do ensaio é o número de golpes necessários para cravar os 30 centímetros finais e dados como o nível do lençol freático. De acordo com Velloso e Lopes (2004) a cada metro perfurado, são recolhidas amostras do solo retido dentro do amostrador, no qual a partir delas são obtidos a classificação visual e identificação quanto a granulometria.

Dantas Neto (2008) afirma que as vantagens deste ensaio com relação ao demais são: a simplicidade do equipamento, o seu baixo custo e a possibilidade de obter um valor numérico útil para realização dos projetos de fundações.

Os resultados do ensaio de sondagem são fornecidos através de um perfil de sondagem, no qual são fornecidos o número de golpes a cada 15 cm, a cota do nível d'água, a data, o tipo de solo, cor, consistência e compactidade conforme figura 03.

Figura 3 - Laudo de Sondagem



Segundo a NBR 6484 - Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio, o número “N” é a abreviatura do índice de resistência à penetração do SPT, cuja determinação se dá pelo número de golpes correspondente à cravação de 30 cm do amostrador padrão, após a cravação inicial de 15 cm, utilizando-se corda de sisal para levantamento do martelo padronizado. Com isso, a partir dos resultados do N_{SPT} , pode-se obter a compactidade e consistência dos materiais, conforme Quadro 01.

Quadro 1 - Estados de compactidade e de consistência

Solo	Índice de resistência à penetração <i>N</i>	Designação
Areia e siltes arenosos	≤ 4	Fofa (o)
	5 a 8	Pouco compacta (o)
	9 a 18	Medianamente compacta (o)
	19 a 40	Compacta (o)
	> 40	Muito compacta (o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média (o)
	11 a 19	Rija (o)
	20 a 30	Muito rija (o)
	> 30	Dura (o)
As expressões empregadas para a designação da compactidade das areias (fofa, compacta etc.) são referências à deformidade e à resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não podem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para situações perante o índice de vazios críticos, definidos na mecânica dos solos.		

Fonte: ABNT NBR 6484

Se faz necessário a investigação de simples reconhecimento para obtenção de informações, como o nível do lençol subterrâneo, o perfil do solo metro a metro e a determinação da resistência do solo às tensões. É a partir desses dados coletados que são tomadas decisões em relação ao projeto, no qual exerce influência na escolha do tipo, cota de implantação e dimensões de uma fundação (CAPUTO, 1988).

De acordo com a NBR 8036 - Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios, o número de sondagens e a sua localização em planta dependem do tipo da estrutura, de suas características especiais e das condições geotécnicas do subsolo. O número de sondagens deve ser suficiente para fornecer um quadro, o melhor possível, da provável variação das camadas do subsolo do local em estudo. Além disso, a NBR 8036 traz informações da quantidade mínima de furos a partir da área da projeção em planta do edifício, conforme Quadro 02.

Quadro 2 - Quantidade de furos para Sondagem

Área	Quantidade de furos
Até 200m ²	2 para área de projeção em planta do edifício
Entre 200m ² e 400m ²	Mínimo de 3 furos
Até 1200m ²	1 furo a cada 200m ²
Entre 1200m ² e 2400m ²	1 furo a cada 400m ² para o que exceder após 1200m ²
Acima de 2400m ²	Definido de acordo com o plano particular da construção

Fonte: Autor (2023)

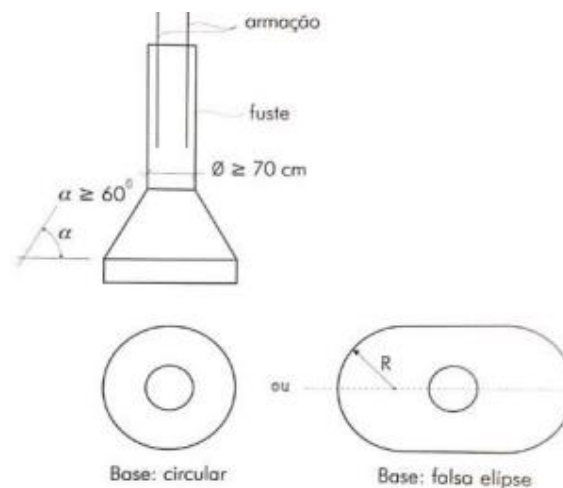
2.5 Fundações Indiretas

De acordo com a NBR 6122 – Projeto e Execução de Fundações, as fundações indiretas ou fundações profundas, são elementos de fundação que transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, e que está assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3 m, salvo justificativa. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas, os tubulões e os caixões.

2.5.1 Tubulões

De acordo com a NBR 6122 – Projeto e Execução de Fundações, os tubulões são definidos como o elemento de fundação cilíndrico, em que, pelo menos na sua etapa final, há descida de operário. Pode ser feito a céu aberto ou sob ar comprimido (pneumático) e ter ou não base alargada. A sua base comporta-se como uma sapata isolada em que os esforços de tração na sua face inferior são resultados dos esforços de flexão que surgem. O tubulão a céu aberto é o qual a escavação é realizada acima do nível da água, já quando a execução é abaixo do nível de água é designado de tubulão a ar comprimido (REBELLO, 2008)

Figura 4 - Tubulão

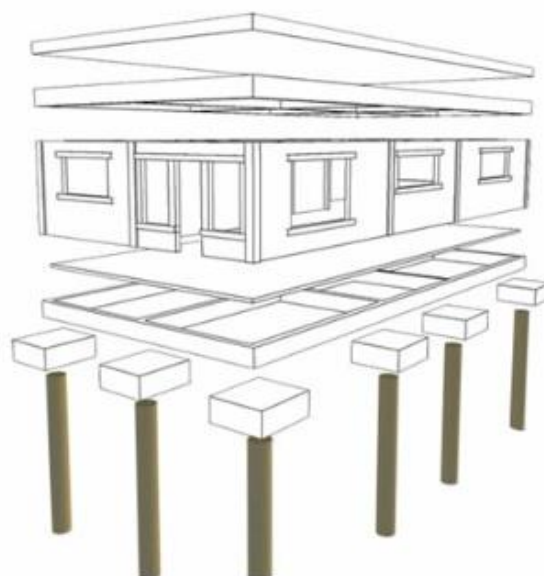


Fonte: Rebello (2008)

2.5.2 Estacas

Elemento de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja descida de operário. Os materiais empregados podem ser: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado in situ ou mistos (ABNT NBR 6122). Este tipo de fundação pode se distinguir em estacas cravadas a percussão, estacas cravadas por prensagem, estaca escavada, estaca tipo broca, estaca apiloada, estaca tipo Strauss, estaca tipo Franki, estacas hélice contínua e estacas mistas. A seguir são representadas as tipologias mais comuns de fundações sobre estacas.

Figura 5 – Fundação do Tipo Estaca



Fonte: Construindo Casas (2021)

2.5.2.1 Estacas Cravadas

De acordo com Silva (2017) as estacas cravadas são estacas onde o seu processo executivo é feito por meio de cravação à percussão, prensagem ou vibração, não havendo a retirada de material do solo, possuindo elevada capacidade de carga e elevada segurança. Britto (1987) afirma que as estacas cravadas são uma solução alternativa à das estacas moldadas quando o terreno adequado para receber cargas importantes se encontra a uma profundidade significativamente maior que a do piso térreo, ou seja, quando é necessário recorrer a fundações indiretas. Dentre as principais vantagens da execução de estacas cravadas se tem: grande rapidez na execução, obra mais limpa e alcance de profundidades sem ocorrência de erosão. Dentre os tipos de estacas cravadas se tem estacas de madeiras, estacas metálicas e pré-moldadas de concreto. A figura 06 ilustra a cravação de estacas pré-moldada de concreto.

Figura 6 - Execução de estaca pré-moldada



Fonte: Voittle (2019)

2.5.2.2 Estacas Escavadas

De acordo com Costa (2022) as estacas escavadas são elementos de fundações profundas, moldadas em campo 30 através da perfuração do subsolo com remoção do material escavado que, durante a execução, provoca a descompressão do terreno. Nas condições em que o solo não apresenta estabilidade é recomendado o uso de algum tipo

de suporte, podendo ser um revestimento (recuperável ou perdido), fluido ou lama estabilizante.

A partir de especificações contidas na ABNT NBR 6122, as estacas escavadas mecanicamente são executadas pela perfuração do solo por meio de trado mecânico, sem utilização de revestimento ou fluido estabilizante. As estacas escavadas mecanicamente com trado helicoidal, de utilização mais recente, são executadas por meio de torres metálicas suportadas por chassis metálicos ou acopladas a caminhões. De acordo com Maragon (2018), o fato de retirar o material permite a análise do solo, não provocando grandes vibrações causando poucos danos ao entorno. Podendo ser do tipo Strauss, hélice contínua, estaca raiz entre outros.

a. Estacas Strauss

De acordo com Velloso e Lopes (2010), a estaca tipo Strauss é uma estaca de concreto moldada in loco que requer um equipamento relativamente simples. A qualidade deste tipo de estaca é reflexo direto da equipe que a executa. A execução é feita através de um tubo de revestimento que desce no terreno, e quando atinge a cota de assentamento, é feita uma escavação no interior do tubo com uma ferramenta chamada de piteira, logo após essa escavação, enche-se o tubo com uma certa quantidade de concreto que é apiloado à medida que se retira o tubo.

Figura 7 - Execução de Estaca Strauss



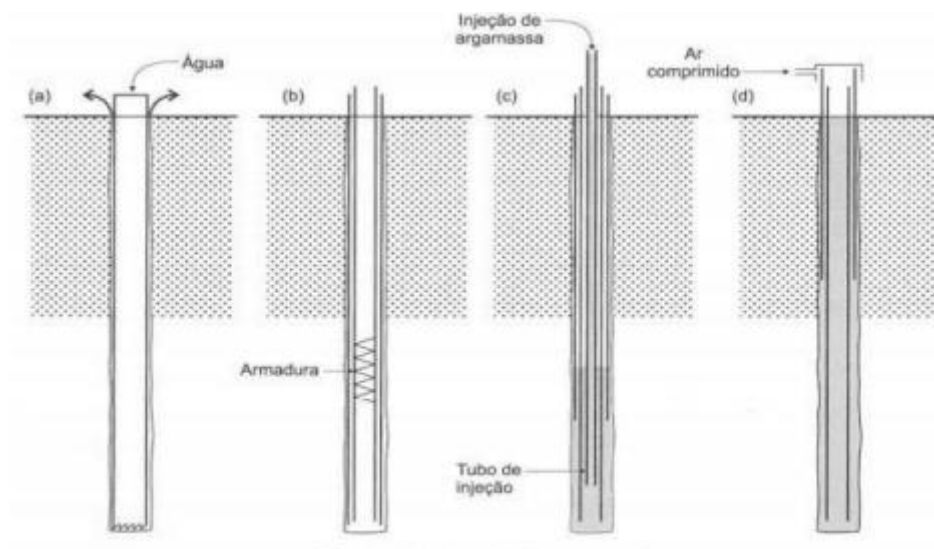
Fonte: Total Construção (2020)

b. Estacas Raiz

É uma estaca escavada moldada in loco, com elevada capacidade de carga baseando-se principalmente na sua resistência por atrito lateral do terreno. Possuem diâmetros pequenos entre 100 e 450mm, são indicadas para locais de difícil acesso,

subsolos com presença de matacões, reforço de fundações existentes, entre outros. A grande vantagem da estaca Raiz é por conseguir atravessar qualquer tipo de terreno, principalmente rocha, matacões, concreto armado e alvenaria. Onde não causam vibrações e descompressão no terreno (GEOFIX, 2020)

Figura 8 - Execução de Estaca Raiz



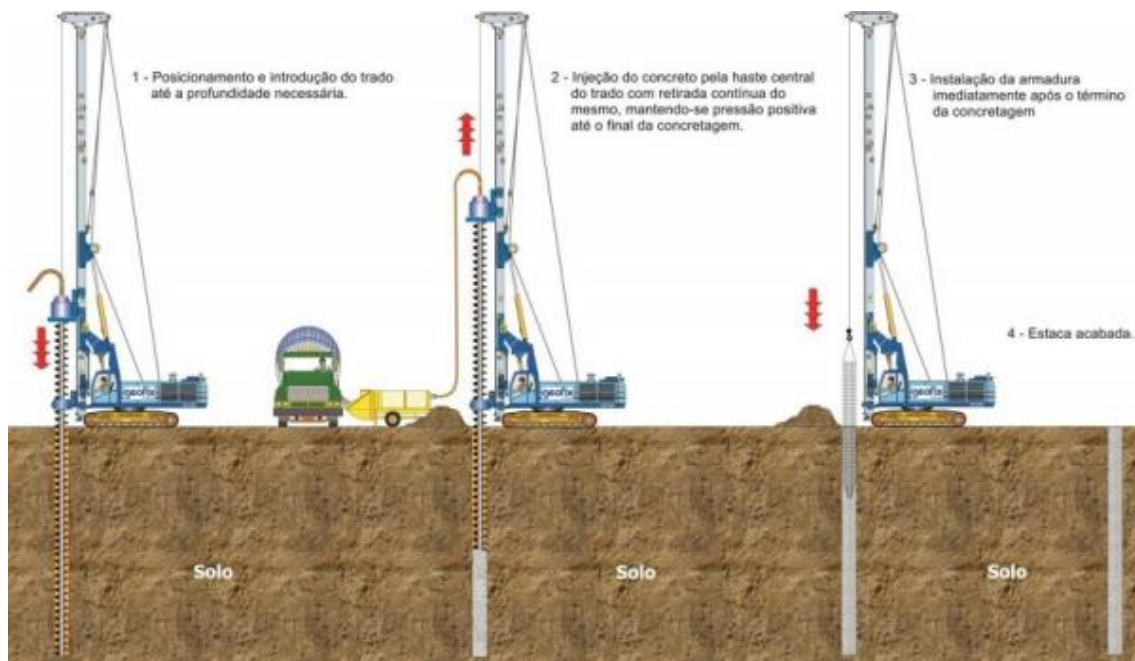
Fonte: Velloso e Lopes (2010)

c. Estacas Hélice Contínua

Conforme a ABNT NBR 6122 (2019), estaca hélice contínua é uma estaca de concreto moldada in loco, produzida por meio da introdução, por rotação, de um trado helicoidal contínuo no terreno e injeção de concreto pela própria haste central do trado simultaneamente com a sua retirada, sendo que a armadura é inserida após a concretagem da estaca.

De acordo com Velloso e Lopes (200) a perfuração de estacas hélice contínua consiste na introdução do trado no terreno, através de movimento rotacional transmitido por motores hidráulicos acoplados na extremidade superior do mesmo, até a cota prevista em projeto sem que haja a retirada do trado em nenhum momento. A injeção de concreto é feita pela haste central do trado simultaneamente à sua retirada. A armadura é sempre colocada após a concretagem da estaca.

Figura 9 - Execução de Estaca Hélice Contínua

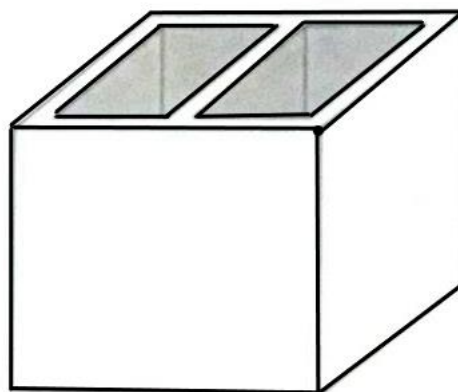


Fonte: Geofix (2010)

2.6.3 Caixão

Elemento de fundação profunda de forma prismática, concretado na superfície e instalado por escavação interna. Na sua instalação pode-se usar ou não ar comprimido e sua base pode ser alargada ou não (ABNT NBR 6122).

Figura 10 - Caixão



Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2004)

2.6 Recalques

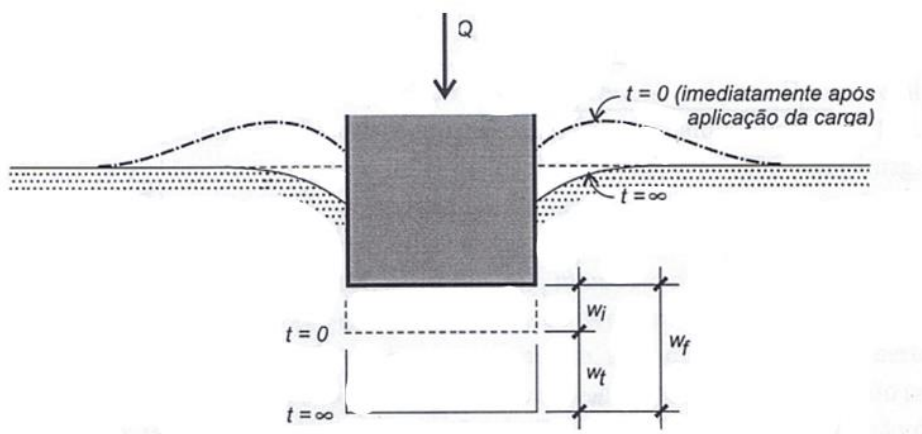
De acordo com a NBR 6122, os recalques podem ser definidos como um movimento vertical descendente de um elemento estrutural. Quando o movimento for ascendente, é chamado de levantamento. Ou seja, o recalque é definido pelo rebaixo diferencial ou uniforme de elementos estruturais de suporte de uma estrutura.

Quando, em um elemento de fundação, há um deslocamento vertical para baixo, significa que ele sofre recalque. Esse deslocamento é resultante da deformação do solo em que a edificação está apoiada, proveniente da aplicação de cargas ou devido ao peso próprio das camadas. Rebello (2008) afirma que essa deformação provoca movimentação na fundação, e que dependendo da intensidade, pode resultar em sérios danos à superestrutura da edificação.

Velloso e Lopes (2004) afirmam que quando uma fundação é carregada ela sofre recalques, que se processam, em parte, imediatamente após o carregamento e, em parte, com o decorrer do tempo. O recalque que ocorre imediatamente após o carregamento é chamado de recalque imediato (w_i), e também denominado como deformação imediata. Já a parcela que se processa com o tempo (w_t), chamada também de recalque no tempo, está ligada ao adensamento e a fenômenos viscosos que ocorrem no solo. Com isso, a parcela total de recalque que uma estrutura estará submetida é dada como a soma do recalque imediato com o recalque no tempo como descrito na equação 01.

$$w_f = w_i + w_t \quad \text{Equação 01}$$

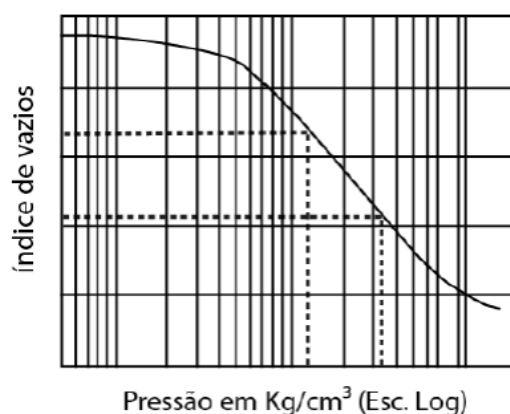
Figura 11 - Recalques de uma fundação superficial sob carga vertical centrada



Fonte: Velloso e Lopes (2004)

Leroueil et al (1985) afirmam que a compressão secundária do solo é originada de sistema em que a velocidade diminui com o decorrer do tempo. Caputo (1988) exemplifica através do gráfico do ensaio de adensamento as curvas tempo x recalque para cada um dos estágios do carregamento da edificação, conforme figura 14. Com isso, é possível a determinação do coeficiente de adensamento e permeabilidade do solo.

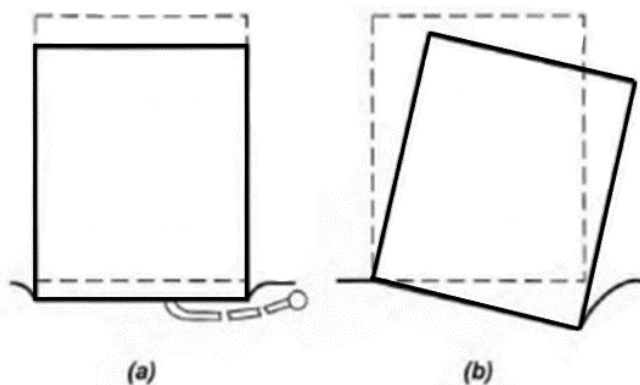
Gráfico 1 - Curva de índice de vazios por pressão (carga)



Fonte: Caputo (1988)

Ferreira (2016) aponta que existem dois tipos de recalques quando se trata do deslocamento em relação ao solo. Quando um dos elementos que compõe uma fundação se desloca e os outros não (ou se desloca mais que o outro) temos o recalque diferencial, caso ocorra em toda a fundação é chamado de recalque total, ambos podendo acontecer imediatamente após o carregamento e/ou com o decorrer do tempo, conforme figura 12.

Figura 12 - Principais modos de deformação de uma estrutura: (a) recalques totais; (b) recalques diferenciais;



Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2010)

De acordo com Rebello (2008), os recalques anteriores poderiam ser chamados de recalques naturais, pois ocorrem em decorrência da característica natural do solo. Porém, pode haver outros tipos de recalques provocados por ações externas.

2.7.1 Recalques provocados por rebaixamento do lençol freático

Obras de que utilizam a estratégia de rebaixamento do lençol freático, diversas vezes, possuem como objetivo tornar viável e possível a execução de fundações em subsolos ou garagens de edifícios. Ou seja, o processo de rebaixamento consiste no em bombear a água presente no interior do solo, fazendo com que o seu nível seja rebaixado. De acordo com Rebello (2008), com esse procedimento, se tem uma delimitação e diminuição quando se trata da pressão neutra, ou seja, há uma redução na pressão que vem de baixo para cima devida à água, com isso, aumentando a pressão efetiva que é provocada pelo peso do próprio solo. Esse processo resulta no aumento de pressão que age sobre o solo, o que pode ocasionar recalques mesmo sem a necessidade de haver o aumento na carga sobre a fundação.

Dentre as metodologias para a execução do rebaixamento do lençol freático, os principais são: bombeamento direto superficial, sistema a vácuo, ponteirolas drenantes, poços profundos e drenagem por eletrosmose.

Para qualquer tipo de sistema de rebaixamento de lençol freático utilizado, o mesmo sofre uma diminuição das pressões neutras do solo devido à retirada de água e, em virtude disso, um aumento nas pressões efetivas causando muitas vezes recalques nas estruturas situadas no raio de influência do rebaixamento, recalques que acontecem devido ao adensamento do solo após a saída de água. (OLIVEIRA E ARAÚJO, 2016)

2.7.2 Recalque em solos colapsíveis

Os solos colapsíveis, ou solos porosos como são eventualmente denominados, são caracterizados por apresentarem altos índices de vazios, estrutura macroposa, baixo grau de saturação e apresentam partículas unidas por uma espécie de cimentação, proporcionada por materiais como o calcário.

Segundo Pinto (2009), fisicamente a colapsibilidade está diretamente correlacionado ao fenômeno da perda de resistência de solos não saturados e o carregamento axial diminui a pressão de sucção ou amolece o cimento natural quando o solo é inundado, ocasionando a sua ruptura.

Este tipo de solo possui uma estrutura metaestável e, quando submetido a uma variação de umidade sob determinada tensão vertical constante, sofre um rearranjo de partículas, que causa uma brusca redução de volume, e, conseqüentemente, recalques. (CINTRA, 1998). Lollo et al (2008), afirma que a redução de resistência e de capacidade de carga pode variar de 40 a 80%.

Os solos colapsíveis no Brasil estão concentrados em maior parte nas regiões Centro-Sul e Nordeste como está demonstrado na figura 13 a seguir.

Figura 13 - Solos colapsíveis no Brasil



Fonte: Modificado de Rodrigues & Lollo (2008) por Reis e Silveira (2021)

De acordo com Mitchell e Coutinho (1991), o colapso pode ser considerado o resultado de três condições do solo:

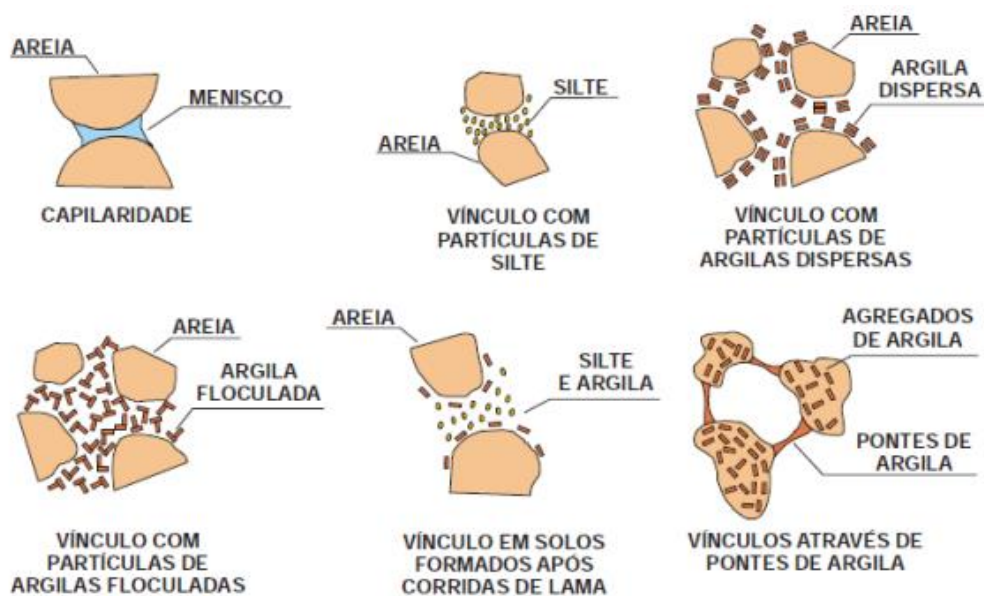
- I. Uma estrutura parcialmente saturada, aberta e potencialmente instável;
- II. Perda da resistência do material que liga os contatos intergranulares ao entrar em contato com a água;
- III. Aplicação de um esforço grande o suficiente para quebrar a estrutura metaestável.

Quando se trata da estrutura de solos colapsíveis, Clemence e Finbar (1981) descreveram que quando a composição do solo é formada apenas por areia ou por areia e silte, os vínculos entre os grãos são mantidos pelas forças capilares intergranulares

(sucção). Já quando se trata de solos que possuem argila nos vínculos, há possibilidade de alguns arranjos estruturais, sendo eles:

- I. Vínculos com camadas de partículas de argila revestindo as partículas de quartzo, que são formados pela ação do intemperismo em minerais primários;
- II. Vínculos de partículas de argila floculadas, resultantes da lixiviação;
- III. Vínculos de partículas de argila dispersas, que podem ser formados pelo processo de deposição de corrida de lama;
- IV. Vínculos de pontes de argila, que podem ligar grãos agregados de argila ou silte.

Figura 14 - Estrutura de um solo colapsível



Fonte: Adaptado de CLEMENCE e FINBAR, 1981 por AMORIM, 2004

De acordo com Jennings e Knight (1957), o mecanismo de colapso desse tipo de solo funciona quando o material que atua como vínculo para as partículas granulares sofre compressão local, a partir do carregamento do solo. Com isso, no teor de umidade natural, esses solos se comprimem levemente como resultado do aumento da sobrecarga. Quando o solo carregado é umedecido e o teor de umidade crítico é ultrapassado, o material que compõe os vínculos são enfraquecidos e atingem um estágio em que não resistem mais às forças de deformação e a estrutura colapsa. A estrutura de um solo colapsível carregada antes e após a inundação é ilustrada na Figura 15.

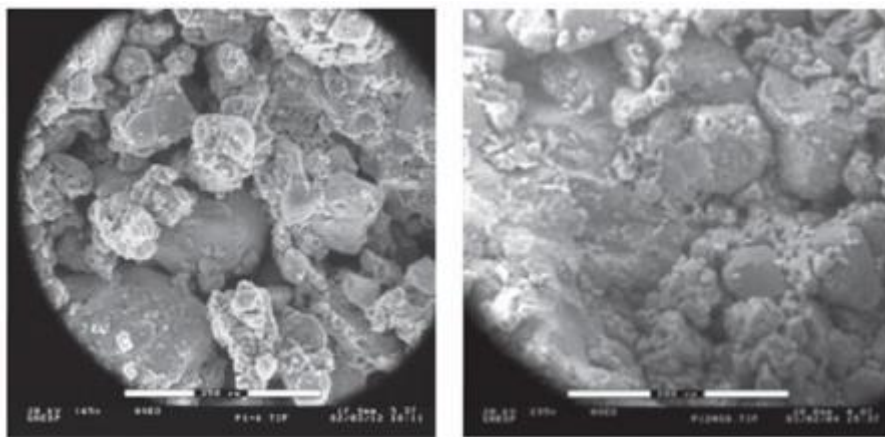
Figura 15 - Estrutura do solo colapsível carregada: a) antes da inundação; b) depois da inundação



Fonte: Jennings e Knight (1957)

Rodrigues et al. (2010) realizaram análises por meio de microscopia eletrônica de varredura associadas a análises químicas com EDS (diagrama espectral por energia dispersiva), como pode ser observado na figura 16.

Figura 16 - Micrografias de uma areia fina argilosa colapsível: a) estrutura do solo original; b) estrutura do solo após o colapso.



Fonte: RODRIGUES et al., 2010.

De acordo com a análise das micrografias obtidas na MEV por Rodrigues et al. (2010), os autores observaram que a estrutura do solo na condição natural possui partículas maiores circundadas e cimentadas por partículas finas floculadas.

Teixeira e Godoy (1998) destacam que quando os solos colapsíveis entram em contato com a água têm sua cimentação intergranular destruída, resultando em um colapso súbito da estrutura desse solo. Esse colapso causa recalques, mesmo sem haver aumento de pressões por carregamento externo. Cintra (1998) afirma que os danos provocados pelos recalques em estruturas edificadas nesse tipo de solo podem variar de

trincas a fissuras generalizadas, que exigem reparações muitas vezes incompatíveis com o custo da obra, as quais, geralmente, precisam ser repetidas após cada novo período anual de chuvas.

2.7.3 Recalque por solapamento em consequência de infiltrações

Os recalques decorrentes de infiltrações no solo podem ser considerados os mais imprevisíveis em uma fundação. Pode ocorrer por infiltrações provenientes de águas pluviais que forem má conduzidas ou por algum rompimento de tubulação. De acordo com Rebello (2008) quando ocorre a infiltração, o solo sob as fundações diretas pode ser carreado, provocando vazios que impedem a transmissão adequada de cargas ao solo.

Carvalho (2010) afirma que o fenômeno da erosão atinge principalmente as fundações executadas onde existam correntes de água. Bastante comum em pontes construídas sobre rios, onde o rebaixamento do nível da água deixa a fundação descoberta e a corrente de água arrasta o solo próximo às fundações, modificando a forma de aplicação de carga da fundação ao solo.

2.7.4 Solos Expansivos

Muitas vezes, a identificação de um solo expansivo seco é facilmente observada a olho nu por um engenheiro geotécnico devido às numerosas quebras da superfície do solo, como é ilustrado na Figura 17.

Figura 17 - Solo expansivo seco



Fonte: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos (2018)

Solos expansivos são solos não-saturados, que contêm argilominerais (Quadro 03) que na estação chuvosa aumentam de volume e no período seco contraem em sua superfície. Segundo a NBR 6122, quando se trata de solos expansivos, pode ocorrer o levantamento da fundação e a diminuição de resistência devido a sua expansão.

Quadro 3 - Propriedade dos principais grupos de argilo-minerais

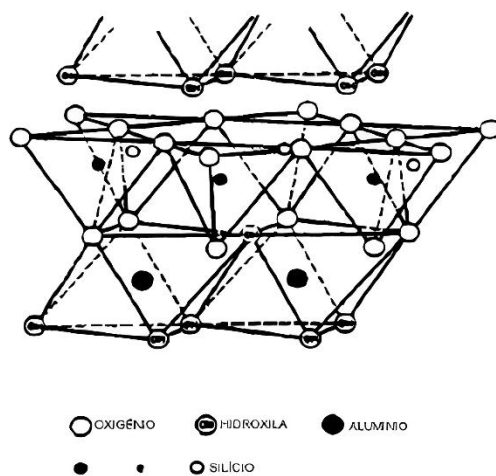
GRUPO	PROPRIEDADES
CAULINITA	Argilo-mineral 1:1 Não expansivo, cristais lamelares hexagonais, baixo *CTC (1 a 20), plasticidade baixa, reduzido espaço para penetração d'água e íons.
ILITIA	Argilo-mineral 2:1 Expansividade baixa ou nula, cristais lamelares, rigidez das ligações entre camadas e dificuldade de penetração de água e íons. Baixa absorção d'água e plasticidade. Sujeito à troca iônica (*CTC de 20 a 60).
ESMECTITA	Argilo-mineral 2:1 Expansivo, pequenos cristais, possibilidade de quebra de grãos por adsorção d'água, grande capacidade de reter íons. Elevada capacidade de expansão e contração, elevada plasticidade. * CTC 60 e 150.

*CTC Capacidade de troca de cátions (meq/100mg ou cmol/kg).

Fonte: Oliveira (2010)

De acordo com Grim (1962), os minerais que pertencem ao grupo da caulinita geralmente são pouco ou não expansivos, pois neles ocorrem pouco ou quase nenhuma hidratação das camadas estruturais, isso ocorre por conta da pequena distância reticular e da pequena adsorção superficial do mineral.

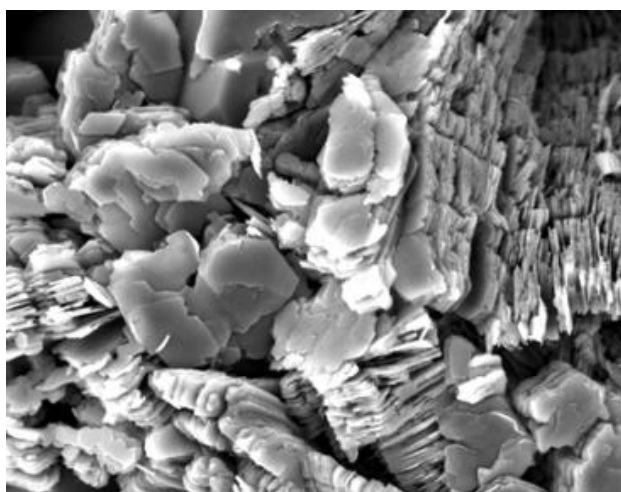
Figura 18 - Esquema estrutural de base de uma caulinita



Fonte: Adaptado de Grim (1962).

Morais (2017) afirma que é com base na quantidade e natureza das folhas que existem nas camadas do solo que se pode estabelecer o tipo de estrutura formada (1:1, 2:1, 2:1:1). Com isso, a combinação de uma folha tetraédrica com uma folha octaédrica dá origem a uma unidade estrutural do tipo 1:1. A caulinita é um argilo-mineral com estruturação 1:1, ou seja, sua composição é formada com a combinação de uma folha tetraédrica com uma folha octaédrica.

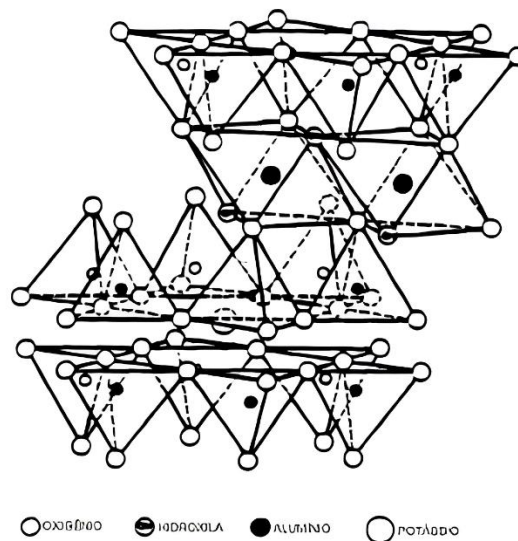
Figura 19 - MEV da caulinita com a morfologia típica: folhas ou lâminas empilhadas que formam alinhamentos, leques, etc.



Fonte: Autor Desconhecido, UFGRS (2021)

Os argilo-minerais do grupo das ilitas são também conhecidas como hidromicas, possuem estrutura muito parecidas com a montmorilonita, porém elas diferem na composição química, a Iilitas é menos expansiva que montmorilonita, onde sua estrutura consiste em uma folha octaédrica de gipsita no meio de duas folhas tetraédricas de silício. A Figura 20 ilustra um exemplo da muscovita que é bem semelhante a Iilitas (CARVALHO, 1997).

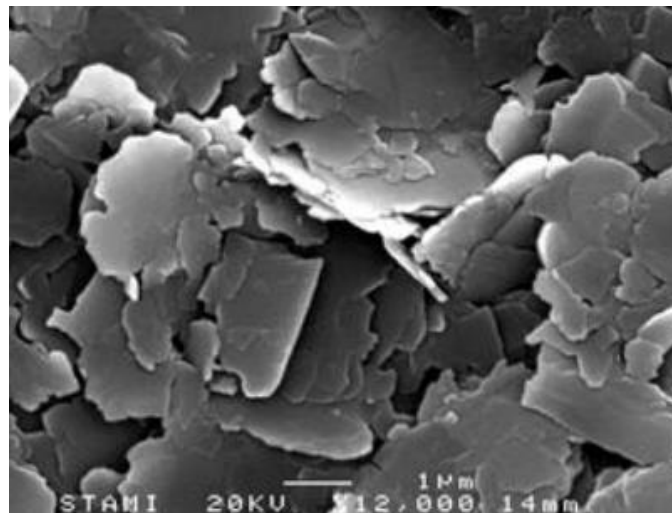
Figura 20 - Esquema estrutural da muscovita. A estrutura da illita é semelhante.



Fonte: Adaptado de Grim (1962).

A illita é um argilo-mineral com estruturação 2:1, ou seja, sua composição é formada com a combinação de duas folhas tetraédricas com uma folha octaédrica (Figura 21). De acordo com Olphen (1963) apud Pereira (2004), a illita não apresenta expansividade intercrystalina, devido à forte ligação iônica entre as camadas estruturais.

Figura 21 - MEV Illita

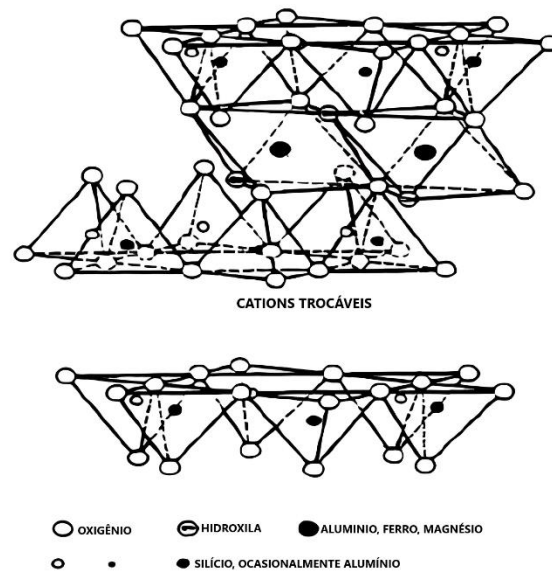


Fonte: Autor Desconhecido, PUC-Rio (2011)

As esmectita são formadas pela sobreposição de duas folhas tetraédricas de silicato com apenas uma folha octaédrica de alumínio no centro, onde são ligadas pelo oxigênio (CARVALHO, 1997). As ligações entre as camadas são fracas, com isso as

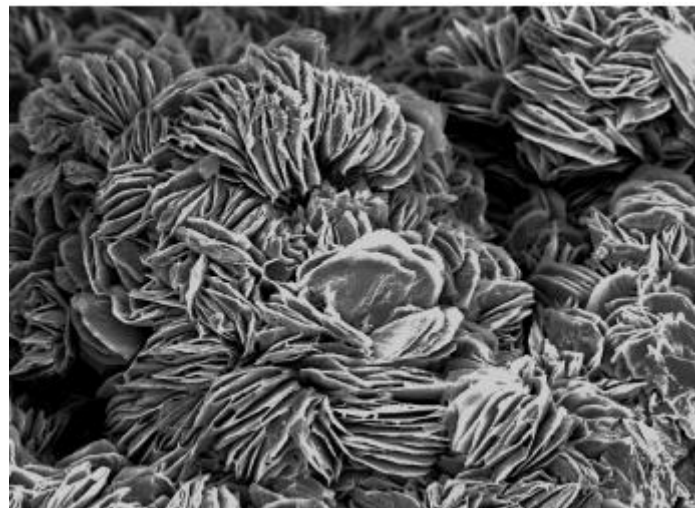
esmectitas tem uma grande tendência a absorver água e assim acabam se expandindo. (MORAIS, 2017). Como ilustrado na figura 22 e 23, um exemplo de estrutura de uma esmectita.

Figura 22 - Esquema estrutural da esmectita



Fonte: Adaptado de Grim (1962).

Figura 23 - MEV Esmectitas revestindo parede de vesícula em rocha basáltica.



Fonte: Autor Desconhecido, UFRGS (2021)

Ao contrário dos solos colapsíveis, certos solos não saturados, quando submetidos à saturação, apresentam expansão. Esta expansão é devida à entrada de água nas interfaces das estruturas mineralógicas das partículas argilosas, ou à liberação de

pressões de sucção a que o solo estava submetido, seja por efeito de ressecamento, seja pela ação de compactação a que foi submetido. (MARAGON, 2018)

O efeito da expansibilidade é mais drástico em pequenas edificações, com pequenas cargas, pois a expansibilidade do solo depende da pressão aplicada a ele e pela fundação – quanto maior a pressão menor a expansão. A expansão do solo provoca o levantamento da edificação, causando uma espécie de anti-recalque. (REBELLO, 2008).

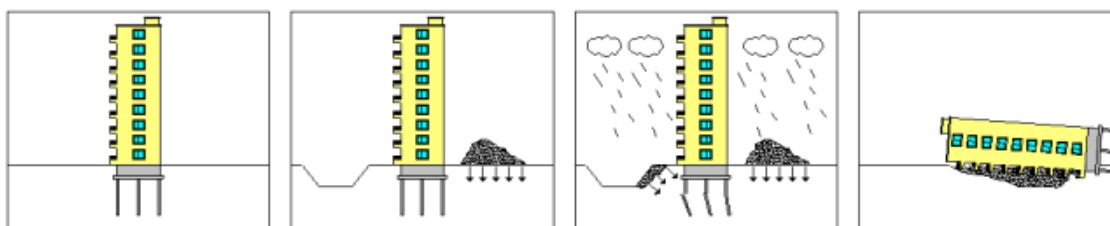
2.7.5 Escavações próximas

Escavações próximas podem ocasionar a desestabilização da estrutura de fundação e do maciço em que a fundação está apoiada, uma vez que o solo removido pode estar atuando a favor da estabilidade da estrutura. Com a remoção do maciço, ocorre o alívio de carga, o que somado a fatores como o tipo de solo, a presença de chuvas, assim como a qualidade e tipo das fundações executadas podem propiciar a ocorrência de manifestações patológicas ou até mesmo o colapso da estrutura.

De acordo com Oliveira (2012), fundações diretas estão mais suscetíveis ao aparecimento de manifestações patológicas provenientes de escavações próximas, por serem mais sensíveis ao alívio de tensão quando escavada. As realizações de pequenas escavações inteiras, sobre solos superficiais com pouca resistência, podem resultar em anomalias pela ocorrência de deslocamento dos elementos que já está executado.

Santos (2014) aponta que o acréscimo de tensões em um lado do edifício aliado ao alívio de tensões causado pela escavação comprometeu as fundações de um edifício de 13 andares em Xangai, provocando o desabamento, conforme ilustrado na figura 24. Outros fatores como o tipo de solo, a presença de chuvas e enchentes do rio próximo ao local, assim como a qualidade das fundações executadas também foram determinantes para o colapso do edifício.

Figura 24 - Esquema das causas do desabamento do edifício em Xangai



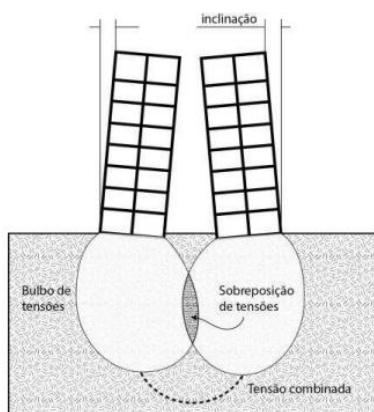
Fonte: Foncillas (2009) modificado e citado por Carvalho (2010)

2.7.6 Superposição de tensões

A superposição de tensões ocorre quando há acréscimos de tensões em determinada área. O bulbo de tensões é formado quando as tensões originadas por fundações são propagadas no solo até uma determinada profundidade. O bulbo de tensão possui uma característica de estabilizar-se na camada de solo, porém quando outra estrutura com seu bulbo de tensão interferir na mesma região, irá ocorrer a superposição de tensões. De acordo com Ferreira (2016) essa situação ocorre normalmente acontece em grandes centros urbanos, quando são realizadas construções de grande porte próximas umas das outras, junto a edificações com fundações diretas, ocasionando o recalque adicionais em edificações mais antigas.

Santos (2014), refere-se que em situações onde bulbos de tensões de fundações vizinhas se encontrem, ocasionam o aumento das tensões dos dois ou mais bulbos interagidos nesta área, o que leva a ocorrência de recalques, quando não previstos em projeto o aumento destas tensões e o solo não suporte essa nova carga.

Figura 25 - Superposição de tensões



Fonte: Militisky, Consoli e Schnaid (2008)

2.7.7 Deficiência na investigação geotécnica

Albuquerque (2018) aponta que grande parte dos problemas na área da geotecnia está relacionado ao conhecimento insuficiente do terreno e a incerteza do comportamento do solo. Marinho (2005) completa que a falta de investigação geotécnica acarreta em projetos incompatíveis, aumento de custo, atraso de obra, problemas em aspectos ambientais e até mesmo o colapso da estrutura.

Militisky (2008) ainda afirma que um programa de investigação do subsolo tem seu custo e abrangência proporcional ao valor da obra e sua complexidade. Por uma questão de falsa economia durante a execução da obra, muitas vezes a investigação do subsolo é negligenciada, levando assim, a soluções inadequadas para as fundações que serão realizadas e, posteriormente, o aparecimento de manifestações patológicas na edificação. As patologias decorrentes de incertezas e características do subsolo podem ser resultados de uma simples ausência da investigação, de uma investigação ineficiente ou com falhas ou ainda da má interpretação dos resultados.

Quadro 4 - Problemas típicos decorrentes

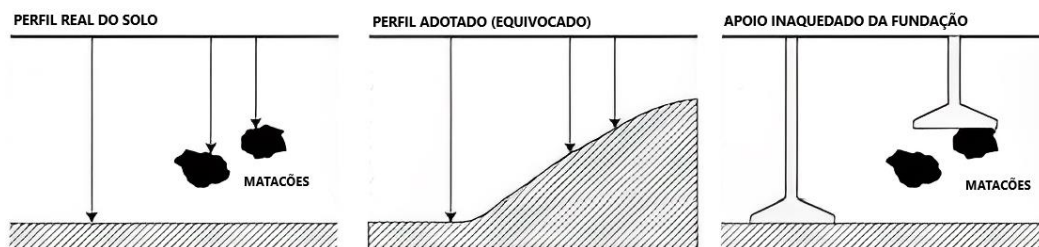
Tipo de Fundação	Problemas típicos decorrentes
Fundações Diretas	Tensões de contato excessivas, incompatíveis com as reais características do solo, resultando em recalques inadmissíveis ou ruptura
	Fundações em solos/aterros heterogêneos, provocando recalques diferenciais
	Fundações sobre solos sompressíveis sem estudos de recalques, resultando grandes deformações
	Fundações apoiadas em materiais de comportamento muito diferente, sem junta, ocasionando o aparecimento de recalques diferenciais
	Fundações apoiadas em crosta dura sobre solos moles, sem análise de recalques, ocasionando a ruptura ou grandes deslocamentos da fundação
Fundações Indiretas	Estacas de tipo inadequado ao subsolo, resultando mau comportamento
	Geometria inadequada, comprimento ou diâmetro inferiores aos necessários
	Estacas apoiadas em camadas resistentes sobre solos moles, com recalques incompatíveis com a obra
	Ocorrência de atrito negativo não previsto, reduzindo a carga admissível nominal adotada para a estaca

Fonte: Adaptado de Militisky (2008)

A quantidade de perfurações durante a sondagem ou profundidade insuficientes também pode acarretar grandes danos futuros, pois cavernas, matacões, solos compressíveis e aterros podem passar despercebidos durante a investigação.

Os matacões podem ser identificados a partir da sondagem do subsolo, porém quando não há investigação ou o número de sondagem são insuficientes, os matacões podem ser confundidos com rochas contínuas e comprometer o projeto.

Figura 26 - Matacões



Fonte: Adaptado de Oliveira (2012)

Junior e Lima (2017), afirmam que outro problema encontrado em algumas obras é a falha na investigação, seja ela por negligência, imperícia ou imprudência. Como apresentado na Figura 27, quando não é realizada a identificação de regiões que possam vir a ocasionar recalques, por possuir solos compressíveis ou cavernas (frequentemente encontrado em áreas com rochas calcárias), provoca o deslocamento das fundações causando assim o aparecimento de fissuras.

Figura 27- Deficiência na investigação geotécnica



Fonte: Santos (2014)

2.7.8 Fundações sobre aterros

Ferreira (2016) afirma que a execução de fundações em aterro constitui uma fonte significativa de problemas caso não tenham os cuidados necessários no momento de sua criação, como uma boa compactação do material, análise do solo e dos materiais a serem depositados, aterro com remoção da camada superficial de solo mole, não fazer aterro sobre solo inclinado e altura inadequada das camadas de aterro.

De acordo com Militisky (2008) os recalques provenientes de fundações sobre aterros ocorrem porque o peso próprio do aterro somado ao peso da estrutura causa deformações no corpo do aterro e no solo natural. Diversas vezes os recalques acontecem quando não há compactação ou vibração do aterro. Assim, o aterro apresenta grande volume de vazios, recalcando de forma lenta e contínua.

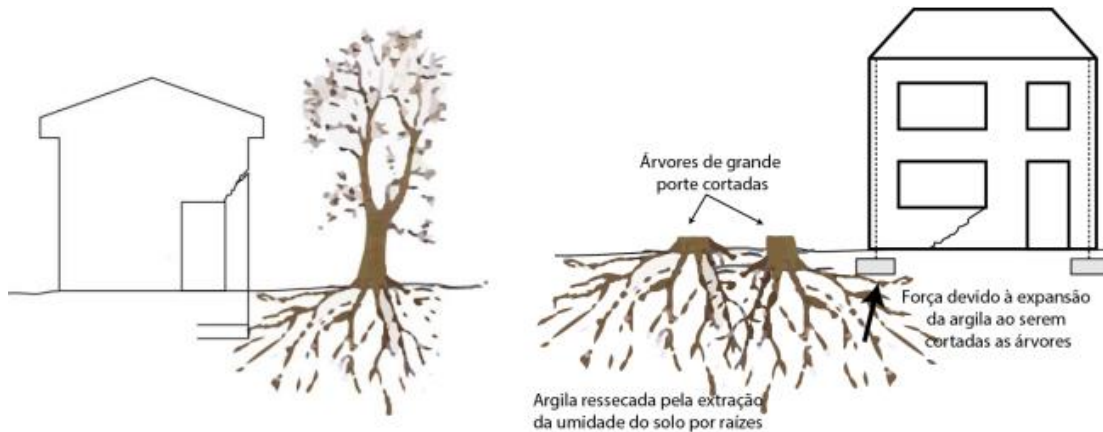
2.7.9 Influência da vegetação

O efeito da vegetação pode ocorrer por interferência física das raízes ou pela modificação no teor de umidade do solo, uma vez que as raízes extraem água do solo para manter seu crescimento, modificando o teor de umidade se comparado com o local onde as raízes não estão presentes (MILITITSKY, 2008)

Além disso, as raízes modificam o teor de umidade do solo, se comparando com o local onde as raízes não estão presentes. As raízes podem consumir a água presente no solo abaixo de uma fundação, fazendo com que ocorra o recalque por adensamento.

Outro fator que influencia no aparecimento de recalques diferenciais é o corte da vegetação próxima à edificação. Com o processo de corte, o solo aumenta a sua porcentagem de índice de vazios e, com isso, ocorre a expansão do solo resultando em um movimento vertical no sentido de levantar a fundação, também chamado de levantamento ou recalque inverso.

Figura 28 - Influência da vegetação



Fonte: Santos (2008)

A partir de estudos, algumas espécies de árvores são mais decorrentes de ocasionarem patologias em fundações devido às suas raízes, conforme quadro 05 a seguir.

Quadro 5 - Espécies das árvores e efeitos observados de danos em fundações

Espécie	Altura Máxima da Árvore (m)	Distância Máxima (m)	Máxima Distância (75% dos casos)	Máxima Distância (90% dos casos)
Carvalho	16 a 23	30	13	18
Chorão	15	40	11	18
Olmo	20 a 25	25	12	19
Bordo/Ácer	17 a 24	20	9	12
Ameixeira	8	11	6	7,5
Bétula	12 a 14	10	7	8
Pau-Ferro	8 a 12	11	9,5	1

Fonte: Adaptado de Militisky, Consoli e Schnaid (2008)

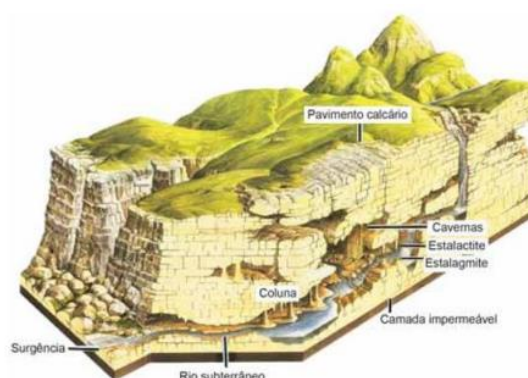
2.7.10 Zonas cársticas

As zonas cársticas são locais onde há presença de rochas compostas de carbonatos de cálcio e magnésio podem apresentar problemas às fundações. Denominadas rochas calcárias ou dolomíticas (também conhecidas como calcário), têm a característica de serem solúveis em contato com águas levemente ácidas, produzindo grandes porosidades e cavidades no interior do solo (MILITITSKY, CONSOLI e SCHNAID, 2008)

Segundo Santos (2014) a cavidade formada muitas vezes é protegida por uma camada composta de sedimentos não solúveis e solos residuais, dando aos projetistas de fundações uma falsa impressão de segurança. Por essa razão é importante que seja realizado uma investigação mais detalhada em regiões onde reconhecidamente existe a possibilidade da presença de rochas calcárias.

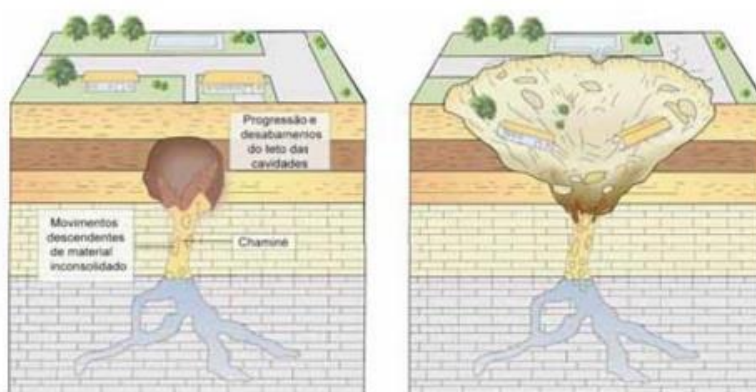
Oliveira (2010) afirma que os afundamentos em zonas cársticas, também denominados afundamentos cárticos, se manifestam na forma de colapsos de solo que geralmente se desenvolvem de forma natural em terrenos de rochas com características carbonáticas. Pode se destacar também que as ações inadequadas que resultam em mutação da dinâmica e nas características de circulação de águas subterrâneas são fatores que fazem agilizar esse processo, como observa-se nas figuras 29 e 30.

Figura 29 - Morfologia Zona Cárticas



Fonte: Oliveira (2010)

Figura 30 - Recalque em Zona Cárticas



Fonte: Oliveira (2010)

2.7 Recalques admissíveis

Alonso (1991) aponta que os valores para recalques admissíveis são determinados pelos engenheiros especialistas que estão e elaboraram os projetos, a execução e o acompanhamento do desempenho da obra em questão. São decorrentes da experiência local ao longo do tempo que permitam concluir que, para o tipo de estrutura, carregamento e solo, seja determinado tais valores de recalque e que podem ser considerados admissíveis para o projeto em desenvolvimento. Porém, a fixação desses valores admissíveis é dificultada pela variação e grande gama de materiais envolvidos, como também na dificuldade de se avaliar a interação solo-estrutura (TEIXEIRA e GODOY, 1998)

Segundo Velloso e Lopes (2010), a quantificação dos recalques admissíveis é feita através da distorção angular ou relações de deflexão. O Quadro 06 apresenta algumas dessas indicações.

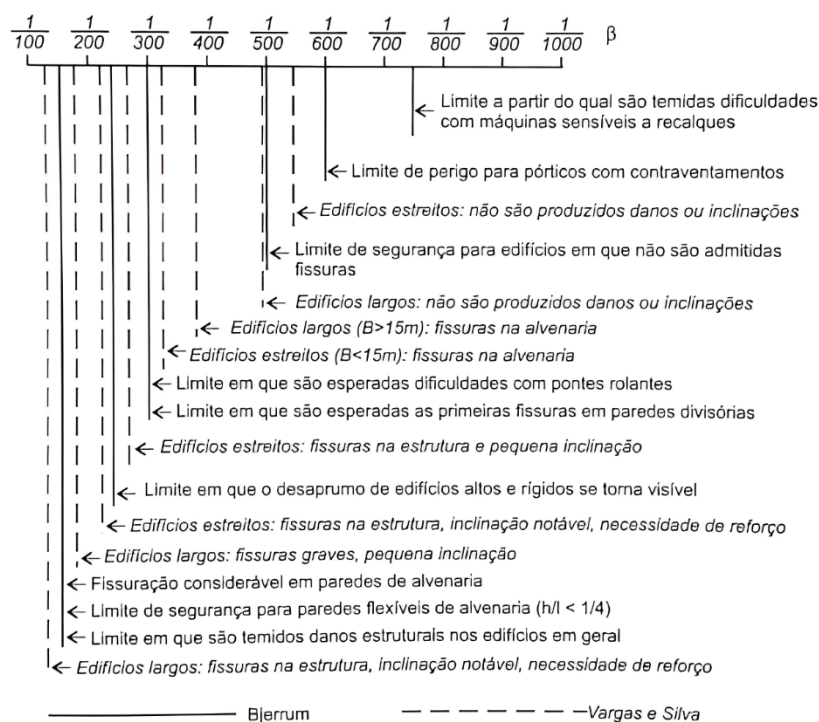
Quadro 6 - Valores limites da distorção angular β para edifícios estruturados e paredes portantes armadas

	Skempton e MacDonald (1956)	Meyerhof (1956)	Polshin e Tokar (1957)	Bjerrum (1963)
Danos estruturais	1/150	1/250	1/200	1/150
Fissuras em paredes e divisórias	1/300 (porém, recomendado 1/500)	1/500	1/500 (0,7/1000 a 1/1000 em painéis extremos)	1/500

Fonte: Velloso e Lopes (2010)

A Figura 31 apresenta os valores da distorção angular (β) e os danos associados sugeridos por Bjerrum (1963) e complementados por Vargas e Silva (1973).

Figura 31 - Distorções angulares e danos associados



Fonte: Velloso e Lopes (2010)

Moraes (1978) define os seguintes limites para o recalque diferencial específico, ou seja, a distorção angular:

Prédios para fábricas construídos com estruturas em concreto armado:

$$\delta = v\tilde{a}o/1000 \text{ a } v\tilde{a}o/500$$

Prédios de apartamentos, salas para escritórios em concreto armado:

$$\delta = v\tilde{a}o/400 \text{ a } v\tilde{a}o/250$$

Estruturas metálicas:

$$\delta = v\tilde{a}o/500$$

2.09 Danos Estruturais, Arquitetônicos e Funcionais

Oliveira (2012) afirma que devido ao carregamento aplicado no solo, em maior ou menor proporção, ele se deforma. Se a ocorrência desta deformação for de forma diferencial ao decorrer da extensão do plano das fundações da edificação, tensões de grande proporção serão efetuadas na estrutura da mesma.

Velloso e Lopes (2004) classificam os danos provenientes de recalques da fundação em três divisões:

- I. Danos estruturais: são danos causados aos elementos estruturais que compõem os edifícios, tais como pilares, vigas e lajes. A extensão desse dano pode ocasionar efeitos mais simples, como o aparecimento de pequenas fissuras nos elementos estruturais, ou até os efeitos críticos, podendo ocasionar o colapso da estrutura;
- II. Danos arquitetônicos: são os danos causados a estética da edificação como o aparecimento de fissuras e trincas em paredes e acabamentos. Estes danos causam, principalmente, um desconforto visual, mas nem por isso devem ser menosprezados.
- III. Danos funcionais: são danos que afetam a funcionalidade do edifício, ocasionando refluxo ou ruptura do sistema de esgoto, empenamento das esquadrias, desgaste de elevadores. Estes danos estão ligados ao desaprumo do edifício causado pelo recalque excessivo da fundação.

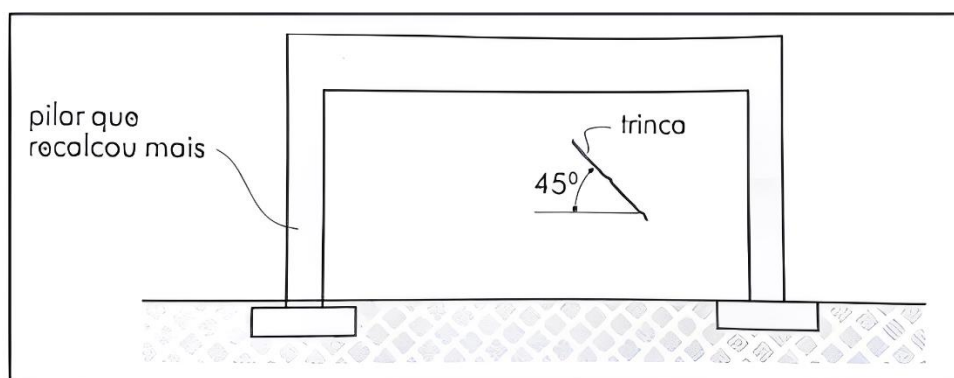
2.09.01 Fissuras, Trincas e Rachaduras

As manifestações patológicas que são características das estruturas de concretos podem ser consideradas as fissuras, por ser a anomalia mais comum de ocorrer, e quando se tem uma deformação expressiva, provoca fissuras que chamam a atenção de

leigos, para que algo de errado está ocorrendo com aquela edificação (Souza e Ripper, 1998).

Levando em consideração os materiais construtivos utilizados para concepção de um edifício, a alvenaria de vedação é a parte mais frágil. Sendo assim, a força cortante ofertada a edificação pelo recalque diferencial, provoca primeiramente a ruptura desta, apresentando fissuras com ângulo de aproximadamente 45° , sendo que o lado que sofreu maior recalque é indicado pela direção da ruptura, conforme figura 32 (REBELLO, 2008).

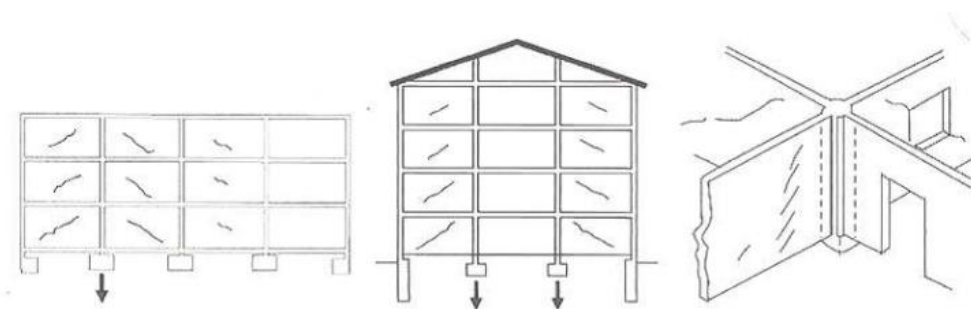
Figura 32 - Fissura provocada na alvenaria de vedação por recalque diferencial.



Fonte: Rebello, 2008

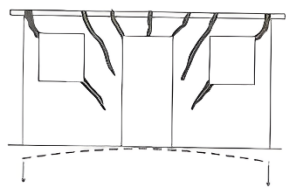
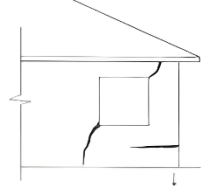
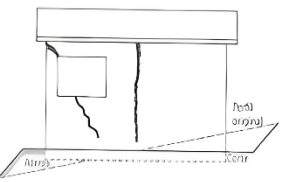
As ilustrações 33 e 34 a seguir apresentam padrões típicos de deslocamentos e correspondem às aberturas.

Figura 33 - Fissuras típicas causadas por recalque de fundações de pilares internos



Fonte: Milititsky et al, 2008

Figura 34 - Fissuras por recalque de fundação

	
Deformação convexa de parede portante e seus efeito	Fissuras em parede portante com recalque na extremidade
	
Provável fissuramento de edificação assente parte em corte e parte em aterro	Fissuras por recalque de fundação de pilar de canto

Fonte: Adaptado de Milititsky et al, 2008

É importante distinguir entre danos causados a elementos estruturais e danos causados a alvenarias e acabamentos. Os movimentos das fundações afetam a aparência visual, a função e a utilização, mas é essencial reconhecer que prejuízos de natureza puramente estética são menos importantes, e essa importância depende do tipo e da utilização da obra, como definido no Quadro 07 (VELLOSO e LOPES, 2010).

Quadro 7 - Relação entre abertura de fissuras e danos em edifícios

Abertura da fissura (mm)	Intensidade dos danos			Efeito na estrutura e no uso do edifício
	Residencial	Comercial	Industrial	
< 0,1	Insignificante	Insignificante	Insignificante	Nenhum
0,1 a 0,3	Muito Leve	Muito Leve	Insignificante	Nenhum
0,3 a 1	Leve	Leve	Insignificante	Apenas estética; deterioração acelerada do aspecto externo
1 a 2	Leve a moderado	Leve a moderado	Muito Leve	
2 a 5	Moderado	Moderado	Leve	Utilização do edifício será afetada e, no limite superior, a estabilidade também pode estar em risco
5 a 15	Moderado a severo	Moderado a severo	Moderado	
15 a 25	Severo a muito severo	Severo a muito severo	Moderado a severo	
> 25	Muito severo e perigoso	Severo e perigoso	Severo e perigoso	Cresce o risco de a estrutura tornar-se perigosa

Fonte: Adaptado de Thornburn e Hutchinson (1985)

A denominação da fissura também está relacionada à abertura da mesma de acordo com o Quadro 08.

Quadro 8 - Denominação das fissuras

Demoninação	Abertura da fissura (mm)
Fissura capilar	Menos de 0,2mm
Fissura	0,2 mm a 0,5 mm
Trinca	0,5 mm a 1,5 mm
Rachadura	1,5 mm a 5,0 mm
Fenda	5,0 mm a 10,0 mm
Brecha	Mais de 10,0 mm

Fonte: Adaptado de Olivari (2003).

2.09.02 Desaprumo

Segundo Santos (2014) o desaprumo em edificações ocorre pelo fato da presença de recalques diferenciais nas fundações. Com isso, é afetado diretamente a parte arquitetônica da edificação. Além disso, o desaprumo contribui também para o aumento de carga na estrutura que são transmitidos para as fundações, provocando um aumento expressivo no recalque que a edificação já possui, podendo atingir níveis que comprometem a funcionalidade do edifício e níveis críticos que podem levar a estrutura a um possível colapso estrutural.

Teixeira (1994) descreve que o desaprumo das estruturas pode gerar uma série de problemas, tais como listados abaixo:

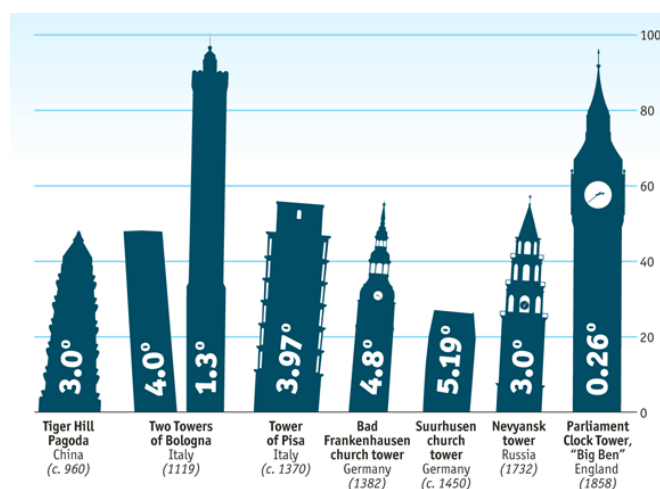
- I. Desnívelamento dos pisos de todos os pavimentos do edifício;
- II. Perda das prumadas das guias de elevadores;
- III. Deformações de paredes de alvenaria, caixilhos e batentes de portas;
- IV. Fissuramento nas alvenarias e revestimentos.

Segundo Milititsky, Consoli e Schnaid (2018), o desaprumo afeta desde a parte estética da estrutura até a distribuição de cargas no edifício, que por consequência acaba aumentando gradativamente o esforço nos elementos de fundação gerando um acréscimo de recalque e podem tornar a edificação insegura.

Ao redor do mundo, há diversos casos de Torres que foram afetados por este tipo de danos proveniente de recalques. A mais famosa, a Torre de Pisa, já chegou a um

desaprumo na faixa de $5,5^\circ$ no seu estado mais crítico. Conforme figura 35, pode-se verificar as torres em desaprumo ao redor do mundo.

Figura 35 - Desaprumos em Torres



Fonte: As torres mais tortas do mundo (<https://www.ilpost.it/2011/10/25/le-torri-piu-storte-del-mondo/>)

2.10.03 Colapso

De acordo com Caputo (1998), o Edifício Elmar, na cidade do Rio de Janeiro, chegou a uma velocidade de recalques na ordem de 0,5 mm/h. Tendo em vista o comprometimento da estrutura, uma vez que os recalques se aceleravam, foi determinada a sua demolição em setembro de 1979. Outro caso no Brasil, um edifício na Rua General Artigas 470, no Lebon, ameaçado de desabamento em consequência do surgimento de recalques elevados, foi também demolido em outubro de 1979. Caputo ainda afirma que o que importa no controle do recalque não é apenas o valor máximo atingido, mas também a sua evolução com o tempo.

2.10 Casos Reais

2.10.01 Torre de Pisa

A Torre de Pisa, foi construída em Mármore Branco sob uma arquitetura romântica para abrigar os 7 sinos da catedral de Pisa. Começou a ser erigida em 1173 e levou quase 200 anos para ser concluída, terminando a construção apenas por volta do ano de 1370. A Torre é a terceira mais antiga estrutura na praça da Catedral de Pisa (Campo dei Miracoli), depois da catedral e do baptistério. O edifício tem formato circular

com diâmetro externo de 15,40 metros e altura de aproximadamente 56 metros, conforme mostra a Figura 36.

Figura 36 - Torre de Pisa

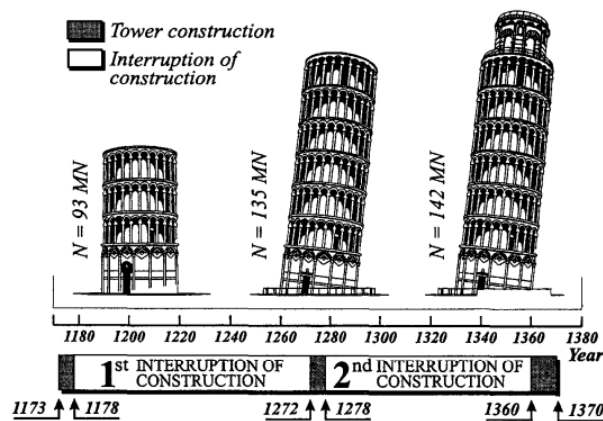


Fonte: Adaptado de Burland et.al., (2023)

Construída numa época em que se faziam poucas construções deste tipo na Europa, o inteligente uso de colunas e arcos revela um profundo conhecimento sobre as características do peso e da carga, aspetos muito avançados para a época. Todavia, não foi levado em consideração a existência de um solo argiloso e a necessidade de uma fundação capaz de suportar um campanário que pesaria cerca de 16.000 toneladas. (RIBEIRO, 2019)

A construção da Torre passou por dois períodos de interrupções: de 1178 até 1272 e de 1278 até 1360 (Figura 39). Durante a primeira fase da construção, datada de 1173 até 1178, a torre se inclinou ligeiramente para o norte. Quando a construção recomeçou em 1272 a Torre começou a mover-se para o sul, atingindo 0.6° nessa direção. Nos 90 anos seguintes a 40 inclinação aumentou para 1.6° . Depois de completada a construção em 1370, a inclinação seguiu aumentando e em 1817 a inclinação atingia 4.9° chegando a 5.5° no começo dos anos 90. (BURLAND, 2003).

Figura 37 - Histórico de Construção Torre de Pisa

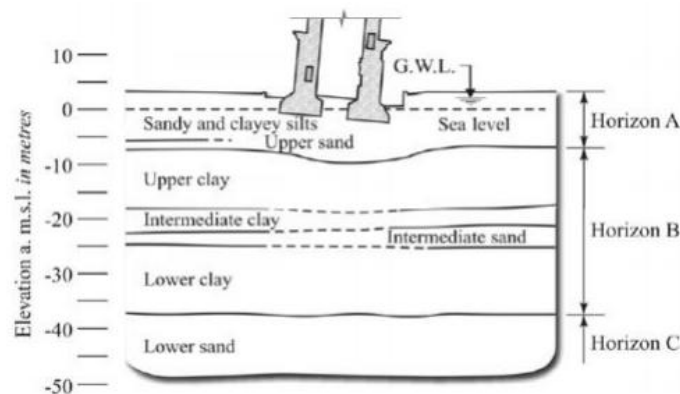


Fonte: Burland et al., (2009)

Santos (2014) considera que o solo em que a Torre de Pisa está apoiada apresenta camadas alternadas entre areia e argila, conforme a Figura 40. Além disso, Cintra et al (2013) afirma que o maciço de solo onde a torre está assentada não possui comportamento homogêneo, apresentando maior deformabilidade na região sul da Torre.

Os dez primeiros metros são compostos por areia e silte argiloso e logo abaixo há uma segunda camada com cerca de 30 metros de profundidade formados por argila marinha, um solo que perde muita rigidez quando submetido a tensões. Nos 20 metros seguintes, existe uma camada de areia marinha densa, conforme apresentado. O contato entre a camada A e a camada B abaixo da Torre se apresenta de forma côncava, o que indica um adensamento na camada B provocado pela distribuição de tensões da fundação. (BURLAND et al., 2009)

Figura 38 - Camadas de solo abaixo da Torre de Pisa



Fonte: Burland et al., (2009)

De acordo com Caputo (1998), até 1690 a velocidade do recalque era de 2mm/ano; entre 1800 e 1900 reduziu-se para 1mm/ano e hoje está na faixa de 0,7mm/ano. O seu desaprumo é da ordem de 9,7% da sua altura. Atualmente, o recalque diferencial é de 1,80m.

Silva e Oliveira (2018) afirmam que a causa deste problema foi a ausência da caracterização do comportamento do maciço de solo antes da construção da Torre. Além disso, Santos (2014) afirma que o problema mais agravante é a instabilidade da inclinação da Torre devido à sua rigidez.

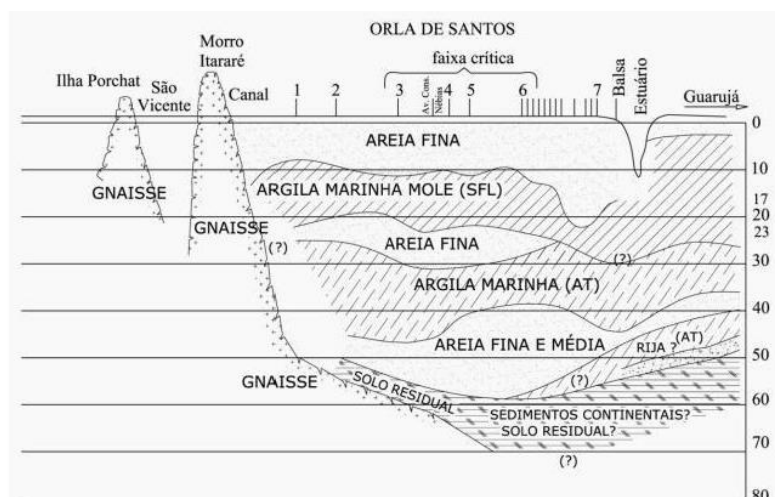
2.10.02 Orla de Santos

A cidade de Santos, maior cidade do litoral paulista, é conhecida pela extensa faixa de areia, 7 km de praia e por alojar um dos principais portos do país, o município também ficou famoso pelos ‘prédios tortos’ ao longo de sua orla. Com o grande avanço e crescimento populacional na cidade por volta de 1940, a orla de Santos começou a ser rapidamente ocupada por edifícios entre 10 a 20 andares.

Melo e Mello (2019) afirmam que desde o início da ocupação da orla praiana sabia-se da ocorrência de uma espessa camada de argila marinha mole no subsolo santista e dos recalques por adensamento que poderiam ocorrer. O fato de a camada superficial de areia ser compacta, com tensão admissível de 250 a 300 kPa, levou construtores da época a executar edifícios com mais de 12 pavimentos apoiados em fundação direta, a 1,5- 2,0m de profundidade.

Na época, havia limitações em termos de fundações profundas: o que se tinha disponível no mercado eram apenas estacas pré-moldadas, estacas Franki e tubulões pneumáticos, soluções tecnicamente inviáveis para o solo de Santos, por não conseguirem atravessar a primeira camada de areia compacta. Mesmo quando se contou com recursos técnicos para execução de estacas através de camadas de areais compactas, podendo chegar a mais de 30 metros de profundidade, os empreendedores imobiliários julgaram o uso dessas fundações economicamente inviáveis (TEIXEIRA, 1994).

Figura 39 - Perfil Geotécnico da Orla de Santos



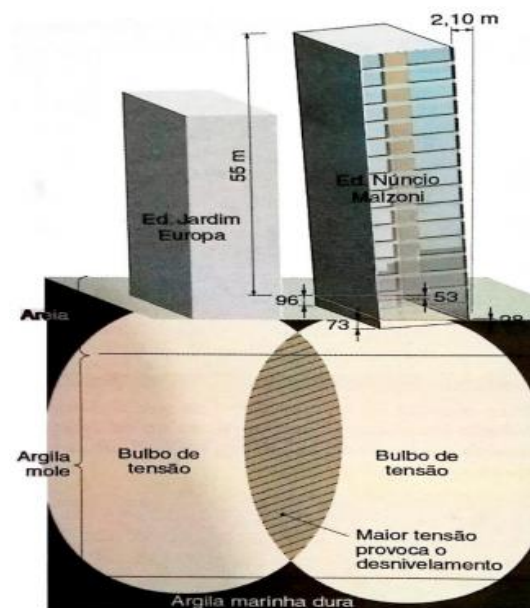
Fonte: Adaptada de Teixeira (1994) por Massad (2003)

Dias (2010) afirma que ao longo dos anos, não só o tamanho dos edifícios aumentou bem como a quantidade. Isso gerou um aumento de tensões transferidas às camadas compressíveis e também a interferência dos bulbos de tensões das construções vizinhas, agravando ainda mais a situação dos edifícios.

Hachich (1998) descreve, quando submetida a grandes tensões, a argila tende a sofrer grandes variações volumétricas. Porém esse processo de adensamento pode levar anos, pois quando esse tipo de solo é saturado, ele tem que expulsar parte da água contida entre suas partículas para que ocorra a variação volumétrica. Mas devido à permeabilidade muito baixa da argila, essa expulsão de água é lenta.

Segundo Sayegh (2001), outro fator que agravou a situação dos prédios da orla santista em geral foi a proximidade entre os mesmos. Essa proximidade faz com que haja uma sobreposição do bulbo de tensões dos edifícios. Esta sobreposição faz com que a tensão no solo entre dois prédios se eleve, ocasionando um maior recalque nesta região que por consequência faz com que os prédios sofram desaprumo, conforme figura 42. Um exemplo claro do comportamento dos edifícios da Orla de Santos é o edifício Mahembi, conforme figura 40, que inclinou-se em direção ao edifício Paineiras.

Figura 40 - Bulbo de tensões Ed. Jardim Europa e Ed. Núncio Malzoni



Fonte: Arquitetura Engenharia - <https://www.aegrupo.com.br/single-post/predios-tortos-de-santos-o-que-aconteceu>

Figura 41 - Edifício Mahembi e Edifício Paineiras na Orla de Santos



Fonte: Dias (2010)

2.10.03 Cidade do México

A cidade do México hoje é considerada uma das cidades mais populosas do mundo, contando com aproximadamente 22 milhões de habitantes, considerando a sua zona metropolitana, de acordo com o último levantamento.

Por volta do ano de 1325, o município de Tenochtitlan, onde hoje está localizada a Cidade do México, foi erguido em cima do lago Texcoco. No início, a cidade era um conjunto de pequenas ilhas artificiais construídas com terra. Com a chegada dos espanhóis, o aterramento sobre o lago sofreu um processo de aceleração. Alguns séculos depois a cidade sofreu um boom populacional e processo de aterramento desta bacia foi acelerado devido à exploração desenfreada.

De acordo com Martins (2012) entre as décadas de 1930 e 1960, muita gente se assentou na região do lago sem nenhum planejamento. A extração de água do subsolo, adotada a partir da década de 40, se fez cada vez mais necessária. Com isso, a Cidade do México sofre um rebaixamento do solo devido à excessiva extração de água dos aquíferos por conta da superpopulação.

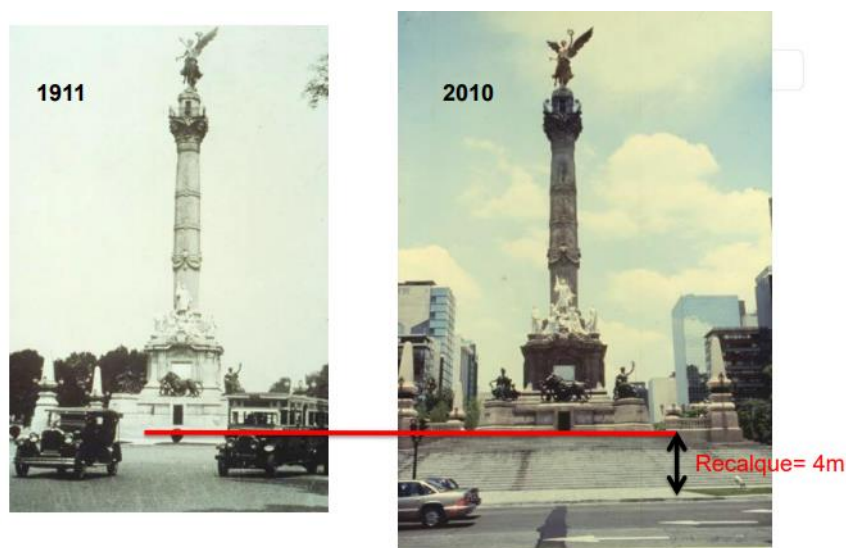
Em solos moles, que é o caso da Cidade do México, a camada de argila mole abaixo do nível d'água é considerada saturada. Todos os vazios entre as partículas da argila estão preenchidos por água e com a expulsão de água do solo, ocorre o adensamento. A construção desenfreada de grandes estruturas exerce uma pressão muito grande sobre o solo e este, na ausência de água, sofre o recalque.

Nas argilas (solos coesivos) a saída de água é lenta devido à baixa permeabilidade, portanto, as variações volumétricas (deformações/recalques) dependem do tempo, até que se conduza o solo a um novo estado de equilíbrio, sob as cargas aplicadas. Essas variações volumétricas que ocorrem em solos finos saturados, ao longo do tempo, constituem o processo de adensamento (GURGEL, 2018).

Segundo Caputo (1998), a Cidade do México repousa sobre uma camada superior com mais de 30m de argila muito mole, daí se originando as condições mais difíceis, talvez de todo o mundo, para execução de fundações. Alia-se a esse fato o constante rebaixamento do nível de água (que também provoca recalques), decorrente da necessidade de extração de grande volume de água para o abastecimento da cidade.

O monumento “Anjo da Independência” é um dos principais símbolos da Cidade do México. Quando foi inaugurado, no ano de 1910, se encontrava no mesmo nível da Avenida Passeio da Reforma. Um século depois, os visitantes precisam subir até por volta de 4 metros de degraus, conforme figura 42.

Figura 42 - Recalque na Cidade do México



Fonte: Notas de Aula, UFRGS

2.11.4 Ponte na Rodovia PE-507

A rodovia PE-507, situada no Estado de Pernambuco, é uma rodovia que faz a interligação das cidades de Exu e Salgueiro e possui aproximadamente 93 quilômetros de extensão. A obra analisada é apresentada por Vitório (2012) e refere-se a uma ponte localizada sobre o riacho Ingazeira com 40 metros de extensão e três vãos de 12,5 m, 15 m e 12,5 m, conforme é mostrado na figura 43.

A superestrutura é constituída por tabuleiro de concreto armado convencional (vigas, lajes e transversinas); a meso e infraestrutura são compostas por pilares com seção octogonal, sapatas isoladas de concreto armado assentes sobre blocos corridos de concreto ciclópico e encontros de concreto ciclópico nas extremidades. (VITÓRIO, 2012)

Logo após uma grande cheia no riacho Ingazeira houve uma significativa erosão, que causou o rebaixamento do leito do rio e solapou as fundações das duas linhas de pilares. A intensidade da força de arrasto, associada às características erodíveis do solo, retiraram parte da camada superficial sob os blocos e quase causaram o desabamento da ponte, conforme mostram as figuras 44 e 4. (VITÓRIO, 2012)

Figura 43 - Ponte na Rodovia PE-507



Fonte: Vitório (2012)

Figura 44 - Ruptura do Bloco e descalçamento da fundação



Fonte: Vitório (2012)

Figura 45 - Fuga de material sob as fundações, causando risco de ruptura da obra.



Fonte: Vitório (2012)

Vitório (2012) afirma que um dos fatores que mais influenciam o aparecimento de graves problemas em fundações de pontes é a erosão (ou solapamento) ao longo tempo, sendo este fenômeno responsável por significativa quantidade de acidentes com estes tipos de obras em todo o mundo. O caso descrito acima refere-se a uma ponte que teve as fundações solapadas após a ocorrência de uma cheia em 2005.

2.12 Análise Numérica

De acordo com Vendruscolo (1996), a mecânica dos solos não muito tempo atrás, era uma disciplina essencialmente empírica. As enormes complexidades encontradas nos estados naturais do meio geológico tornavam muito complexa a obtenção de soluções analíticas fechadas. Complexidades com o meio não-homogêneo, comportamento não-linear do material, condições de tensões, variações espaciais e temporais das propriedades não eram considerados. Com o avanço da tecnologia e das pesquisas no âmbito da geotecnia e da mecânica dos solos, cada vez mais a área evoluiu para o aprimoramento e melhoramento dos métodos de análises.

Ainda segundo Vendruscolo (1996) o emprego de métodos numéricos na engenharia evoluiu devido ao desenvolvimento de computadores capazes de resolver com mais velocidades e detalhamento os sistemas de equações diferenciais mais complexos, com isso, tem-se verificado um considerável crescimento de sua utilização para a solução de problemas no âmbito da engenharia.

Com avanço da ciência e o aprimoramento dos métodos numéricos, os modelos matemáticos têm sido cada vez mais empregados em detrimento aos modelos físicos. Isto acontece devido a sua boa representatividade, confiabilidade nos resultados obtidos e aplicações práticas na engenharia, além de ser uma opção muito mais econômica, embora a parte experimental de forma alguma deva ser descartada. (ROSA, 2013)

Araújo (2017) afirma que as análises através de algoritmos formulam e resolvem problemas matemáticos utilizando operações aritméticas. Com isso, elas “idealizam e concebem métodos para “aprovar” de forma eficiente as soluções de problemas expressados matematicamente”.

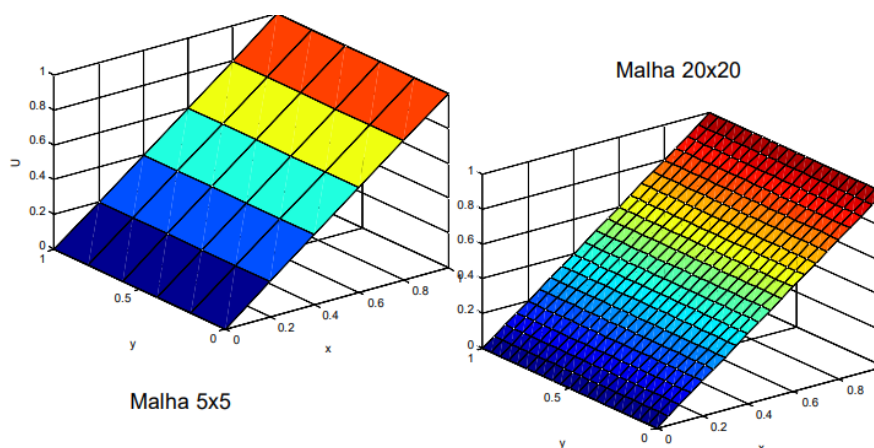
Os métodos numéricos são baseados no processo de discretização, reduzindo o problema físico, contínuo com infinitas incógnitas, a um problema discreto com número finito de incógnitas (WROBEL et al., 1989).

2.12.1 Método das Diferenças Finitas – MDF

Rosa (2013), afirma que o primeiro método de análises numéricas a surgir foi o método das diferenças finitas – MDF. Esse método surgiu com o trabalho de Southwell (1946), sendo ainda utilizado em diversos problemas da engenharia. No método das diferenças finitas, a discretização é, usualmente, feita com o auxílio de uma malha com espaçamento constante, representando a região de interesse por uma série de pontos ou nós.

A ideia geral do MDF é obter a solução aproximada de uma equação diferencial em pontos discretos do domínio considerado, utilizando fórmulas de diferenças para substituir as derivadas de ordem “n” presentes na equação governante do problema. O conjunto desses pontos é denominado de malha de diferenças finitas, e quanto mais pontos essa malha tem, mais precisa é a resposta dada pelo método. (DEUS et. al., 2010) A figura 46 a seguir representa a divisão de um sistema em uma malha de diferenças finitas.

Figura 46 - Malhas de determinação do MDF



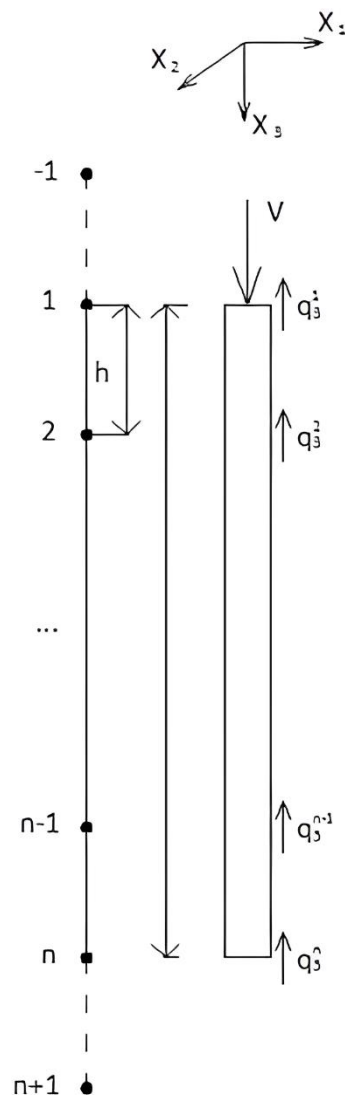
Fonte: (UFF, 2017)

Assim, o método consiste apenas na substituição das derivadas parciais da equação contínua por meio de fórmulas discretas de diferenças, e na aplicação da equação resultante em um número finito de pontos da região. Este procedimento origina um sistema de equações algébricas cuja solução fornece os valores desejados. Malhas irregulares também podem ser empregadas, porém este procedimento envolve complicações adicionais que ofuscam a simplicidade matemática e computacional do método. (BUBACH et. al., 2016)

Para o uso do Método de Diferenças Finitas em estudos de geotecnia, Rosa (2013) salienta as estacas são consideradas como elementos flutuantes, pois a camada de solo incompressível encontra-se no infinito. Ou seja, o elemento de fundação do tipo é considerado como uma barra vertical, com diâmetro, comprimento, área da seção transversal e constante de flexibilidade, para estacas assimétricas.

Para a aplicação do método das diferenças finitas na geotecnia, foi criado uma análise de uma estaca submetida a carregamento vertical e utilizados dois nós auxiliares: um nó acima do topo da estaca e outro abaixo da base da estaca, ambos eliminados no desenvolvimento da formulação. A figura 47 representa a estaca submetida a carregamento vertical e um elemento de estaca submetida aos esforços normais.

Figura 47 - Estaca submetida a um carregamento vertical V



Fonte: Rosa (2013)

Rosa (2013) aplica a representação da estaca submetida a um carregamento vertical em formulas como descritas a seguir. Da condição de equilíbrio do elemento infinitesimal, pode-se se escrever:

$$\frac{\sigma_b}{dx_3} = - \frac{q_p(x_3)}{S_p}$$

Da Lei de Hooke, se obtém:

$$\varepsilon_3 = \frac{du_3}{dx_3} = \frac{\sigma_b}{E_p}$$

Realizando a substituição na equação inicial, se tem:

$$\frac{d^2 u_3}{dx_3^2} = -\frac{q_p(x_3)}{E_p S_p}$$

Onde:

σ_b é a tensão na base da estaca;

$q_p(x_3)$ é a força na interface estaca-solo;

E_p é módulo de elasticidade da estaca;

S_p é a área da seção transversal da estaca.

Rosa explica que a equação final é utilizada e representada para montar o sistema de equações lineares pelo Método das Diferenças Finitas para os pontos nodais de 1 a n , sendo necessário para as equações dos nós inicial e final o uso de nós auxiliares, que são eliminados no desenvolvimento numérico, através das seguintes equações de condições de contorno.

Para a avaliação das equações de contorno das estacas, é necessário a divisão entre os nós: a primeira que considera um nó extra na base da estaca e a segunda que não considera este nó extra. Com isso, se obtém a equação para o primeiro nó da estaca:

$$(u_3^{-1} - 2u_3^1 + u_3^2) \frac{E_p S_p}{h^2} = -q_3^1$$

Já para o ultimo nó, se obtém:

$$\frac{E_p}{2h} (u_3^{n+1} - u_3^{n-1}) = \sigma_b = q_3^n$$

Realizando a substituição das equações, pelo MDF, com as respectivas condições de contorno para a base e o topo da estaca, obtidas pelas equações, obtém-se o seguinte sistema de equações:

$$\frac{E_p S_p}{h^2} [H] \{u_p\} = \{F_p\} + \{Q_p\}$$

Onde:

$\{H\}$ é a matriz ($n \times n$) de coeficientes de efeito axial das diferenças finitas;

$\{u_p\}$ é o vetor (n) de deslocamentos nodais da estaca;

$\{F_p\}$ é o vetor (n) de forças externas nodais decorrentes das condições de contorno;

$\{Q_p\}$ é o vetor (n) de forças de interface nodais.

Se obtém, portanto, a matriz de diferenças finitas.

$$[H] = \begin{bmatrix} 2 & -2 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 2 & -1 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & -1 & 2 & -1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & -\frac{2h}{s_p} & \frac{2h}{s_p} \end{bmatrix}$$

$$\{\bar{u}_p\} = \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ \vdots \\ u_{n-1} \\ u_n \end{Bmatrix}$$

$$\{\bar{F}_p\} = \begin{Bmatrix} -\frac{V}{h} \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

$$\{\bar{Q}_p\} = \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ \vdots \\ q_{n-1} \\ \sigma_b \end{Bmatrix}$$

3. PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

O presente trabalho pode ser classificado como um estudo de caso pois analisará o comportamento e os fenômenos referentes à área da geotécnica e a estrutura de fundações em obras reais executadas no Estado do Tocantins.

Já quando se trata do objeto, podemos definir como uma pesquisa explicativa pois com os dados coletados, serão aplicados métodos matemáticos e experimentais para explicar causas e efeitos de um determinado fenômeno.

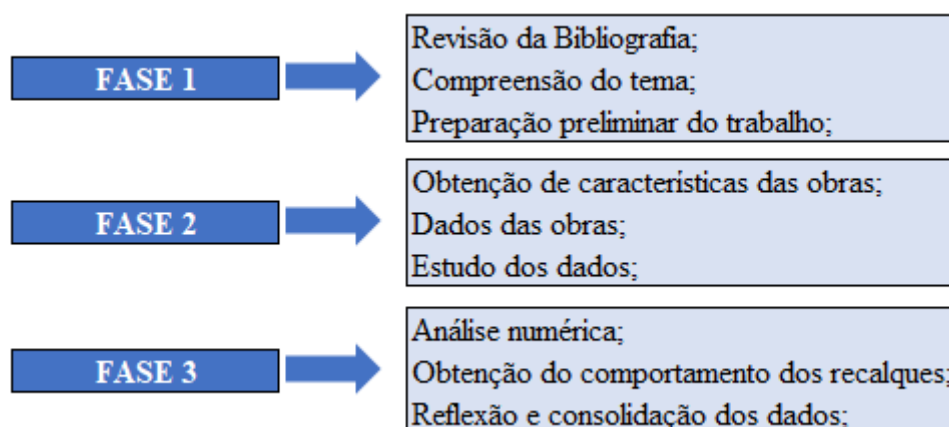
Quanto a sua abordagem, se trata de abordagem quantitativa pois os fenômenos serão analisados através da quantificação de dados, realizando explicações numéricas e matemáticas para a compreensão do comportamento destes.

Tratando-se do planejamento da pesquisa esta será dividida em três fases. Na primeira fase será feito um estudo bibliográfico para embasar as análises, englobando dissertações, livros, artigos, teses, etc. com intuito da compreensão total do tema e sua relevância, envolvendo temas relacionados à importância das investigações geotécnicas e às metodologias de investigação; tipos de fundações; recalques e suas causas; patologias provenientes de recalques; apresentação de obras reais que sofreram recalques em suas estruturas; e por fim aos conceitos, procedimentos e aplicações envolvendo análises numéricas.

Já na segunda fase, serão obtidos os dados e as características das obras que serão analisadas no âmbito do Estado do Tocantins, destacando os seguintes pontos referentes ao projeto de fundações: características do solo, tipologia das fundações empregadas e a planta de carga solicitante.

Na terceira fase, de posse das características da fundação executada na obra estudada, será feita a análise numérica utilizando o software Rocscience para se obter o comportamento da fundação em relação ao recalque. Por fim, será realizada uma análise e reflexão dos dados obtidos através do software para resultar nas conclusões finais e no objetivo do trabalho, a análise de recalque. A figura 48 exemplifica o planejamento da pesquisa.

Figura 48 - Planejamento da Pesquisa



Fonte: Autor (2023)

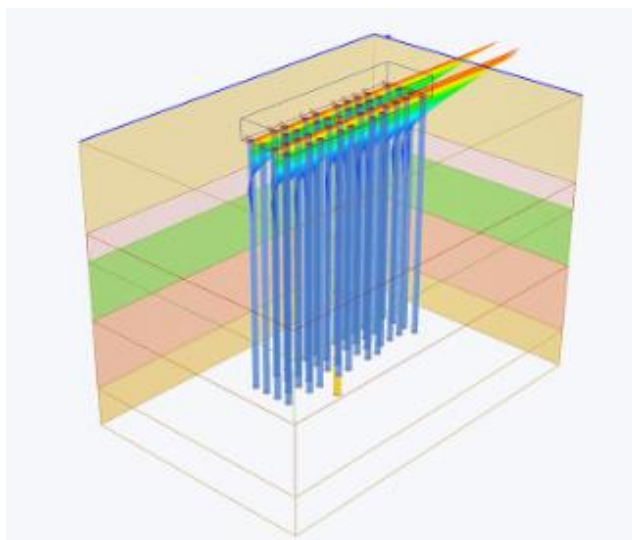
3.1 O Software Rocscience

O Rocscience RSPile é um software desenvolvido pela empresa Rocscience® que representa uma alternativa numérica capaz de resolver as equações diferenciais utilizando o método das diferenças finitas.

De acordo com a L3 Software, distribuidora oficial do Software no Brasil, o programa RSPile permite que os engenheiros analisem e projetem diferentes tipos de pilhas para atender às necessidades de seu projeto geotécnico, incluindo pilhas acionadas, agrupadas, axiais e carregadas lateralmente. O RSPile é um software de análise geral de estacas para analisar a instalação de estacas cravadas, estacas carregadas axialmente e carregadas lateralmente. Ele pode calcular a capacidade axial para estacas cravadas, bem como as forças internas da estaca e deslocamentos sob várias cargas e deslocamentos do solo.

No software é possível realizar análises laterais e axiais de várias estacas com a flexibilidade de projetar estacas com múltiplas seções e modelar extratos de solo complexos, além de projetar modelos complexos de grupos de estacas onde cada estaca pode ser um tipo diferente, consistindo em várias seções. Dentre suas principais aplicações, pode-se citar escavações, fundações, aterros, túneis, minas e dragagem.

Figura 49 - Software Rocscience



Fonte: Rocscience (2023)

Segundo Lanzieri (2019), para a determinação e execução dos cálculos, o software utiliza a divisão do solo por fatias, fator de segurança global e local, inúmeras superfícies de ruptura, esforços de tração e cisalhamento, inclinação vertical ou inclinada no paramento e possibilita a estratificação do solo. Com isso, é possível analisar minuciosamente as deformações no solo a partir das cargas aplicadas e do projeto elaborado.

4.0 Apresentação da Área de Estudo

A partir dos dados das fundações e do solo, as mesmas serão modeladas e analisadas a partir do software Rocscience RSPile. Dessa forma, através do software, os elementos serão analisados principalmente em relação as deformações no solo que estarão submetidas e as capacidades de carga das fundações projetadas.

De posse de todas as informações de comportamento dos sistemas de fundação através da análise numérica, será estudado e refletido a magnitude dos recalques que as estruturas estarão submetidas e analisado os possíveis danos estruturais e arquitetônicos que poderão surgir durante a vida útil da edificação.

As obras analisadas serão escolhidas a partir da verificação dos projetos e sondagens disponíveis no banco de dados do Tribunal de Contas do Estado do Tocantins, através do site do SICAP-LCO – Licitação, Contratos e Obras.

Salienta-se que a partir das buscas no site do Tribunal de Contas do Estado do Tocantins, através do SICAP-LCO, foi identificado que grande parte das obras

cadastradas não possuem informações suficientes para uma análise eficaz e que possa ter um embasamento para modelagens numéricas. Uma das principais dificuldades encontradas na busca, foi a insuficiência de relatórios de sondagem, além da falta de projetos e informações adicionais necessárias.

5.0 Fórum da Comarca de Miracema - Tocantins

A obra analisada trata-se do edifício do Fórum da Comarca de Miracema, com área total construída de 1.355,27 m² localizado na cidade de Miracema - Tocantins.

Miracema, cidade pertencente a região metropolitana de Palmas, localiza-se a uma latitude 09°34'02" sul e a uma longitude 48°23'30" oeste, estando a uma altitude de 197 metros. De acordo com a estimativa no IBGE para 2021, o município possui uma população de 17.628 habitantes e uma densidade demográfica de 7,79 hab/km².

O Fórum da Comarca de Miracema, localizado na Quadra 9-A, Setor Santa Filomena, Esquina da Av. Tocantins/ Rua Paranaíba, foi uma obra executada no valor total, aditivado e apostilado em R\$ 5.142.356,62 (Cinco milhões, cento e quarenta e dois mil, trezentos e cinquenta e seis reais e sessenta e dois centavos) e entregue a comunidade local em 20 de novembro de 2020 através do termo definitivo de entrega de obras n° 421/2020 do Tribunal de Contas do Estado do Tocantins (TCE-TO).

A obra foi executada entre os anos de 2019 e 2020 sendo concebida na tipologia de fundação indireta do tipo estacas. A estrutura é em concreto armado com vedação em blocos cerâmicos. A figura 50 representa a fachada da edificação.

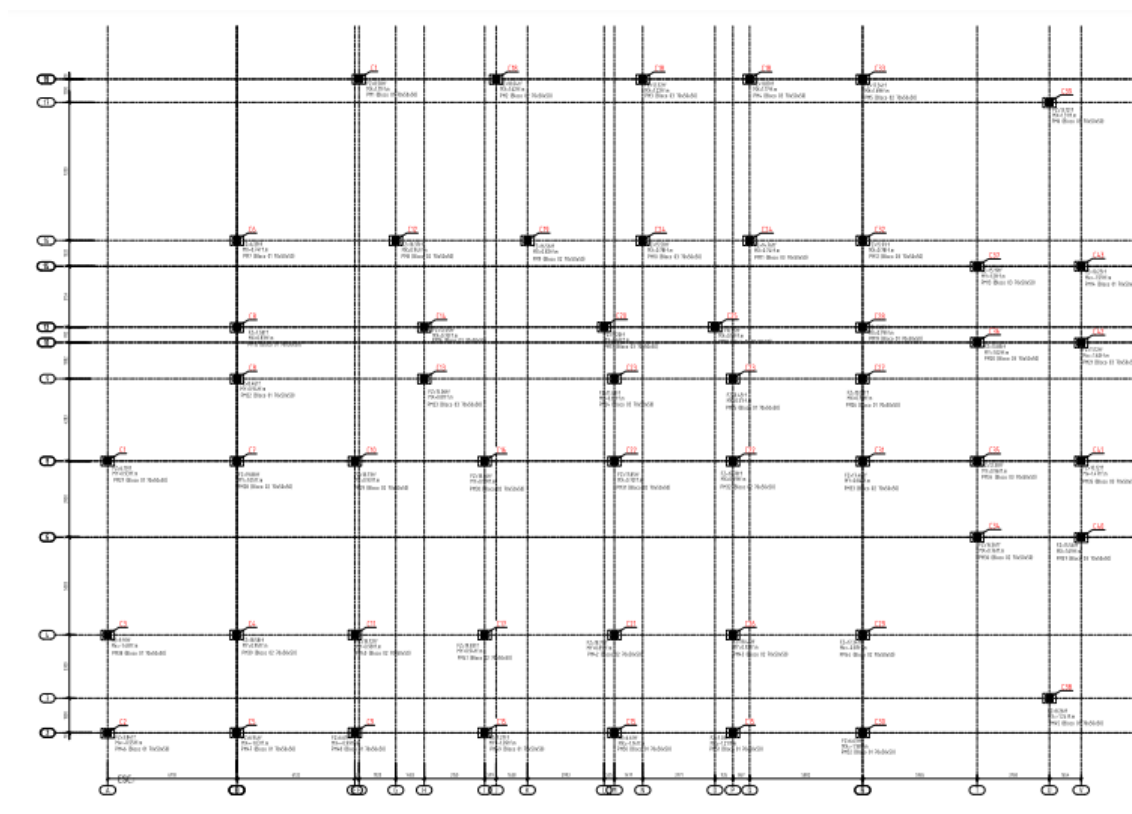
Figura 50 - Fachada Fórum de Miracema



Fonte: SICAP TCE (2023)

O Projeto de Fundações do Fórum prevê estacas com diâmetro nominal de 40 cm a 50 cm e comprimento médio de 5,00 m (conforme figura 51). Foram executadas estacas tipo hélice continua com diâmetros de 40 cm e 50 cm comprimento conforme projeto, blocos e vigas baldrames.

Figura 51 - Projeto de Fundações



Fonte: SICAP TCE (2023)

O projeto conta com 19 estacas de diâmetro 50cm com profundidade de 4 metros, 16 estacas de diâmetro 50cm com 4 metros e 17 estacas de diâmetro 50cm com profundidade de 5 metros.

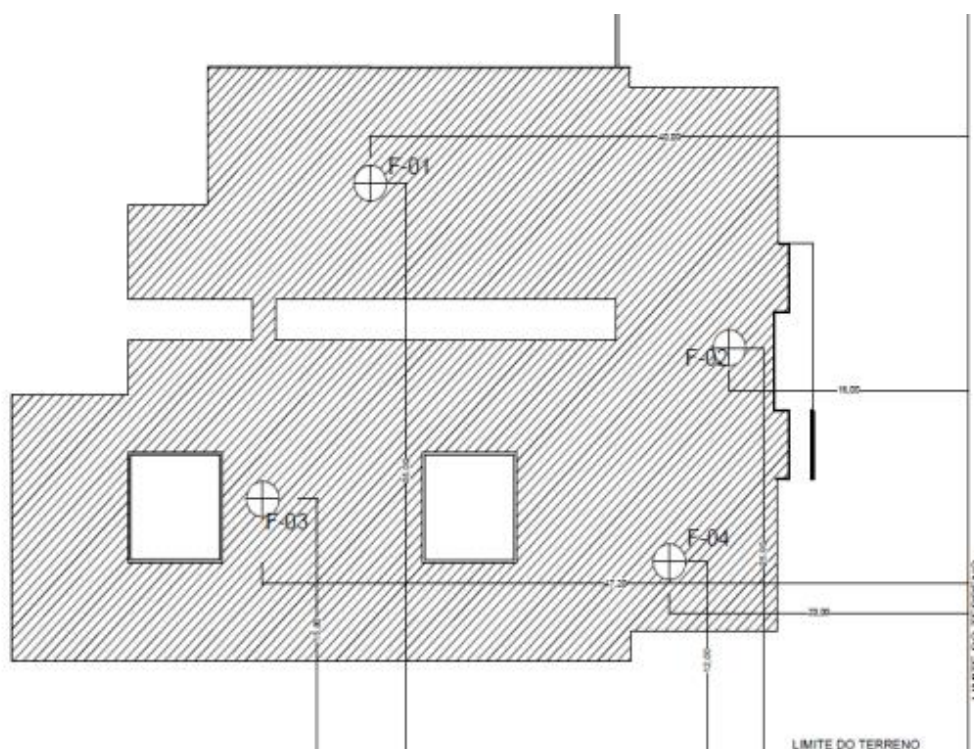
Salienta-se que a edificação foi concebida e projetada a partir de um estudo e investigação geotécnica, executada pela empresa Geotécnica – Engenharia e Geotecnia.

Para a execução do ensaio SPT, utilizou-se o amostrador padrão tipo Raymond com diâmetro externo de $50,8 \text{ mm} \pm 2 \text{ mm}$ e diâmetro interno de $34,9 \text{ mm} \pm 2 \text{ mm}$. Martelo de bater padronizado com peso de 65 kg. Para a paralização das sondagens foram utilizados os critérios estabelecidos no item 6.4 da NBR 6484.

As amostras coletadas meio do trado concha e amostrado padrão foram classificadas conforme o item 6.6 da NBR 6484, as mesmas serão armazenadas na sede da GEOTÉCNICA RM, por um período de 60 dias.

O índice de resistência a penetração (N) e correspondente a somatória do número de golpes necessário para a penetração dos 30 centímetros finais do amostrador padrão, considerando a eficiência média de 72% no Brasil.

Figura 52 - Localização dos furos para sondagem



Fonte: SICAP TCE (2023)

As amostras foram extraídas com auxílio de amostrador padronizado de 35 mm (1 3/8") e 50,8 mm (2") de diâmetro interno e externo, respectivamente. Registrou-se o número de golpes de um peso de 65 kg que cai em queda livre de uma altura de 75 cm, necessários à cravação deste amostrador, considerando-se uma penetração de 30 cm no terreno. O número de golpes obtidos forneceu a indicação da compactidade dos solos arenosos e siltoarenosos ou a consistência dos solos argilosos e silto-argilosos, para os últimos 30 cm cravados. Os relatórios de sondagem estão inseridos nos Anexos A.

O quadro 09 representa a solicitação de cargas dos pilares, diâmetros e profundidade das estacas e dimensões dos blocos das fundações correspondentes.

Quadro 9 - Características das Fundações

Pilar	Estacas		Bloco	Tf
	Diâmetro	Profundidade		
P1	50	4	50x50/50	8,58
P2	50	5	70x50/50	18,04
P3	50	4	70x50/50	12,32
P4	50	4	70x50/50	11,89
P5	50	5	70x50/50	17,34
P6	50	4	70x50/50	13,12
P7	50	4	50x50/50	6,39
P8	50	5	70x50/50	18,37
P9	50	5	70x50/50	16,56
P10	50	4	70x50/50	15,58
P11	50	4	70x50/50	14,76
P12	50	4	70x50/50	15,91
P13	50	5	70x50/50	15,19
P14	50	4	50x50/50	10,25
P15	50	4	50x50/50	7,58
P16	50	4	70x50/50	12,55
P17	50	4	70x50/50	11,2
P18	50	4	50x50/50	10,96
P19	50	4	50x50/50	10,31
P20	50	4	70x50/50	13,8
P21	50	4	70x50/50	11,12
P22	50	4	50x50/50	8,46
P23	50	4	70x50/50	15,06
P24	50	4	70x50/50	11,48
P25	50	4	50x50/50	9,45
P26	50	4	50x50/50	10,08

P27	50	4	50x50/50	6,19
P28	50	5	70x50/50	19,88
P29	50	5	70x50/50	18,73
P30	50	5	70x50/50	18,86
P31	50	5	70x50/50	17,85
P32	50	5	70x50/50	17,79
P33	50	5	70x50/50	17,46
P34	50	4	70x50/50	12,38
P35	50	4	70x50/50	10,12
P36	50	5	70x50/50	16,56
P37	50	4	70x50/50	15,56
P38	50	4	50x50/50	9,91
P39	50	5	70x50/50	18,58
P40	50	5	70x50/50	18,72
P41	50	5	70x50/50	19,83
P42	50	5	70x50/50	18,71
P43	50	5	70x50/50	18,46
P44	50	5	70x50/50	17,34
P45	50	4	50x50/50	8,26
P46	50	4	50x50/50	3,84
P47	50	4	50x50/50	6,94
P48	50	4	50x50/50	6,61
P49	50	4	50x50/50	7,27
P50	50	4	50x50/50	6,61
P51	50	4	50x50/50	7,03
P52	50	4	50x50/50	6,63

Fonte: Autor (2023)

5.1 Procedimentos de Modelagem

A seguir é detalhado o procedimento de modelagem citado no fluxograma 1, para posterior verificação da fundação de acordo com as características do solo obtidos no ensaio SPT (Anexo A) e no quadro de cargas solicitantes dos pilares na fundação (quadro 1). Tal processo de modelagem engloba: análise do projeto, definição do maciço de solo, adição de índices físicos do solo, determinação do tipo e dimensões das estacas, e por fim, locação das estacas e determinação do recalque.

As fundações serão modeladas e analisadas no software Rocsciense RSPile 3.0. Inicialmente será modelado o tipo de solo em que a fundação está apoiada, com a determinação de índices físicos e características do solo. Posteriormente, será modelado as estacas de fundação e todas as suas características como profundidade, diâmetro e material. Dessa forma, através do software, os elementos serão analisados principalmente em relação aos recalques que sofreram.

5.2 Modelagem

5.2.1 Dados do maciço de solo

O primeiro procedimento a ser realizado no software é a determinação do maciço do solo do local em que a fundação está apoiada. Para tal, são necessários obter parâmetros e propriedades dos tipos de solo presente para permitir que o programa realize os cálculos desejados. Tais dados podem ser obtidos experimentalmente através de ensaios específicos utilizando amostras do solo. Porém, como tais ensaios não foram realizados, serão utilizadas relações paramétricas que relacionam os resultados do ensaio SPT com os parâmetros do solo, através de valores tabelados recomendados por diversos autores. Os parâmetros obtidos foram: compactidade e o ângulo de atrito das areias e a consistência das argilas pelas recomendações de Alonso (2010); já o peso específico foi obtidos pelas recomendações de Berberian (1972). Para o lançamento no programa, foi realizado com as informações obtidas nos 3 furos de sondagem para que o solo seja fielmente representado no software. Assim sendo, o programa trabalha realizando a interpolação de dados para a modelagem do solo. O quadro 10 apresenta os tipos de solo obtidos através dos ensaios de sondagem e que foram lançadas no programa para a modelagem.

Quadro 10 - Parâmetros dos tipos de solo

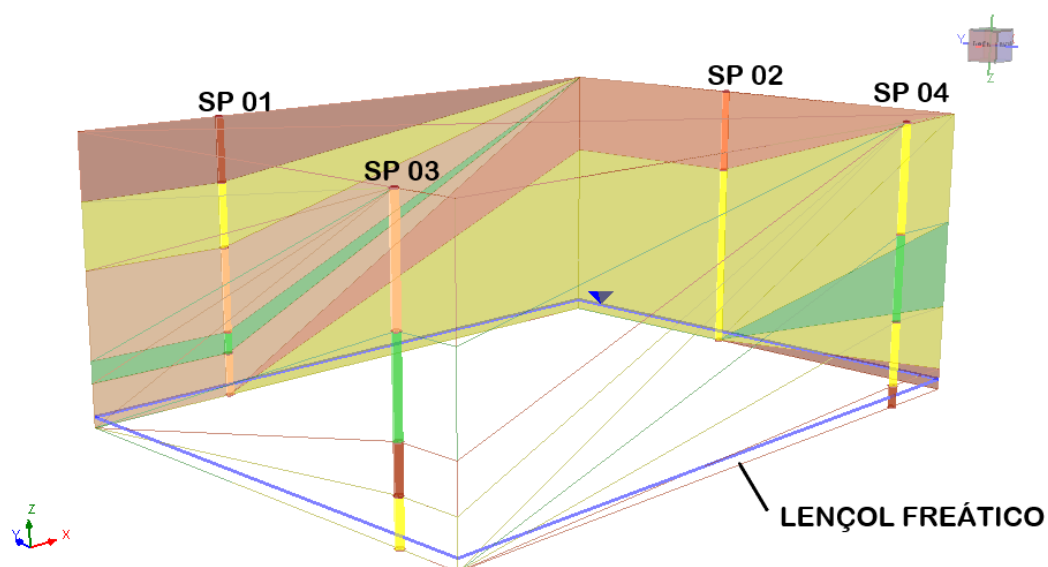
Areias e Solos Arenosos					
Compacidade	γ (t/m³)	C (t/m²)	$\phi\phi$	E (t/m²)	vv
Fofa	1,6	0	25 - 30	100 - 500	0,3 a 0,4
Pouco Compacta	1,8	0	30 - 35	500 - 1400	
Medianamente Compacta	1,9	0	35 - 40	1400 - 4000	
Compacta	2,0	0	40 - 45	4000 - 7000	
Muito Compacta	> 2,0	0	> 45	> 7000	
Argilas e Solos Argilosos					
Consistência	γ (t/m³)	C (t/m²)	$\phi\phi$	E' (t/m²)	vv
Muito Mole	1,3	0 - 1,2	0	30 - 120	0,4 a 0,5
Mole	1,5	1,2 - 2,5	0	120 - 280	
Média	1,7	2,5 - 5,0	0	280 - 500	
Rija	1,9	5,0 - 15,0	0	500 - 1500	
Dura	> 2,0	> 15,0	0	> 1500	

Fonte: Velloso e Lopes (2010)

Salienta-se que foi definido todos os tipos de solos e suas definições conforme os três laudos de sondagem que foi realizado para tal obra.

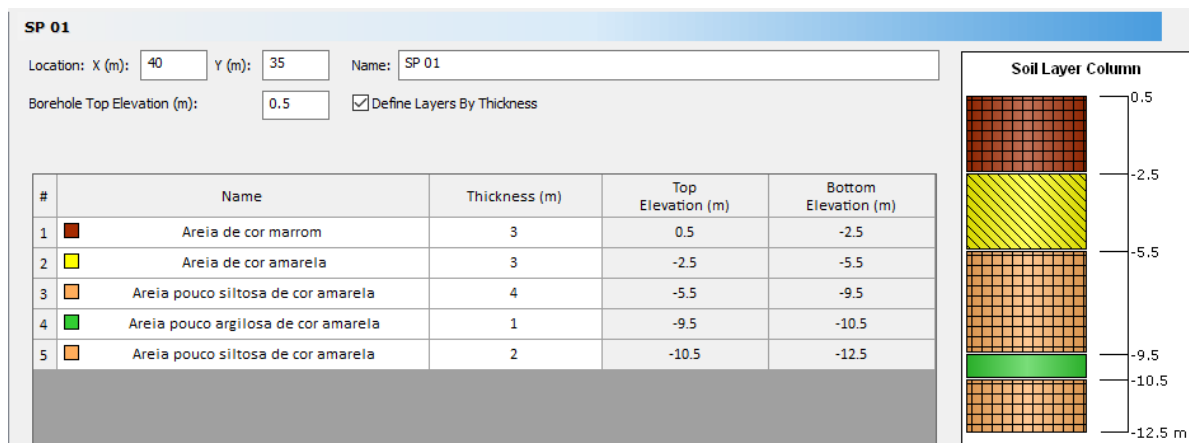
Após a obtenção das características e parâmetros do solo, o mesmo foi lançado no software RSPile 3.0 conforme a figura 55. Além disso, foi definido o nível do lençol freático. Para a análise inicial, foi considerado a locação dos furos conforme os laudos de sondagem da obra, com isso, o programa utiliza a interpolação para a modelagem.

Figura 53 - Modelagem do Solo



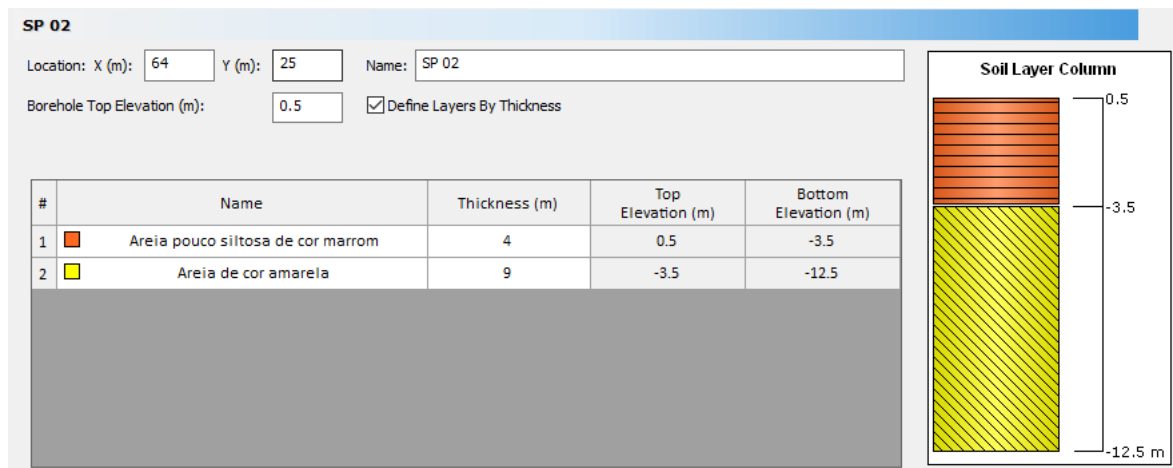
Fonte: Autor (2023)

Figura 54 - Modelagem do Solo – Furo SP01



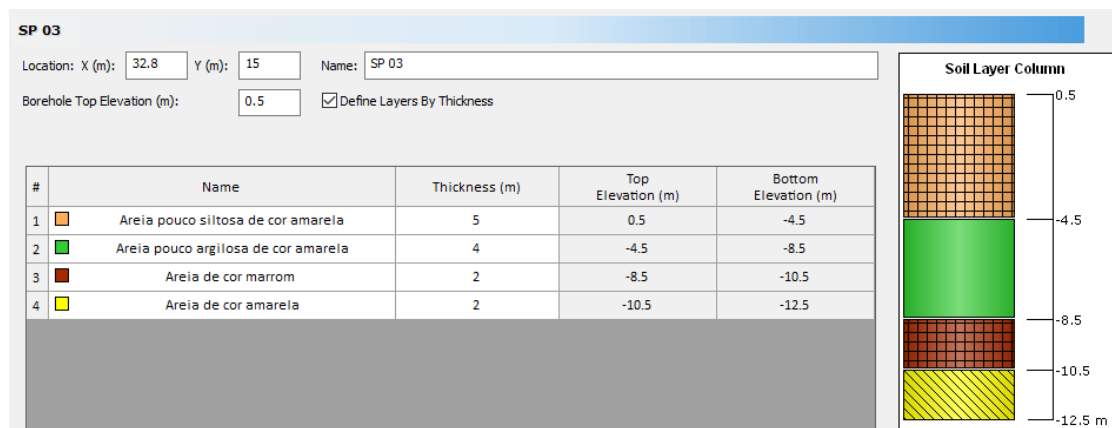
Fonte: Autor (2023)

Figura 55 - Modelagem do Solo – Furo SP02



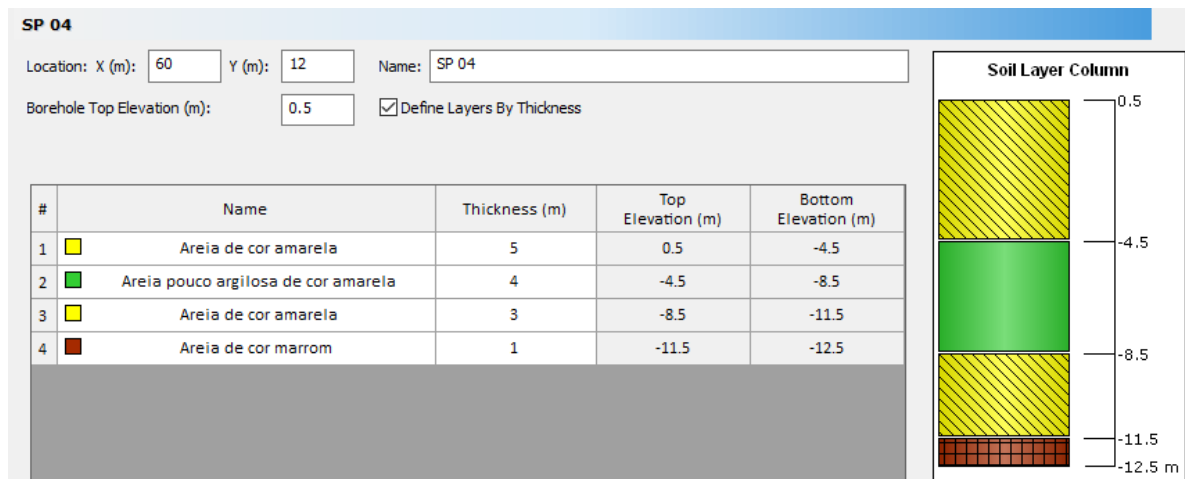
Fonte: Autor (2023)

Figura 56 -Modelagem do Solo – Furo SP03



Fonte: Autor (2023)

Figura 57 - : Modelagem do Solo – Furo SP04



Fonte: Autor (2023)

5.3 Lançamento da Estrutura

Com a modelagem do solo completa, o lançamento da estrutura é o passo posterior. Para lançar a estrutura no software, foi necessário identificar no projeto estrutural as coordenadas do eixo dos pilares e eixo das estacas. Com a definição das coordenadas das estacas a partir do projeto estrutural, realizou-se as configurações dos tipos de estacas e sua respectiva profundidade diâmetro conforme Quadro 11.

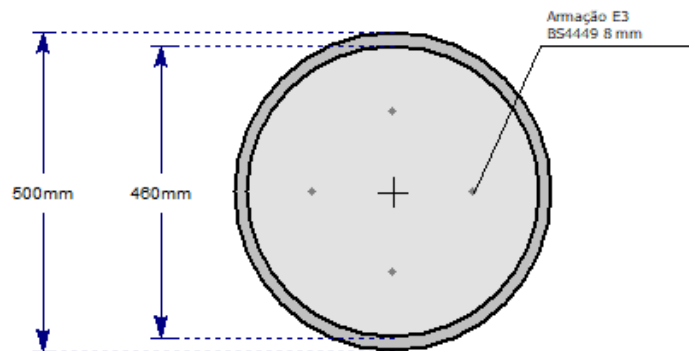
Quadro 11 - Características das Estacas

Estacas			
Estaca	Diâmetro (cm)	Profundidade (m)	Quantidade
E1	50	4,00	19
E2	50	4,00	16
E3	50	5,00	17

Fonte: Autor (2023)

A partir das definições das estacas, foi modelado no software as características das estacas, assim como a armadura.

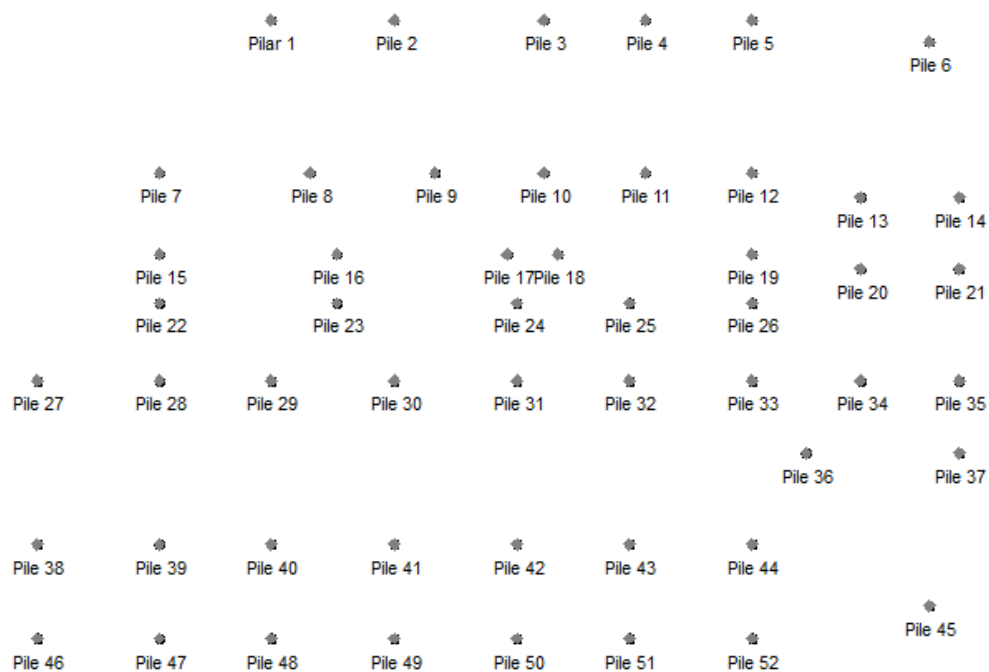
Figura 58 - Estacas tipo E1, E2 e E3



Fonte: Autor (2023)

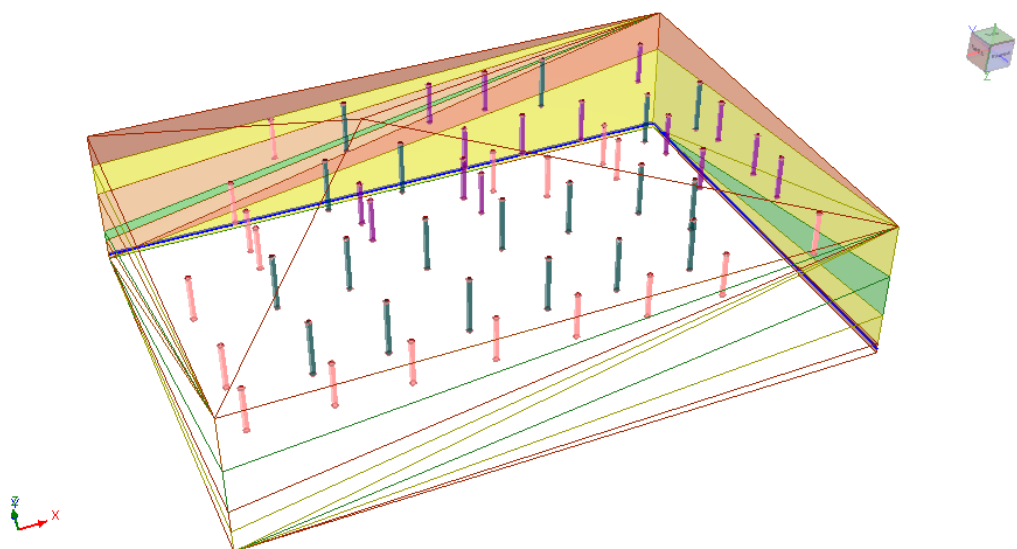
Logo após, foi lançado a estrutura completa, conforme figura 17 e 18.

Figura 59 - Localização da Estrutura



Fonte: Autor (2023)

Figura 60 - Locação da Estrutura



Fonte: Autor (2023)

5.4 Resultado da análise de recalques

O seguinte quadro apresenta os resultados das análises no software RSPile 3.0 em relação aos recalques das estacas modeladas a partir dos projetos de fundação e estrutural.

Quadro 12 - Recalque nas Estacas

Recalques					
Pilar	cm	mm	Pilar	cm	mm
P1	0,04	0,4	P27	0,028	0,28
P2	0,066	0,66	P28	0,071	0,71
P3	0,057	0,57	P29	0,067	0,67
P4	0,054	0,54	P30	0,067	0,67
P5	0,063	0,63	P31	0,063	0,63
P6	0,071	0,71	P32	0,063	0,63
P7	0,029	0,29	P33	0,064	0,64
P8	0,067	0,67	P34	0,057	0,57
P9	0,060	0,6	P35	0,046	0,46
P10	0,071	0,71	P36	0,059	0,59
P11	0,067	0,67	P37	0,070	0,7
P12	0,077	0,77	P38	0,044	0,44
P13	0,063	0,63	P39	0,066	0,66
P14	0,040	0,4	P40	0,066	0,66
P15	0,034	0,34	P41	0,070	0,7

P16	0,057	0,57	P42	0,066	0,66
P17	0,052	0,52	P43	0,066	0,66
P18	0,052	0,52	P44	0,063	0,63
P19	0,052	0,52	P45	0,037	0,37
P20	0,069	0,69	P46	0,017	0,17
P21	0,053	0,53	P47	0,031	0,31
P22	0,038	0,38	P48	0,029	0,29
P23	0,068	0,68	P49	0,032	0,32
P24	0,053	0,53	P50	0,029	0,29
P25	0,045	0,45	P51	0,032	0,32
P26	0,048	0,48	P52	0,030	0,3

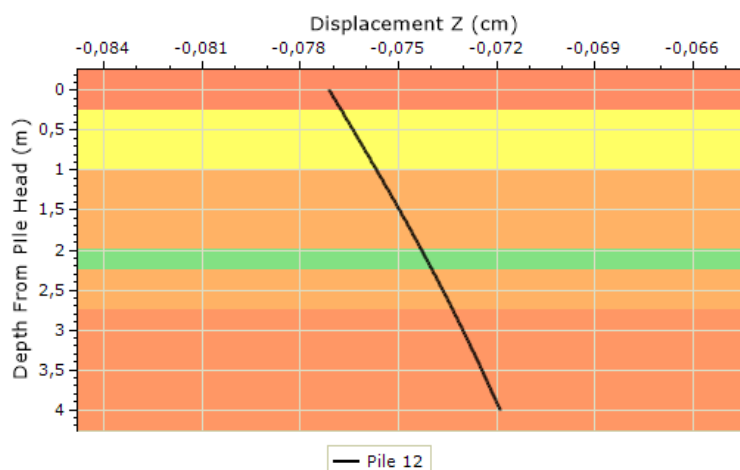
Fonte: Autor (2023)

Através do quadro 05 pode-se notar que há uma uniformidade nos deslocamentos. Apesar de existirem deslocamentos diferentes entre algumas estacas, o que causaria recalques diferenciais, tais valores não possuem uma diferença relevante a ponto de causar danos para a estrutura por serem muito pequenos. O recalque máximo da estrutura foi de 0,77 mm e o recalque mínimo de 0,159 mm. Além disso, pode-se afirmar que houve recalques diferenciais porém em uma escala muito pequena que não causariam danos a estrutura.

5.4.1 Análise da Estaca do Pilar 12

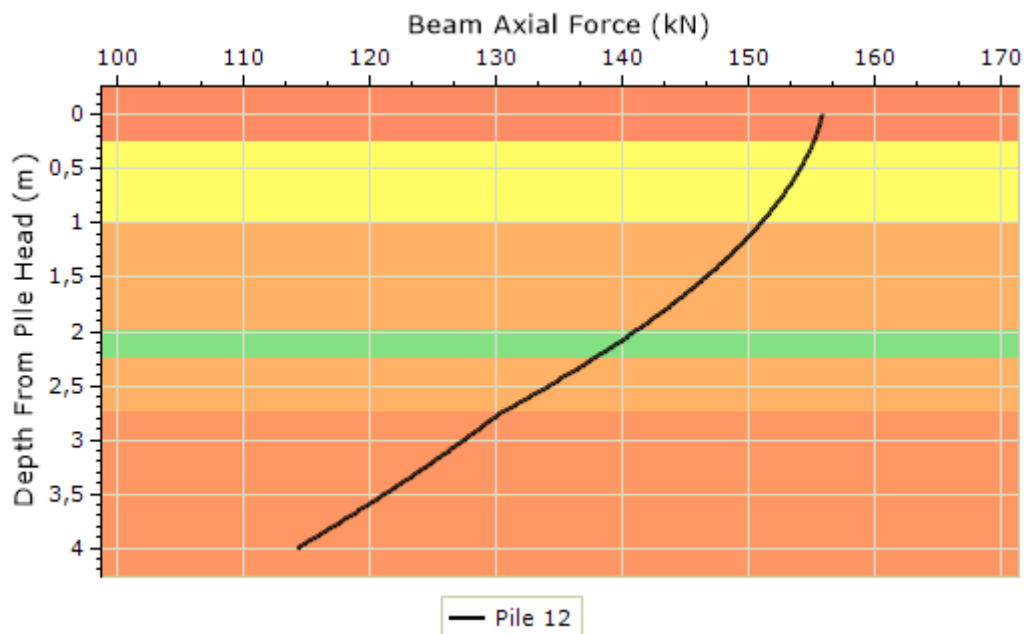
O gráfico a seguir representa o deslocamento da estaca do pilar 06 a partir da modelagem. O gráfico 02 traz informações do deslocamento no eixo z a partir da aplicação de carga do pilar. Já o gráfico 03 consiste em informações de dispersão de cargas ao longo do comprimento da estaca.

Gráfico 2 - Deslocamento da Estaca do Pilar 12



Fonte: Autor (2023)

Gráfico 3 - Deslocamento da Estaca do Pilar 12



Fonte: Autor (2023)

5.5 Análise da Capacidade de Carga

Com a realização da modelagem, análise e consolidação dos dados obtidos dos valores de recalque na estrutura, investigou-se a possibilidade de otimização do projeto, uma vez que os valores de recalques foram muitos baixos e que não causariam danos a estrutura. Após isso, foi suposto que a análise de capacidade de carga da estrutura seria eficaz e necessária para a avaliação de possíveis mudanças para a otimização em quesitos construtivo e principalmente orçamentários da obra.

A capacidade de carga de uma estrutura pode ser definida como a força aplicada sobre a fundação, provocando apenas recalques que a construção pode suportar sem inconvenientes e oferecendo, simultaneamente, segurança satisfatória contra a ruptura ou escoamento do solo.

Para a análise de capacidade de carga da estrutura foi utilizado o método idealizado pelos engenheiros brasileiros Nelson Aoki e Dirceu Velloso, popularmente conhecidos como “Método Aoki-Velloso”. Para tal, foi utilizado os parâmetros estabelecidos no quadro 06 e utilizado a sondagem da obra conforme anexo A.

Quadro 13 - Parâmetros Método Aoki-Velloso

U	K	α	F1	F2
1,57	1000	1,4	2	4

Fonte: Autor (2023)

A partir da análise de capacidade de carga para estacas executadas com hélice continua com diâmetro 50 e profundidade de 4 e 5 metros, foi estimado o valor de capacidade de carga de 375,49 KN para estacas de 5 metros e 306,4 KN para estacas de 4 metros conforme quadro 14. Além disso, foi utilizado o fator de segurança 2 para tal análise.

Quadro 14 - Capacidade de Carga

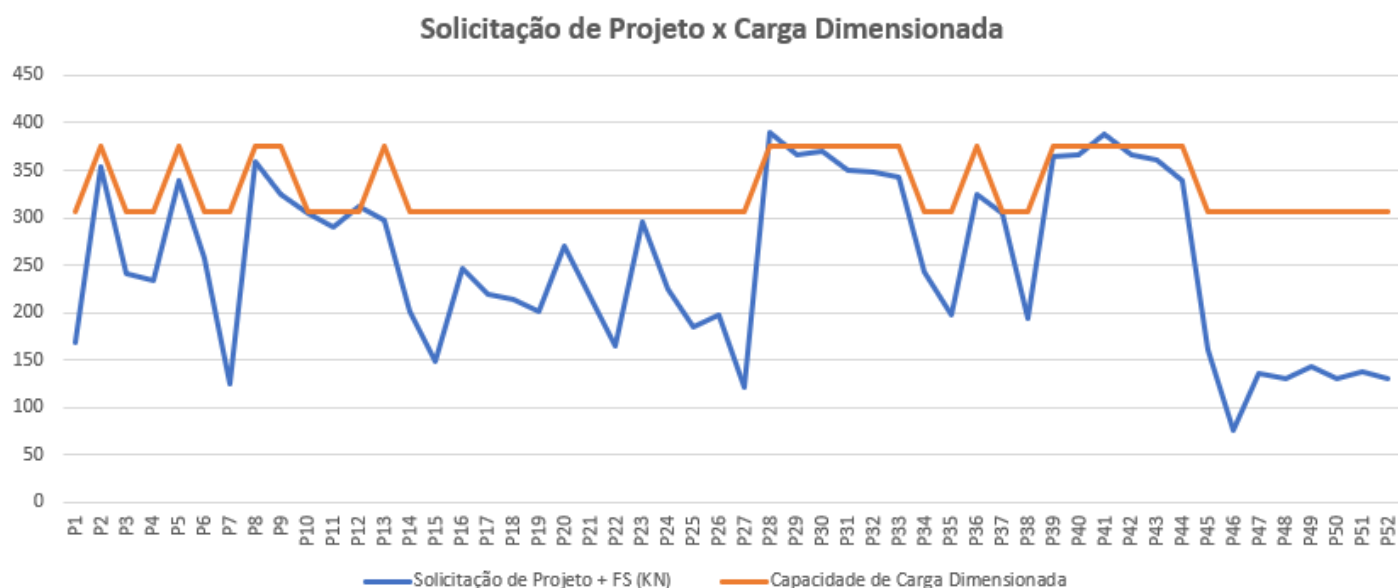
Pilar	Estacas		Cargas		
	Diâmetro	Profun.	Solicitação de Projeto (KN)	F.S = 2	Dimensionada
P1	50	4	84,084	168,168	306,41
P2	50	5	176,792	353,584	375,49
P3	50	4	120,736	241,472	306,41
P4	50	4	116,522	233,044	306,41
P5	50	5	169,932	339,864	375,49
P6	50	4	128,576	257,152	306,41
P7	50	4	62,622	125,244	306,41
P8	50	5	180,026	360,052	375,49
P9	50	5	162,288	324,576	375,49
P10	50	4	152,684	305,368	306,41
P11	50	4	144,648	289,296	306,41
P12	50	4	155,918	311,836	306,41
P13	50	5	148,862	297,724	375,49
P14	50	4	100,45	200,9	306,41
P15	50	4	74,284	148,568	306,41
P16	50	4	122,99	245,98	306,41
P17	50	4	109,76	219,52	306,41
P18	50	4	107,408	214,816	306,41
P19	50	4	101,038	202,076	306,41
P20	50	4	135,24	270,48	306,41
P21	50	4	108,976	217,952	306,41
P22	50	4	82,908	165,816	306,41
P23	50	4	147,588	295,176	306,41
P24	50	4	112,504	225,008	306,41

P25	50	4	92,61	185,22	306,41
P26	50	4	98,784	197,568	306,41
P27	50	4	60,662	121,324	306,41
P28	50	5	194,824	389,648	375,49
P29	50	5	183,554	367,108	375,49
P30	50	5	184,828	369,656	375,49
P31	50	5	174,93	349,86	375,49
P32	50	5	174,342	348,684	375,49
P33	50	5	171,108	342,216	375,49
P34	50	4	121,324	242,648	306,41
P35	50	4	99,176	198,352	306,41
P36	50	5	162,288	324,576	375,49
P37	50	4	152,488	304,976	306,41
P38	50	4	97,118	194,236	306,41
P39	50	5	182,084	364,168	375,49
P40	50	5	183,456	366,912	375,49
P41	50	5	194,334	388,668	375,49
P42	50	5	183,358	366,716	375,49
P43	50	5	180,908	361,816	375,49
P44	50	5	169,932	339,864	375,49
P45	50	4	80,948	161,896	306,41
P46	50	4	37,632	75,264	306,41
P47	50	4	68,012	136,024	306,41
P48	50	4	64,778	129,556	306,41
P49	50	4	71,246	142,492	306,41
P50	50	4	64,778	129,556	306,41
P51	50	4	68,894	137,788	306,41
P52	50	4	64,974	129,948	306,41

Fonte: Autor (2023)

Com isso, foi analisado a capacidade de carga da estrutura para possível otimização da fundação escolhida. A partir do aspecto de grande diferença de carga para alguns pilares da estrutura, como é o caso do pilar 46 que possui uma solicitação de carga de 75,26 KN e a estaca utilizada oferece uma capacidade de carga de até 306,41 KN, foi concebido que seria possível a realização da otimização do projeto mudando as características das fundações em alguns casos. Por fim, para fins de comparação da capacidade de carga do projeto analisado, o gráfico 4 apresenta os valores da capacidade de carga de projeto x capacidade de carga dimensionada em cada pilar da fundação.

Gráfico 4 - Solicitação de Projeto x Carga Dimensionada



Fonte: Autor (2023)

5.6 Redimensionamento da Fundação

A partir dos dados obtidos, foi redimensionado as fundações da obra utilizando a metodologia de Aoki-Velloso com os parâmetros do quadro 06 já que se trata do mesmo tipo de solo e mesma tipologia de fundação a ser utilizada. Para isso, foi considerado que a melhor opção é manter com a tipologia de estacas hélice contínua e variar o diâmetro e profundidade das mesmas. O quadro 15 apresenta as novas características da fundação escolhida e dimensionada.

Quadro 15 - Redimensionamento da Fundação

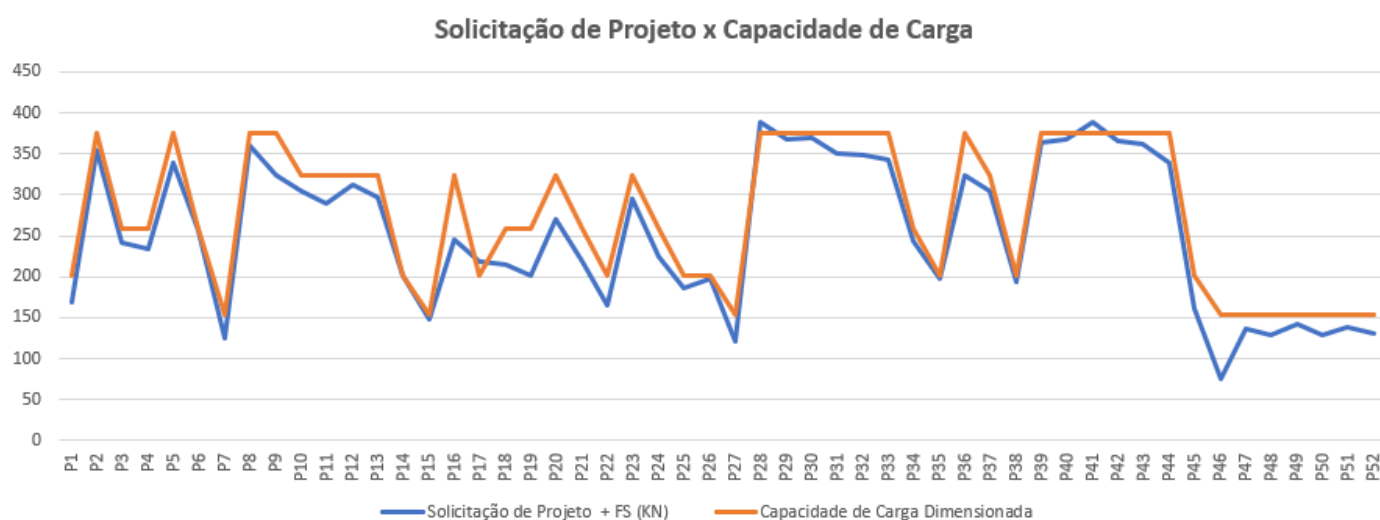
Pilar	Estacas Originais		Cargas		Novas Estacas	
	Diâmetro	Profun.	Solicitação de Projeto (KN)	F.S = 2	Diâmetro	Profun.
P1	50	4	84,084	168,168	30	4
P2	50	5	176,792	353,584	50	5
P3	50	4	120,736	241,472	30	5
P4	50	4	116,522	233,044	30	5
P5	50	5	169,932	339,864	50	5
P6	50	4	128,576	257,152	30	5

P7	50	4	62,622	125,244	30	3
P8	50	5	180,026	360,052	50	5
P9	50	5	162,288	324,576	50	5
P10	50	4	152,684	305,368	50	4
P11	50	4	144,648	289,296	50	4
P12	50	4	155,918	311,836	50	4
P13	50	5	148,862	297,724	50	4
P14	50	4	100,45	200,9	30	4
P15	50	4	74,284	148,568	30	3
P16	50	4	122,99	245,98	30	5
P17	50	4	109,76	219,52	30	4
P18	50	4	107,408	214,816	30	5
P19	50	4	101,038	202,076	30	5
P20	50	4	135,24	270,48	50	4
P21	50	4	108,976	217,952	30	5
P22	50	4	82,908	165,816	30	4
P23	50	4	147,588	295,176	50	4
P24	50	4	112,504	225,008	30	5
P25	50	4	92,61	185,22	30	4
P26	50	4	98,784	197,568	30	4
P27	50	4	60,662	121,324	30	3
P28	50	5	194,824	389,648	50	5
P29	50	5	183,554	367,108	50	5
P30	50	5	184,828	369,656	50	5
P31	50	5	174,93	349,86	50	5
P32	50	5	174,342	348,684	50	5
P33	50	5	171,108	342,216	50	5
P34	50	4	121,324	242,648	30	5
P35	50	4	99,176	198,352	30	4

P36	50	5	162,288	324,576	50	5
P37	50	4	152,488	304,976	50	4
P38	50	4	97,118	194,236	30	4
P39	50	5	182,084	364,168	50	5
P40	50	5	183,456	366,912	50	5
P41	50	5	194,334	388,668	50	5
P42	50	5	183,358	366,716	50	5
P43	50	5	180,908	361,816	50	5
P44	50	5	169,932	339,864	50	5
P45	50	4	80,948	161,896	30	4
P46	50	4	37,632	75,264	30	3
P47	50	4	68,012	136,024	30	3
P48	50	4	64,778	129,556	30	3
P49	50	4	71,246	142,492	30	3
P50	50	4	64,778	129,556	30	3
P51	50	4	68,894	137,788	30	3
P52	50	4	64,974	129,948	30	3

Fonte: Autor (2023)

Gráfico 5 – Solicitação de Projeto x Capacidade de Carga - Redimensionamento

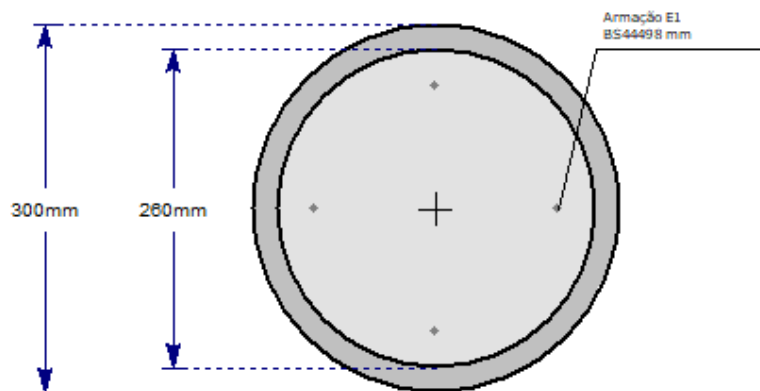


Fonte: Autor (2023)

5.6.1 Modelagem da Fundação Redimensionada

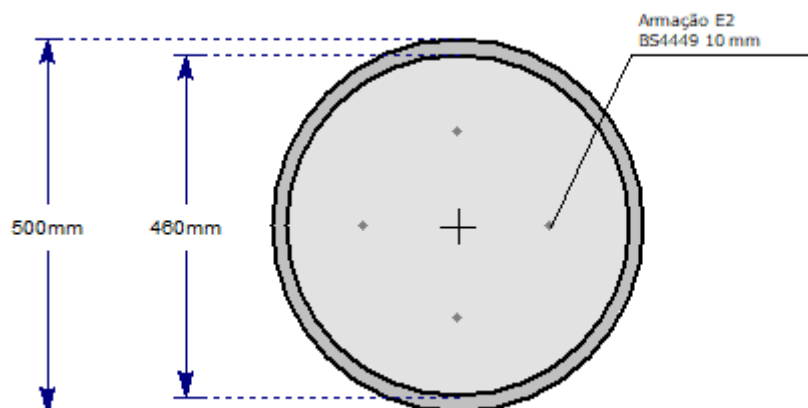
Considerando as dimensões calculadas para a fundação otimizada, expostas no quadro 80, foi realizado uma nova modelagem afim de estabelecer a análise de recalque para a nova fundação. O maciço de solo usado na modelagem foi o mesmo proposto no item 7.1.2. As novas características das estacas se encontram as figuras a seguir:

Figura 61 - Estacas diâmetro de 30cm



Fonte: Autor (2023)

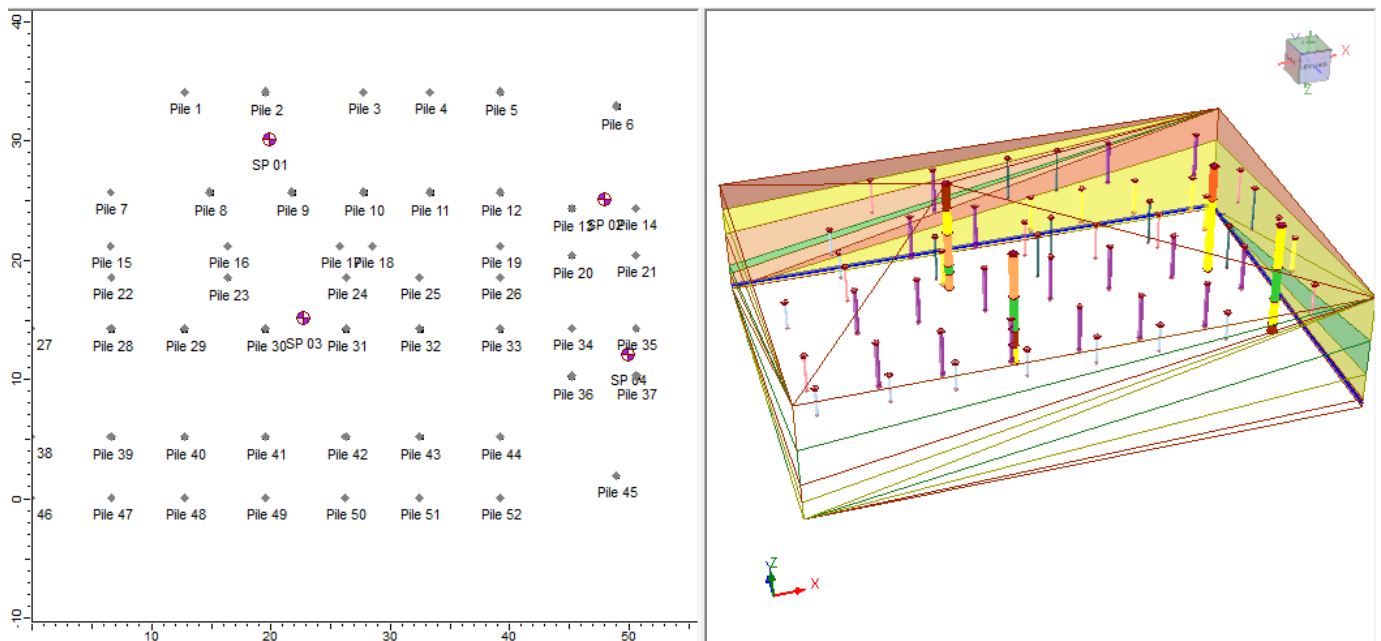
Figura 62 - Estacas diâmetro de 50cm



Fonte: Autor (2023)

Com isso, foi lançado toda a estrutura no software como segue na imagem 61.

Figura 63 -Fundação Redimensionada



Fonte: Autor (2023)

5.6.2 Resultado da análise de recalques

A partir da nova modelagem da fundação redimensionada, o seguinte quadro apresenta os resultados das análises no software RSPile 3.0 em relação aos recalques das estacas redimensionadas.

Quadro 16 - Recalque da Fundação Redimensionada

Recalque - Fundação Otimizada					
Pilar	cm	mm	Pilar	cm	mm
P1	0,07	0,7	P27	0,064	0,64
P2	0,066	0,66	P28	0,071	0,71
P3	0,084	0,84	P29	0,066	0,66
P4	0,078	0,78	P30	0,067	0,67
P5	0,063	0,63	P31	0,063	0,63
P6	0,055	0,55	P32	0,063	0,63
P7	0,071	0,71	P33	0,064	0,64
P8	0,067	0,67	P34	0,085	0,85
P9	0,060	0,6	P35	0,094	0,94
P10	0,071	0,71	P36	0,059	0,59
P11	0,067	0,67	P37	0,070	0,7
P12	0,077	0,77	P38	0,087	0,87

P13	0,082	0,82	P39	0,066	0,66
P14	0,117	1,17	P40	0,066	0,66
P15	0,101	1,01	P41	0,070	0,7
P16	0,085	0,85	P42	0,066	0,66
P17	0,119	1,19	P43	0,066	0,66
P18	0,072	0,72	P44	0,063	0,63
P19	0,069	0,69	P45	0,0633	0,633
P20	0,069	0,69	P46	0,039	0,39
P21	0,074	0,74	P47	0,071	0,71
P22	0,065	0,65	P48	0,071	0,71
P23	0,068	0,68	P49	0,088	0,88
P24	0,075	0,75	P50	0,071	0,71
P25	0,09	0,9	P51	0,082	0,82
P26	0,104	1,04	P52	0,074	0,74

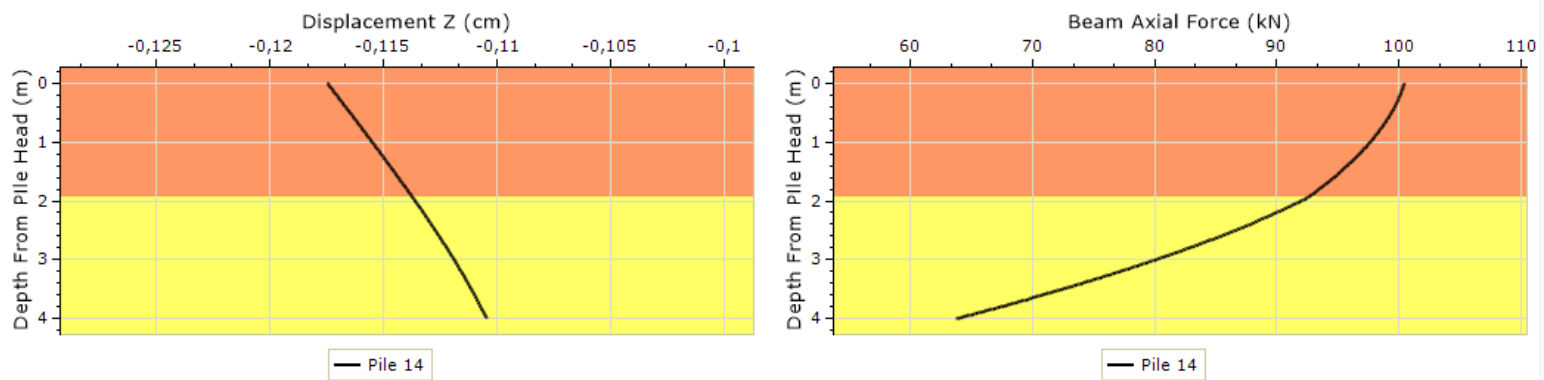
Fonte: Autor (2023)

Após a análise de recalques da fundação redimensionada, pode-se perceber que ainda há uma uniformidade entre os valores de recalques, sendo eles valores muito baixos. Com isso, pode-se notar que nas estacas dos pilares 14, 15, 17 e 26 apresentam os maiores valores de recalques na estrutura, recalques esses que são insignificantes quanto a sua magnitude, uma vez são valores pequenos e não causaram danos arquitetônicos, funcionais e tão pouco danos estruturais na edificação.

5.6.2.1 Análise de Pilar 14, 15, 17 e 26

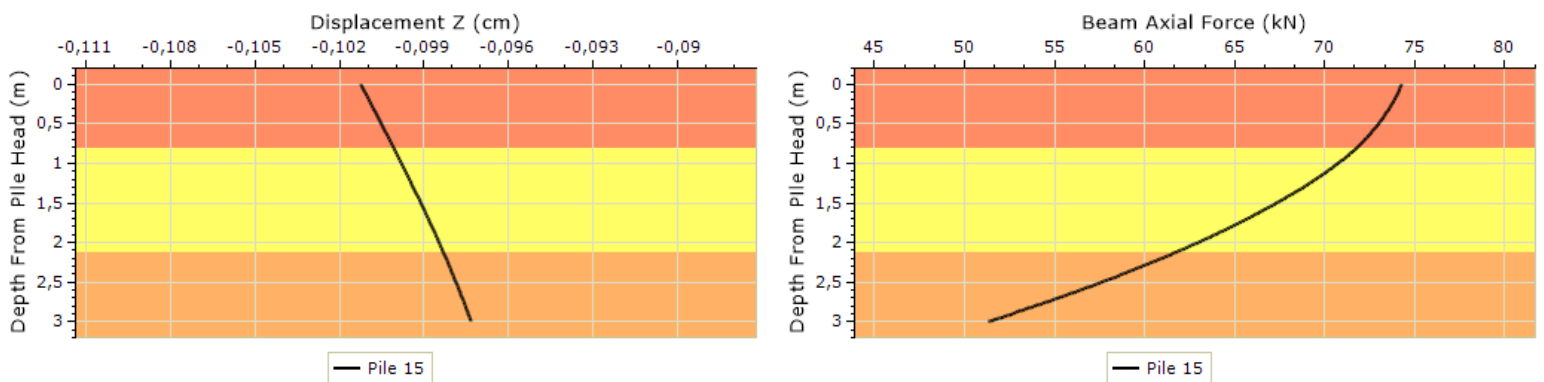
Os gráficos a seguir representam os deslocamentos das estacas dos pilares 14, 15, 17 e 26 a partir da modelagem. O gráfico 04 a 07 traz informações do deslocamento no eixo z a partir da aplicação de carga do pilar e em informações de dispersão de cargas ao longo do comprimento da estaca

Gráfico 6 - Deslocamento da Estaca do Pilar 14



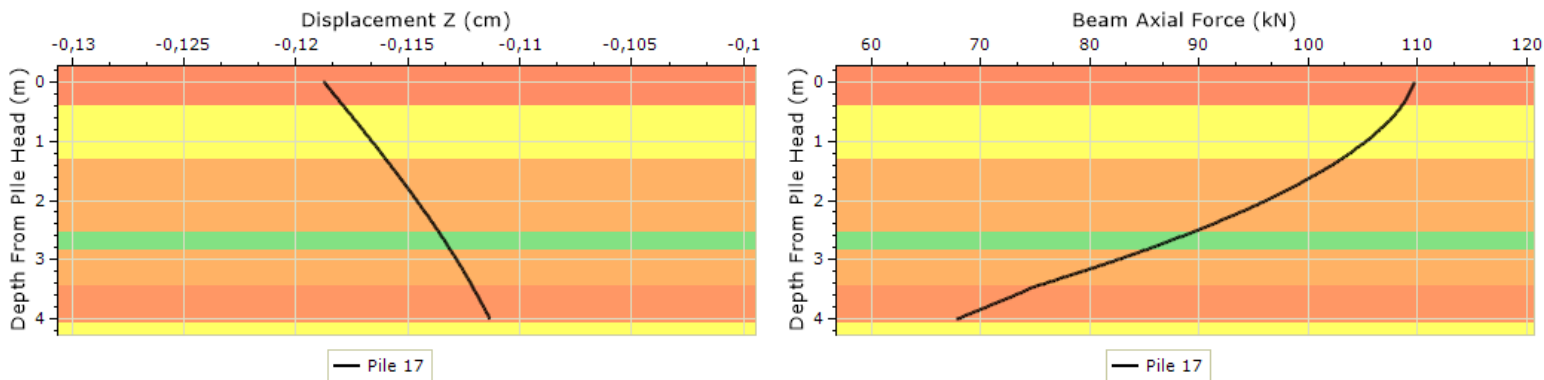
Fonte: Autor (2023)

Gráfico 7 - Deslocamento da Estaca do Pilar 15



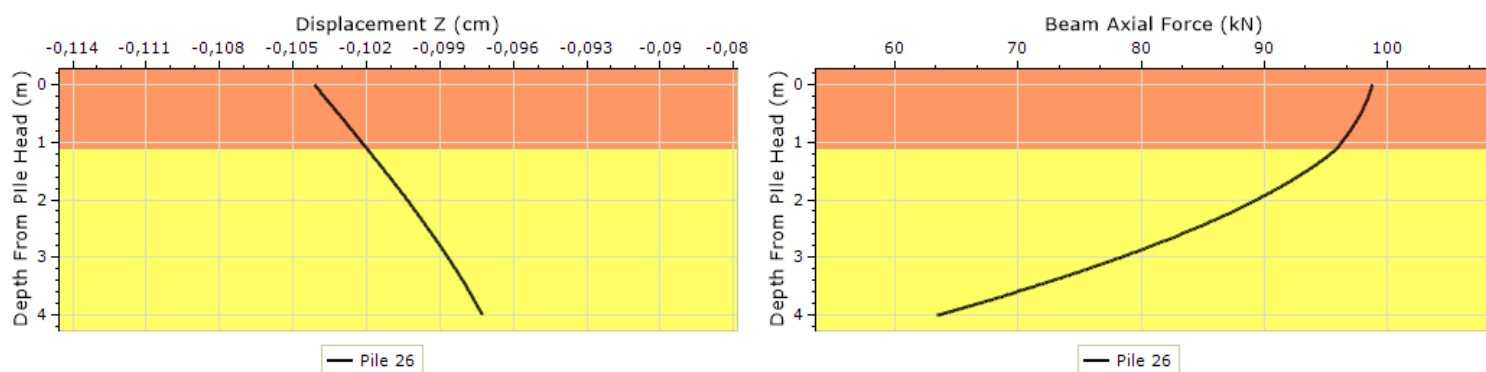
Fonte: Autor (2023)

Gráfico 8 - Deslocamento da Estaca do Pilar 16



Fonte: Autor (2023)

Gráfico 9 - Deslocamento da Estaca do Pilar 26



Fonte: Autor (2023)

É possível considerar que a partir da análise e do redimensionamento da fundação, os deslocamentos dos pilares de mantiveram de forma homogênea e sem grandes variações. A análise de recalque da fundação redimensionada se mostrou eficaz, uma vez que não houve grandes valores de recalques. O quadro 17 apresenta o resumo dos deslocamentos da fundação.

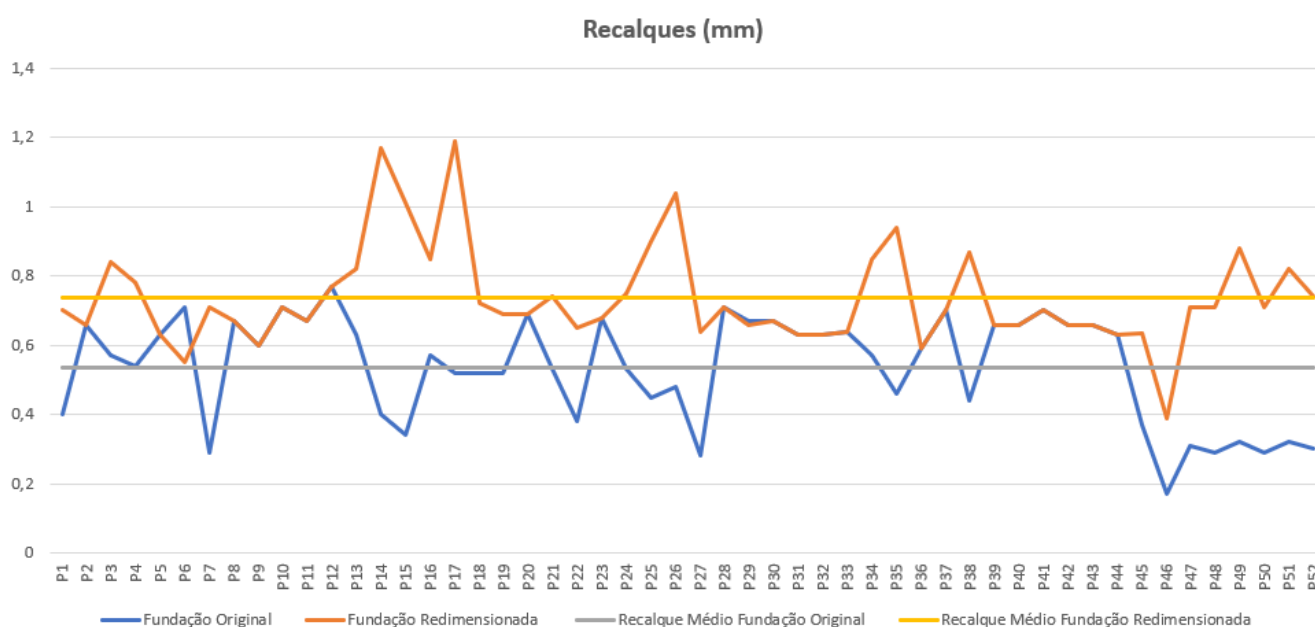
Quadro 17 - Comparativo de Recalques

Pilar	Recalques (mm)			
	Fundação Original	Fundação Redimensionada	Pilar	Fundação Original
P1	0,4	0,7	P27	0,28
P2	0,66	0,66	P28	0,71
P3	0,57	0,84	P29	0,67
P4	0,54	0,78	P30	0,67
P5	0,63	0,63	P31	0,63
P6	0,71	0,55	P32	0,63
P7	0,29	0,71	P33	0,64
P8	0,67	0,67	P34	0,57
P9	0,6	0,6	P35	0,46
P10	0,71	0,71	P36	0,59
P11	0,67	0,67	P37	0,7
P12	0,77	0,77	P38	0,44
P13	0,63	0,82	P39	0,66
P14	0,4	1,17	P40	0,66
P15	0,34	1,01	P41	0,7
P16	0,57	0,85	P42	0,66
P17	0,52	1,19	P43	0,66
P18	0,52	0,72	P44	0,63

P19	0,52	0,69	P45	0,37	0,633
P20	0,69	0,69	P46	0,17	0,39
P21	0,53	0,74	P47	0,31	0,71
P22	0,38	0,65	P48	0,29	0,71
P23	0,68	0,68	P49	0,32	0,88
P24	0,53	0,75	P50	0,29	0,71
P25	0,45	0,9	P51	0,32	0,82
P26	0,48	1,04	P52	0,3	0,74

Fonte: Autor (2023)

Gráfico 10 - Recalques



Fonte: Autor (2023)

Quadro 18 – Análise Estatística

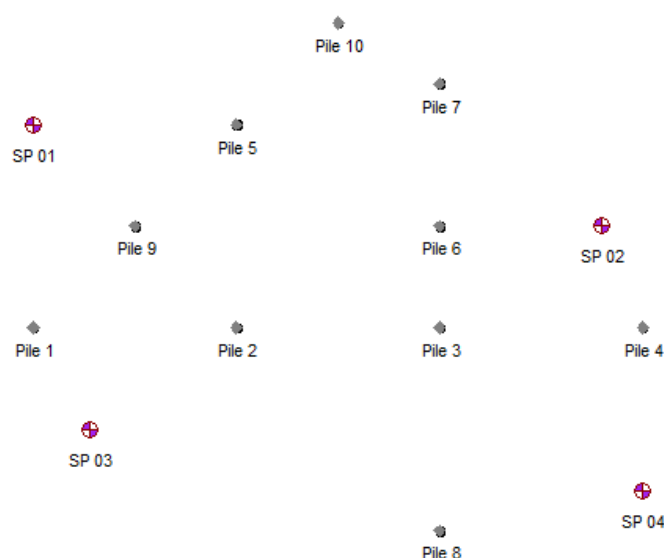
Estatísticas	Fundação Original	Fundação Redimensionada
Média	0,534423077	0,736211538
Desvio Padrão	0,151447031	0,142922967
Intervalo de Confiança	0,04116318	0,038846191
Variância	0,022936206	0,020426974
Erro	0,021001926	0,019819849

Fonte: Autor (2023)

5.7 Análise das Estacas Individualmente

A partir da análise de capacidade de carga, pôde-se perceber que a estrutura e o maciço de solo se comportaram de maneira homogênea e sem grandes variações de deslocamentos que causariam danos a estrutura. Logo, para a análise mais aprofundada da capacidade de carga, do comportamento das estacas submetidas a forças verticais e dos deslocamentos das estacas no maciço de solo na edificação, foi modelado estacas de 50 e 30 centímetros com as profundidades estabelecidas nos projetos e alocadas de forma aleatoriamente no solo, como segue na figura 64:

Figura 64 - Locação das Estacas



Fonte: Autor (2023)

As cargas aplicadas nas estacas variaram de 10 Tf a 100 Tf dispostas nas estacas alocada, conforme o quadro 17 a seguir:

Quadro 19 - Cargas das Estacas

Pilar	Tf
P1	10
P2	20
P3	30
P4	40

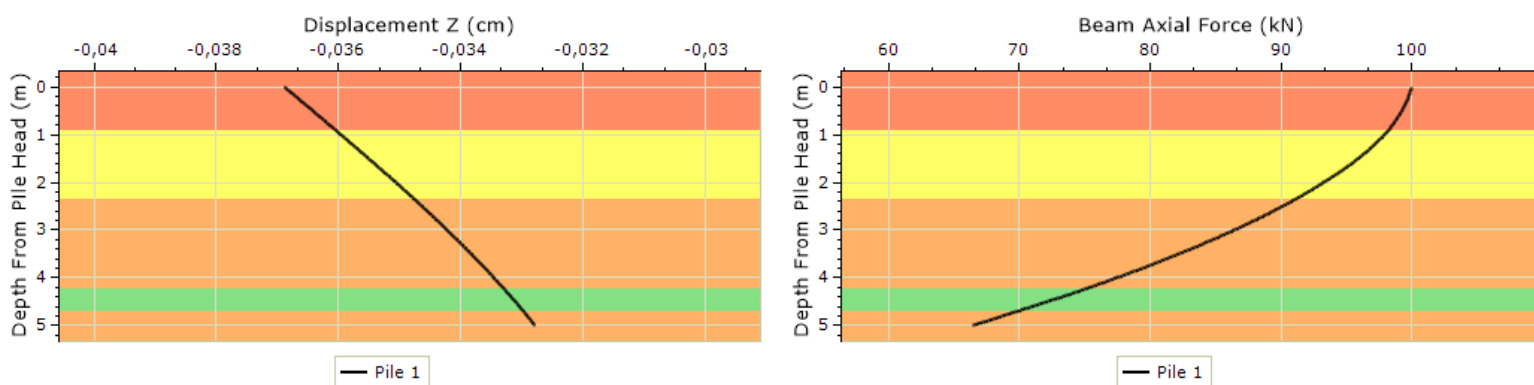
P5	50
P6	60
P7	70
P8	80
P9	90
P10	100

Fonte: Autor (2023)

5.7.1 Análise de Recalque das Estacas

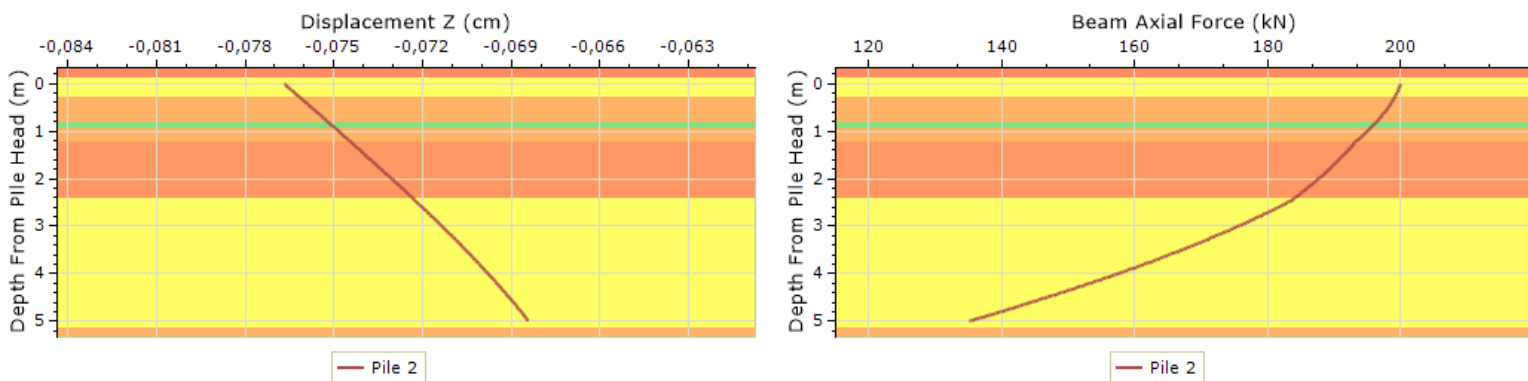
A partir da modelagem e locação das estacas de 50 centímetros com 5 metros de profundidade, foi realizado a análise dos deslocamentos das mesmas, conforme gráficos 08 a 17.

Gráfico 11 – Deslocamento da Estaca do Pilar 01



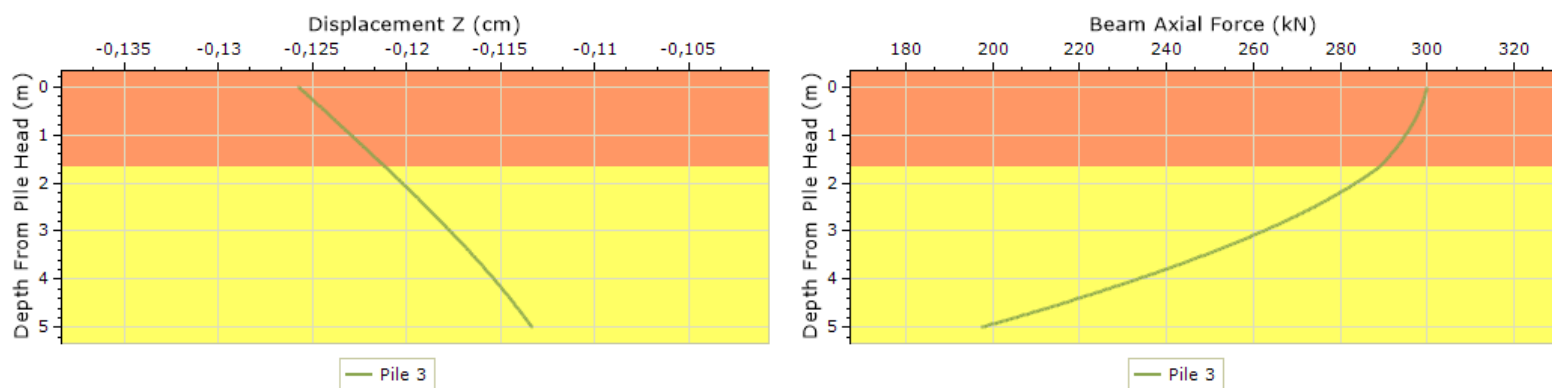
Fonte: Autor (2023)

Gráfico 12 - Deslocamento da Estaca do Pilar 02



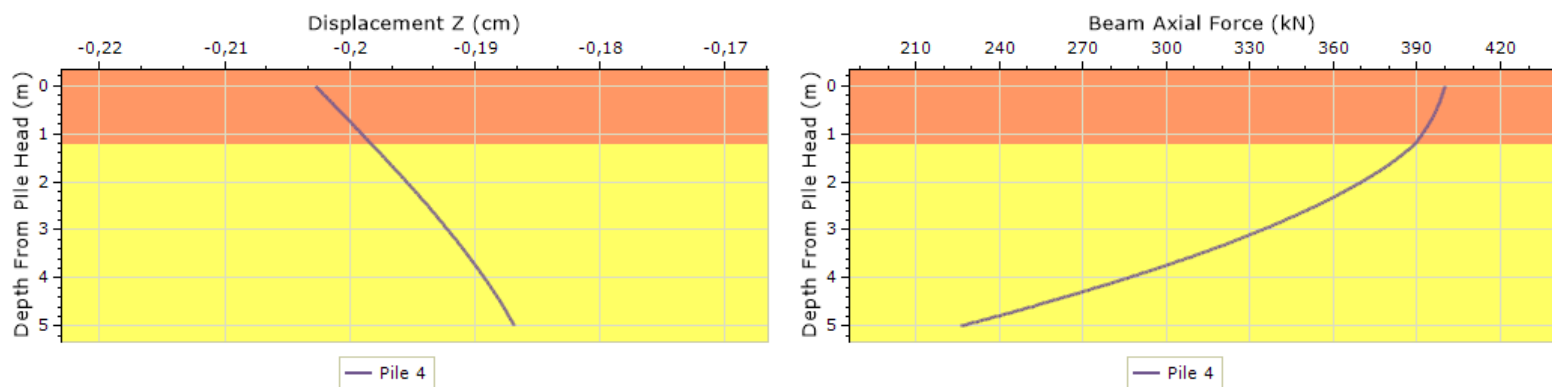
Fonte: Autor (2023)

Gráfico 13 - Deslocamento da Estaca do Pilar 03



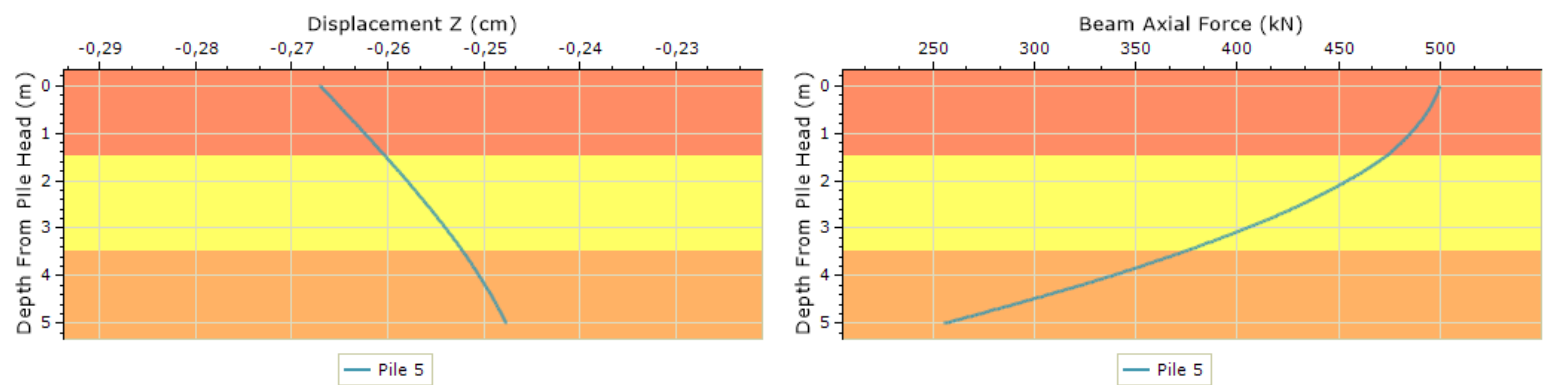
Fonte: Autor (2023)

Gráfico 14 - Deslocamento da Estaca do Pilar 04



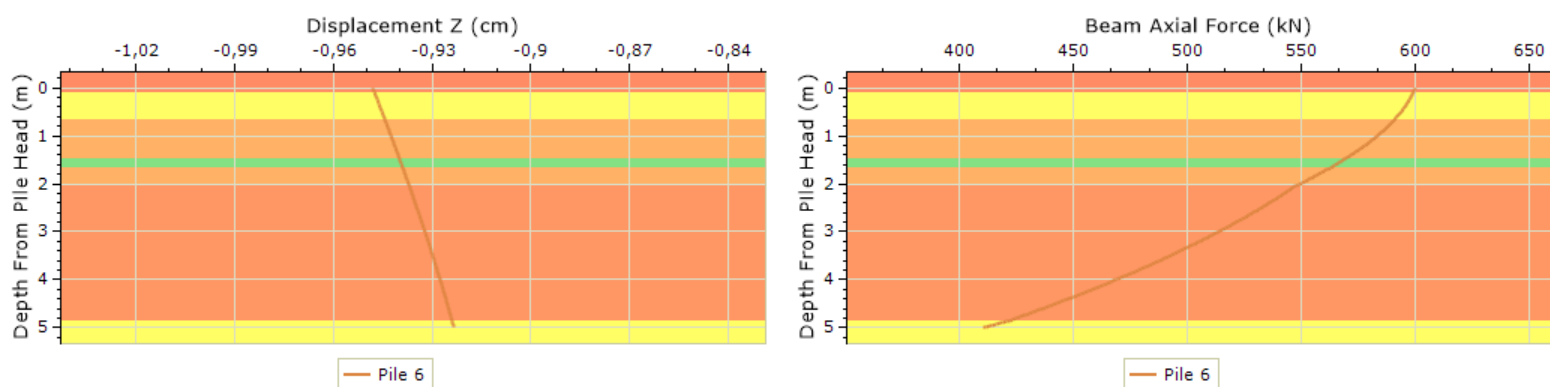
Fonte: Autor (2023)

Gráfico 15 - Deslocamento da Estaca do Pilar 05



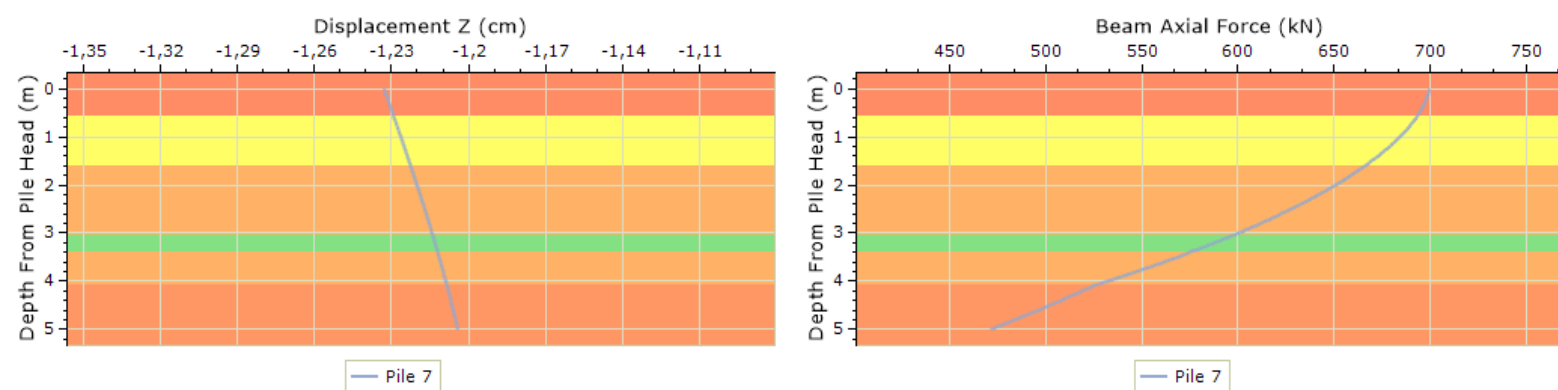
Fonte: Autor (2023)

Gráfico 16 - Deslocamento da Estaca do Pilar 06



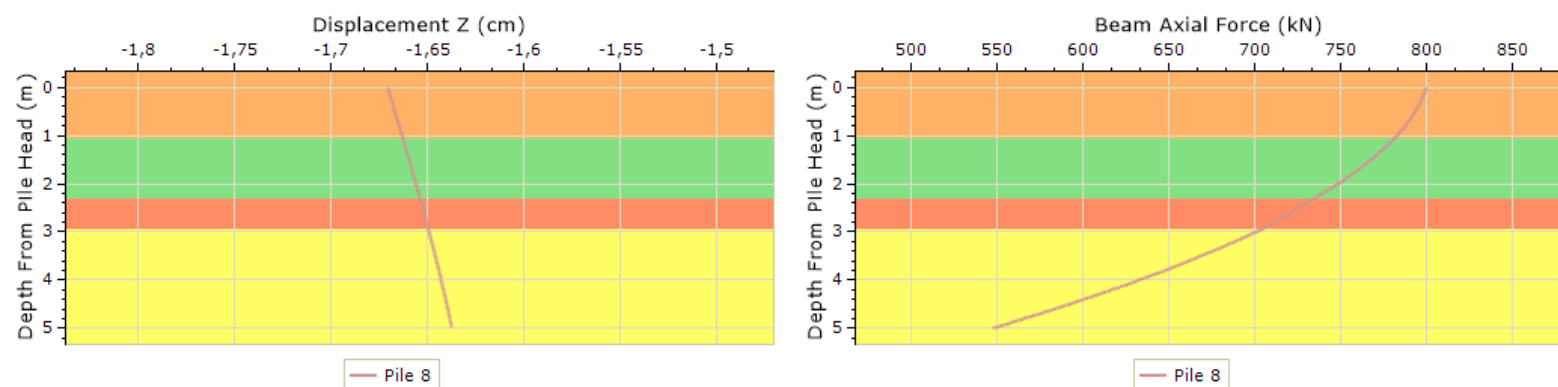
Fonte: Autor (2023)

Gráfico 17 - Deslocamento da Estaca do Pilar 07



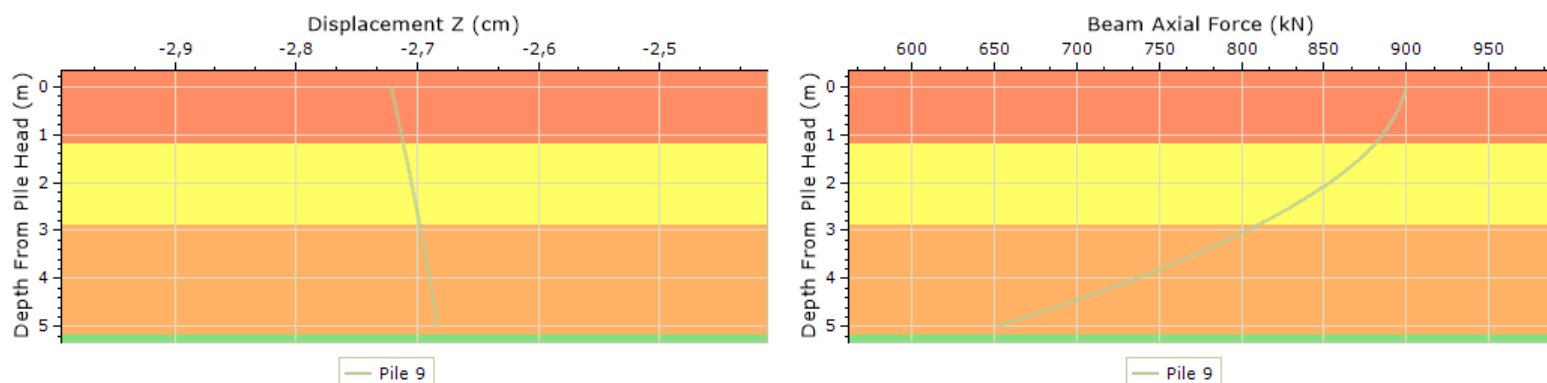
Fonte: Autor (2023)

Gráfico 18 - Deslocamento da Estaca do Pilar 08



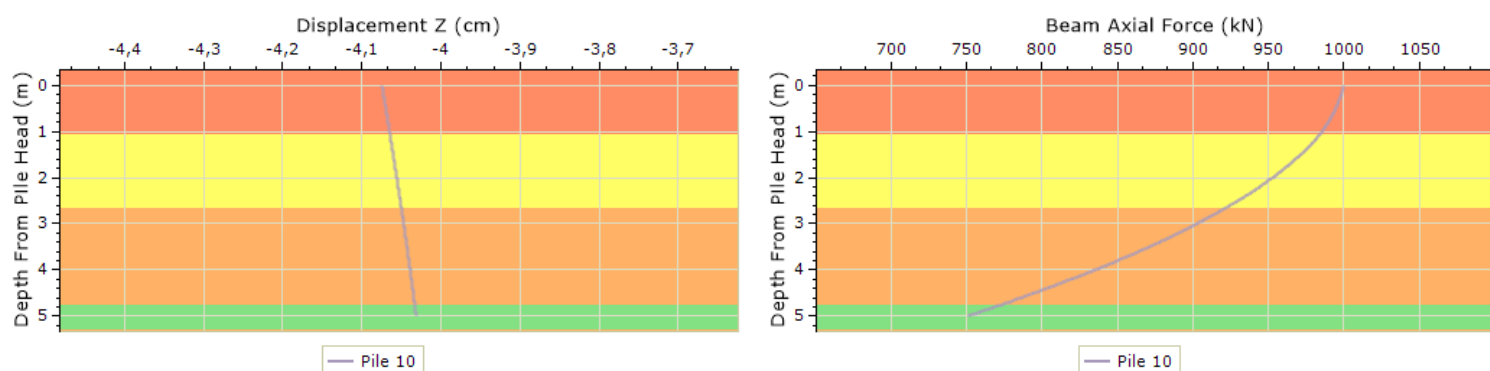
Fonte: Autor (2023)

Gráfico 19 - Deslocamento da Estaca do Pilar 09



Fonte: Autor (2023)

Gráfico 20 - Deslocamento da Estaca do Pilar 09



Fonte: Autor (2023)

Com a modelagem das estacas de 50 centímetros com 5 metros de profundidade, pôde-se verificar que com a aplicação de carga crescentemente, o valor de deslocamento aumentava conforme a aplicação de cargas, o que já era esperado. Os valores dos deslocamentos encontrados estão descritos no quadro 18. As estacas de 50 centímetros com profundidade 5 metros possuem uma capacidade de carga calculada de 375,49KN ou 35,49 Tf.

Quadro 20 - Deslocamentos nas Estacas de 50 centímetros com profundidade 5 metros

Pilar	Tf	Recalques	
		cm	mm
P1	10	0,037	0,37
P2	20	0,077	0,77
P3	30	0,126	1,26
P4	40	0,203	2,03

P5	50	0,267	2,67
P6	60	0,948	9,48
P7	70	1,233	12,33
P8	80	1,671	16,71
P9	90	2,721	27,21
P10	100	4,074	40,74

Fonte: Autor (2023)

O mesmo processo foi realizado para estacas de 50 centímetros com 4 metros de profundidade, os resultados dos deslocamentos se encontram no quadro 19 a seguir. As estacas de 50 centímetros com profundidade 4 metros possuem uma capacidade de carga calculada de 306,41KN ou 30,64 Tf.

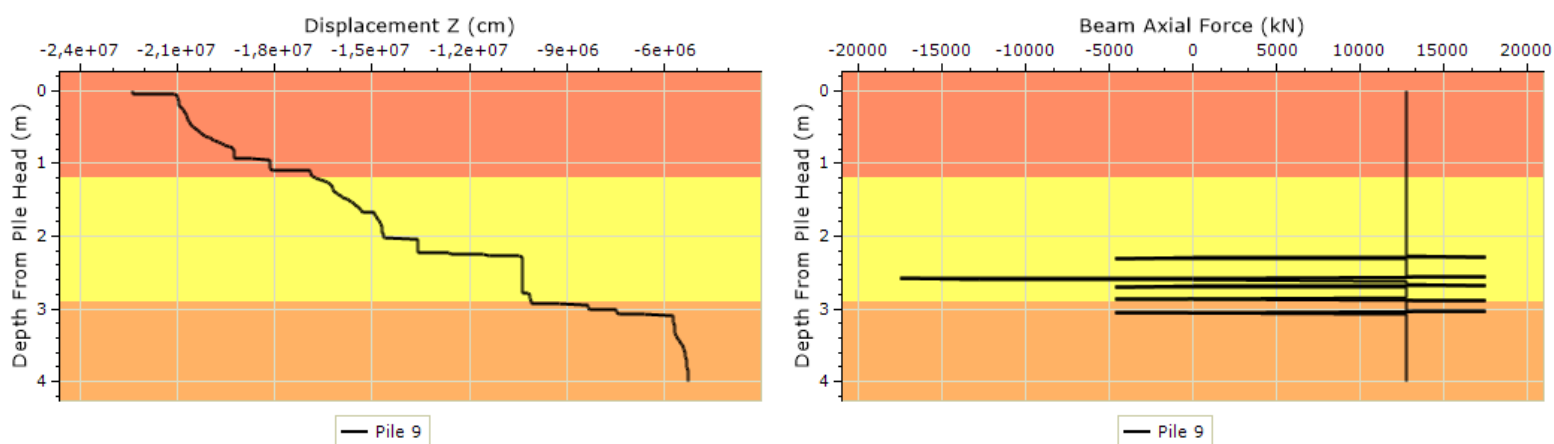
Quadro 21 - Deslocamentos nas Estacas de 50 centímetros com profundidade 4 metros

Pilar	Tf	Recalques	
		cm	mm
P1	10	0,046	0,46
P2	20	0,097	0,97
P3	30	0,213	2,13
P4	40	0,436	4,36
P5	50	0,751	7,51
P6	60	2,165	21,65
P7	70	2,667	26,67
P8	80	4,335	43,35
P9	90	Além do suportado	-
P10	100	Além do suportado	-

Fonte: Autor (2023)

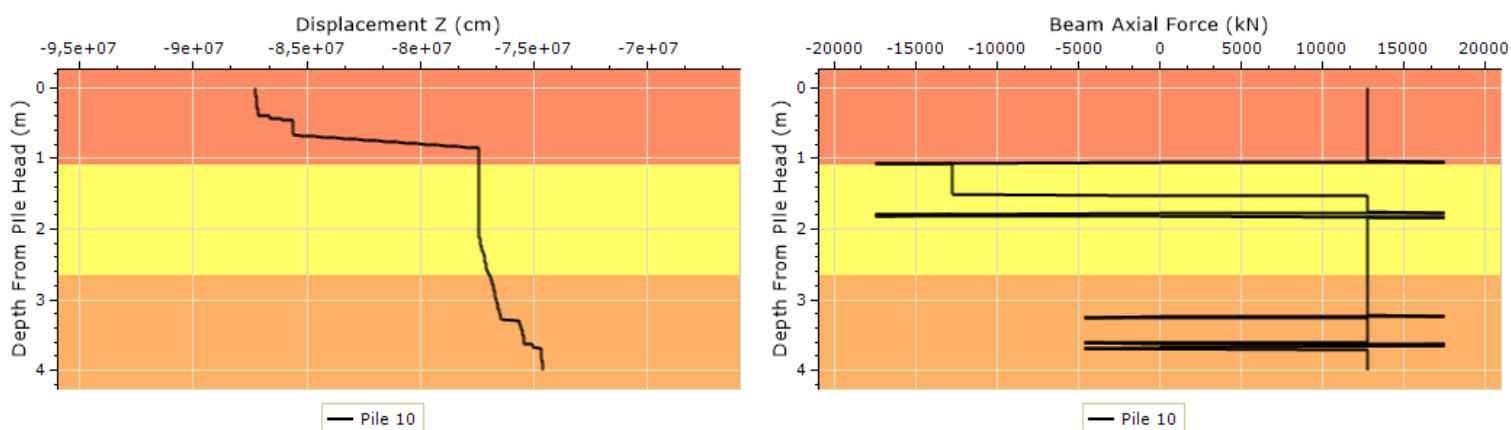
Com a modelagem e análise das estacas com diâmetro de 50 centímetros e com 4 metros de profundidade, pode-se perceber que as estacas não suportaram a carga vertical que foi submetida nas estacas dos pilares 9 e 10. As estacas 9 e 10 foram submetidas a uma carga vertical de 90 e 100 toneladas respectivamente, e com isso, não suportaram e tiveram um deslocamento além do suportado pela estrutura, o que poderia causar sérios danos a superestrutura da edificação causando até mesmo a ruptura. Os gráficos das estacas dos pilares 09 e 10 estão ilustrados abaixo.

Gráfico 21 - Deslocamento da Estaca do Pilar 09



Fonte: Autor (2023)

Gráfico 22 - Deslocamento da Estaca do Pilar 10



Fonte: Autor (2023)

Os deslocamentos das estacas de 30 centímetros com 5 metros de profundidade estão descritos no quadro a seguir. As estacas de 30 centímetros com profundidade 5 metros possuem uma capacidade de carga calculada de 258,26KN ou 25,82 Tf.

Quadro 22 - Deslocamentos nas Estacas de 30 centímetros com profundidade 5 metros

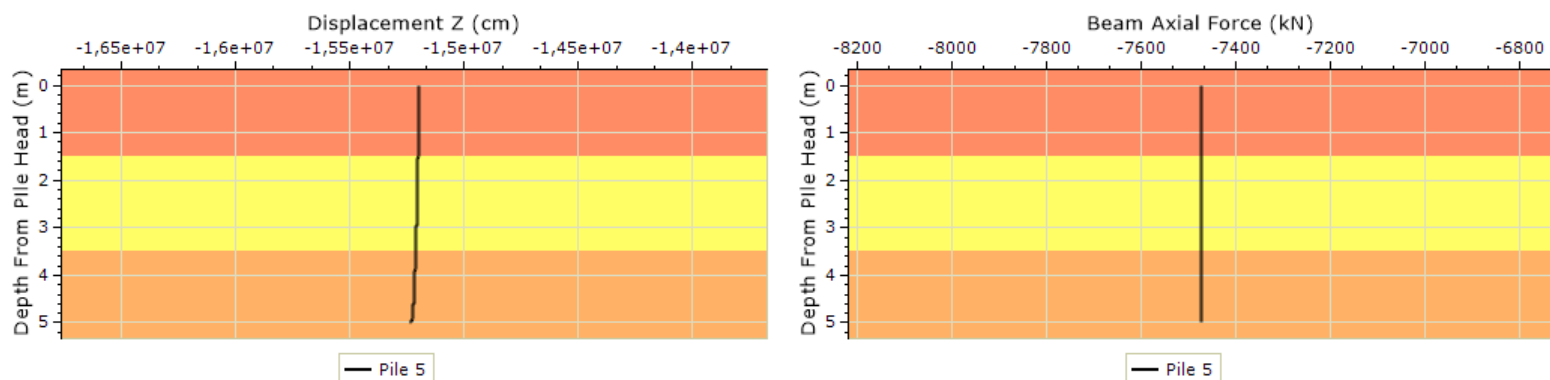
Pilar	Tf	Recalques	
		cm	mm
P1	10	0,063	0,63
P2	20	0,198	1,98
P3	30	0,76	7,6
P4	40	2,465	24,65
P5	50	Além do suportado	-
P6	60	Além do suportado	-

P7	70	Além do suportado	-
P8	80	Além do suportado	-
P9	90	Além do suportado	-
P10	100	Além do suportado	-

Fonte: Autor (2023)

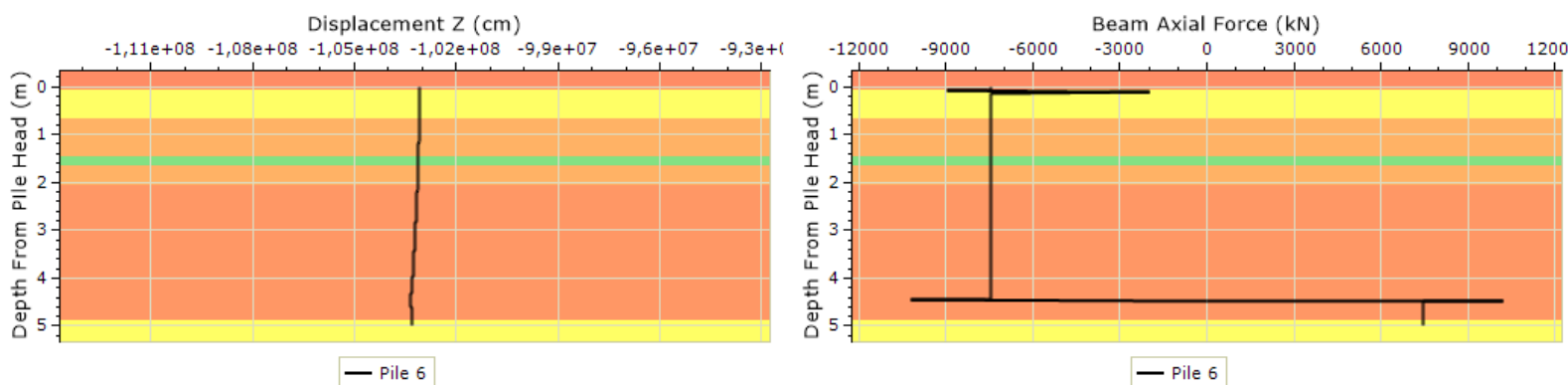
Com a modelagem das estacas de 30 centímetro com 5 metros de profundidade, é possível verificar a baixa capacidade de carga que as estacas suportam em sua totalidade, já que a partir da aplicação de carga de 500KN não é possível garantir a integridade da estaca. Os gráficos das estacas 5, 6, 7, 8, 9 e 10 estão ilustrados abaixo.

Gráfico 23 - Deslocamento da Estaca do Pilar 05



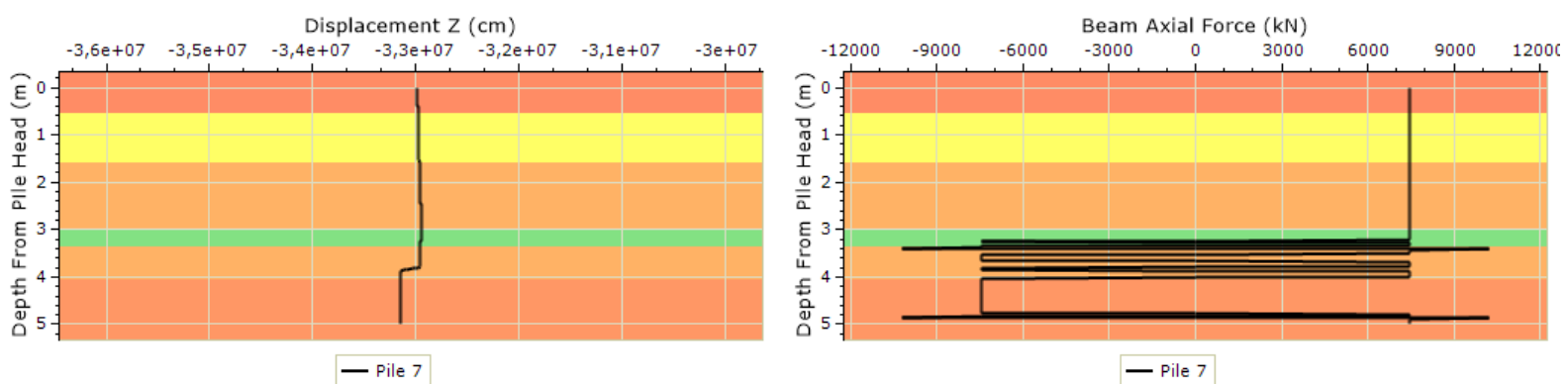
Fonte: Autor (2023)

Gráfico 24 - Deslocamento da Estaca do Pilar 06



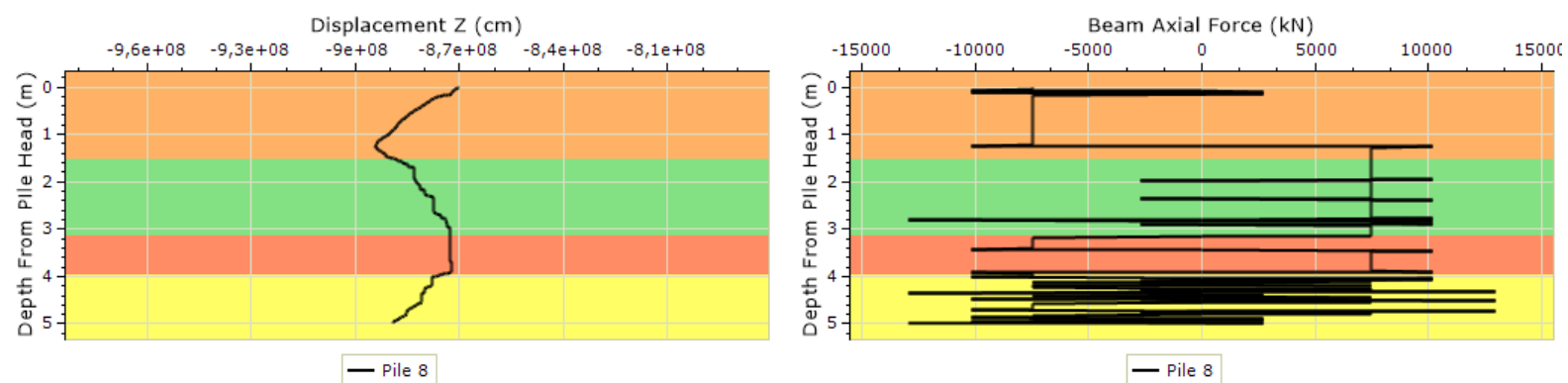
Fonte: Autor (2023)

Gráfico 25 - Deslocamento da Estaca do Pilar 07



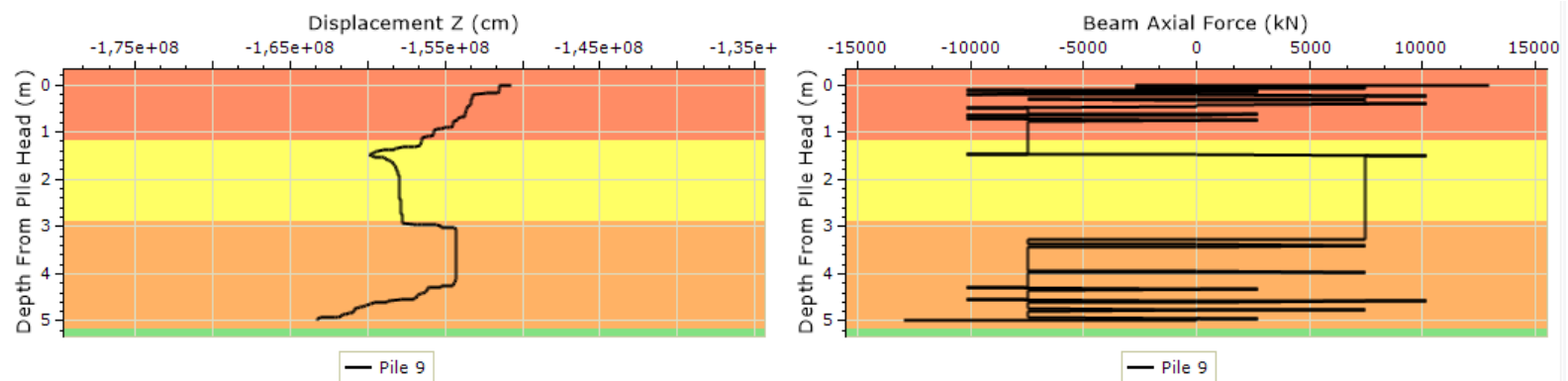
Fonte: Autor (2023)

Gráfico 26 - Deslocamento da Estaca do Pilar 08



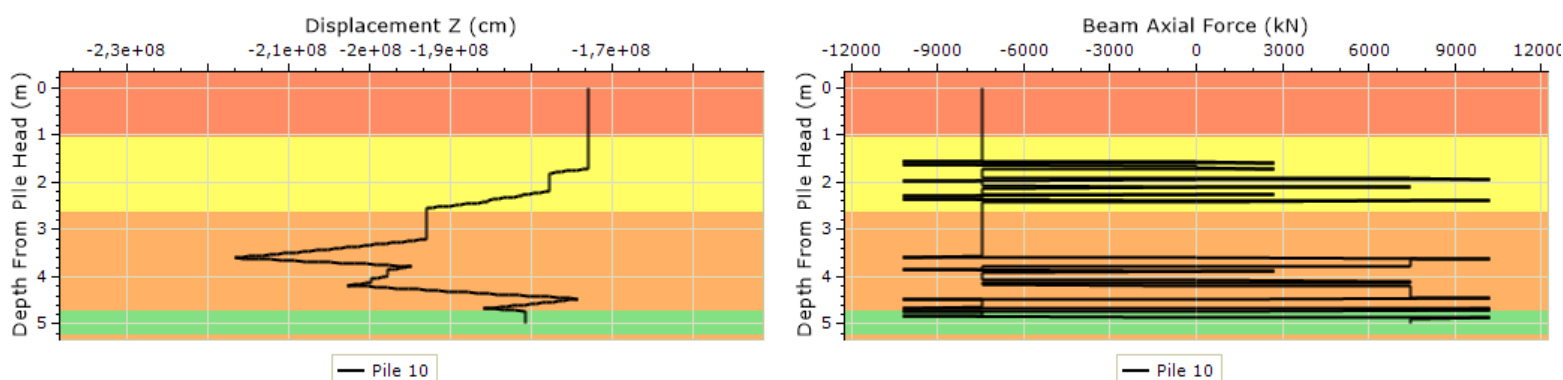
Fonte: Autor (2023)

Gráfico 27 - Deslocamento da Estaca do Pilar 09



Fonte: Autor (2023)

Gráfico 28 - Deslocamento da Estaca do Pilar 09



Fonte: Autor (2023)

A seguir está apresentado o quadro dos deslocamentos das estacas com diâmetro de 30 centímetro e profundidade de 4 metros. As estacas de 30 centímetros com profundidade 4 metros possuem uma capacidade de carga calculada de 201,74KN ou 20,17 Tf.

Quadro 23 - Deslocamentos nas Estacas de 30 centímetros com profundidade 4 metros

Pilar	Tf	Recalques	
		cm	mm
P1	10	0,095	0,95
P2	20	0,374	3,74
P3	30	2,688	26,88
P4	40	Além do suportado	-
P5	50	Além do suportado	-
P6	60	Além do suportado	-
P7	70	Além do suportado	-
P8	80	Além do suportado	-
P9	90	Além do suportado	-
P10	100	Além do suportado	-

Fonte: Autor (2023)

É possível verificar que todas as estacas, independente do seu diâmetro e profundidade, apresentam resistência no quesito de capacidade de carga além do que foi realmente calculado. Mas este fato não significa que isso pode ser levado em consideração para a aferição e aplicação em campo, uma vez que esse estudo tem o objetivo apenas de avaliação de deslocamentos das estacas e estaria contra os normativos de segurança e qualidade estabelecidos. Os gráficos das estacas se assemelham aos demais já descritos anteriormente, por este fato, não serão anexados afim da otimização do trabalho.

O quadro a seguir representa a análise de deslocamento das estacas com diâmetro de 30 e 3 metros de profundidade. As estacas de 30 centímetros com profundidade 3 metros possuem uma capacidade de carga calculada de 153,07KN ou 15,30 Tf.

Quadro 24 - Deslocamentos nas Estacas de 30 centímetros com profundidade 3 metros

Pilar	Tf	Recalques	
		cm	mm
P1	10	0,172	1,72
P2	20	1,855	18,55
P3	30	Além do suportado	-
P4	40	Além do suportado	-
P5	50	Além do suportado	-
P6	60	Além do suportado	-
P7	70	Além do suportado	-
P8	80	Além do suportado	-
P9	90	Além do suportado	-
P10	100	Além do suportado	-

Fonte: Autor (2023)

Vale ressaltar que apesar das estacas modeladas suportarem cargas maiores que as calculadas anteriormente, isto não significa que é possível levar em consideração e fazer a aplicação real do fato visto com a modelagem, uma vez que se aplicasse na pratica o que foi visto, estaria contra as normatizações e definições contidas na NBR 6122 que precisam ser atendidas. As estacas foram submetidas a cargas superiores a calculadas e suportaram tais cargas em alguns casos, isso pode ser explicado pelo fato em que o software utilizado leva em consideração o melhor cenário de execução das estacas na obra, desprezando quaisquer indícios de erros de execução e falhas nos processos construtivos das estacas em obra. Todo o processo de concepção de um projeto de fundações e da execução de obras deve ser acompanhada e elaborada por um profissional qualificado e com propriedade intelectual para avaliar todas as variáveis para que a obra e os projetos atendam todos as normativas estabelecidas e que tenha a eficiência esperada.

6.0 CONSIDERAÇÃO FINAIS

O presente trabalho realizou um estudo da obra do Fórum da Comarca de Miracema do Tocantins, analisando os possíveis recalques ocorridos na edificação através da aplicação da análise numérica pelo software RSPile 3D, afim da avaliação e análise de possíveis deslocamentos da obra e averiguação da qualidade do projeto de fundações. Dessa forma, o sistema de fundação foi lançado no software para que fosse analisado numericamente, com o método das diferenças finitas, estudando o comportamento da edificação sob o maciço de solo em que estava apoiada. Com estudo, notou-se que os deslocamentos se apresentam como recalques diferenciais, uma vez que não são homogêneos e ainda foi possível concluir que não houveram deslocamento significativos a ponto de causar danos arquitetônicos, funcionais ou tão poucos danos estruturais para a edificação.

Com a avaliação da estrutura de fundação concebida para tal obra, pode-se notar que haviam grandes diferenças de cargas para estacas com a mesma característica de diâmetro e profundidade. Com isso, foi decidido realizar a análise de capacidade de carga da estrutura e da fundação executada para a avaliação de otimização do projeto de fundações. O novo sistema de fundações calculado apresentou diferenças geométricas em relação ao sistema executado, sendo que grande parte das estacas foram alteradas para diâmetros e profundidade menores, o que levaria em uma redução orçamentária para a tal obra.

As estacas calculadas então foram analisadas no software RSPile 3D para a análise e avaliação do comportamento e os recalques das mesmas e compará-los com os recalques do sistema executado. Observou-se que os recalques ocorridos no sistema proposto estavam dentro dos limites toleráveis para que não houvesse danos funcionais, arquitetônicos e estruturais para a edificação. Além disso, é possível concluir que o novo sistema proposto está dentro dos normativos, e uma vez que se trata de obras públicas, é de grande importância a avaliação para que haja uma análise da possibilidade de redução orçamentaria sem alterar a qualidade e eficiência da obra, como foi o caso da obra analisada.

A partir da concepção da análise e modelagem do novo sistema de fundações projetadas, foi analisada separadamente a capacidade de carga e o comportamento das fundações dimensionadas com o propósito da análise dos deslocamentos das estacas com a aplicação de carga acima do calculado. Foi possível perceber que, a partir da aplicação

de cargas nas estacas, as mesmas suportavam cargas maiores do que o calculado e muitas vezes possuíam deslocamentos dentro do aceitável. Grande parte das estacas que foram analisadas possuem capacidade de carga superiores, mas isso não significa que podem ser projetadas e executadas para uma carga maior do que a calculada, uma vez que estaria contrariando normativos de segurança estabelecidos.

Além da análise de recalques, é possível afirmar que a investigação geotécnica desempenha um papel crucial no desenvolvimento de projetos de fundações eficientes e seguros. Ela é uma etapa essencial no processo de engenharia geotécnica, que envolve o estudo das propriedades mecânicas e hidráulicas do solo e das rochas para a concepção de estruturas de fundação. A investigação geotécnica fornece informações essenciais para a seleção do tipo de fundação, o dimensionamento adequado das estruturas e a prevenção de problemas geotécnicos. Investir tempo e recursos em uma investigação geotécnica completa e precisa é fundamental para garantir a segurança, a estabilidade e a durabilidade das fundações, resultando em estruturas mais confiáveis e de longa vida útil.

Já quando se trata de obras públicas, a auditoria e vistoria são processos fundamentais para garantir a transparência, a qualidade e a conformidade das obras realizadas pelo setor público. Essas atividades desempenham um papel importante na fiscalização dos recursos públicos, na prevenção de irregularidades e na melhoria da eficiência dos projetos. Além disso, pode-se notar que, a partir da avaliação previamente na etapa de projetos, é possível que haja uma otimização para redução orçamentaria sem alterar a qualidade e eficiência da obra.

Por fim, destaca-se a importância da análise e verificação de projetos de obras públicas para a otimização e possível redução de gastos. Salienta-se ainda, a importância do uso de novas ferramentas como softwares de análise numérica para a análise e avaliação do comportamento dos elementos de uma fundação. Com a modelagem, é possível obter uma melhor compreensão da dinâmica do desempenho das estacas e a avaliação mais precisa dos seus deslocamentos.

7.0 REFERENCIAL BIBLIOGRÁFICO

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6122: 2010** Projeto e execução de Fundações. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 12131**. Estacas - Prova de carga estática. Rio de Janeiro, 1992.

_____. **NBR 6484**: Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 2020.

_____. **NBR 6489**: Prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 8036**: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro, 1983.

ALBUQUERQUE, P. J. R.; PENA, A. S. D.; FILHO, A. Q. **Investigação de campo: São Paulo/SP**. Notas de Aula. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – ABMS. São Paulo. 2018.

ALONSO, U. R. **Previsão e Controle das Fundações**. São Paulo: Edgard Blucher, 1991.

ALONSO, U. R.. **Exercícios de fundações**. 2. ed. São Paulo: São Paulo, 2010. 206 p.

ALONSO, U. R.. **Previsão e controle das fundações**. 3. reimp. São Paulo: E. Blucher, 2003.

ANDRADE, V. H. M; **Contratação, Execução e Fiscalização de Obras Públicas**. Trabalho de Conclusão de Curso. Rio de Janeiro, 2017.

BERBERIAN, D; **Engenharia de Fundações**. Brasília, ISBN. 1943.

BRITTO, J. L. W; **Fundações do edifício**. São Paulo, EPUSP, 1987.

BUBACH, C. R.; et. al.; **Resgatando o Método das Diferenças Finitas**. COBENGE, 2014.

BURLAND, J. B.; JAMIOLKOWSKI, M. B.; VIGGIANI, C. **Leaning Tower os Pisa: behaviour after stabilization operations**. International Journal os Geoengineering, 2009.

BURLAND, J.B; JAMIOLKOWSKI, M.B. VIGGIANI, C. **The stabilisation of the Leaning Tower of Pisa**. Soils and Foundations, 2003.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda, 1988. v. 1. 234p.

CARVALHO, D. M. D. C. D. **Patologia das fundações**: fundações em depósito de vertente na cidade de Machico. Tese de Mestrado. Funchal: Universidade da Madeira. 2010.

CINTRA, J. C. A., AOKI, N. **Fundações por Estacas**. 1. ed., Editora Oficina de Texto, São Paulo, 2010.

COSTA, Adalberto A. **Patologia nas edificações do par, construídas com alvenaria estrutural na região metropolitana de belo horizonte**. 2010. 241 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2010.

COSTA, J. P. V; **Análise comparativa para estacas escavadas do tipo broca com diferentes diâmetros**. Trabalho de Conclusão de Curso. Natal – RN, 2023.

DANTAS NETO, S.A. **Fundações e obras de contenção**. Fortaleza, 2008. 134 p. Notas de aula da disciplina Fundações e Obras de Contenção – Curso de Engenharia Civil/UFC.

DEUS, L. R; MACHADO, F. C. S; SIVEIRA, A. M.; NOGUEIRA, C. L. **MDF: Conceitos Básicos e algumas Aplicações na Engenharia Estrutural**. Departamento de Engenharia Civil, Escola de Minas, – UFOP, 2010.

DIAS, M. S. **Análise do Comportamento de Edifícios Apoiados em Fundação Direta no Bairro da Ponta da Praia na Cidade de Santos**. 2010.

FERREIRA, J. S. S; **Patologia em edificações devido ao recalque diferencial em fundações**. Monografia (Especialização em Construção Civil) - Escola de Engenharia da UFMG, 2016.

FERREIRA, S.R.M., “**Solos colapsíveis e expansivos: uma visão panorâmica no Brasil**”. In: Simpósio Brasileiro De Solos Não Saturados, 7, v.2. pp. 593- 619, Salvador, 2008.

FRANÇA, A. A. V. et al. **Patologia das construções: uma especialidade na engenharia civil**. TÉCHNE; UFPR, 2011.

GRIM, R. E. **Applied clay mineralogy**. McGraw-Hill Publ. Company Ltda, New York, 1962.

GUSMÃO, A. D. **Desempenho de fundações de edifícios**. Simpósio sobre ISE. São Carlos. 2000

HACHICH, W. FALCONI, F. F. SAES, J. L. FROTA, C. S. C. NIYAMA, S. **Fundações, Teoria e Prática**. Editora PINI, São Paulo, abril 1998.

JOPPERT JR, Ivan. **Fundações e contenções de edifícios – qualidade total na gestão do projeto e execução**. 1.ed. São Paulo: PINI, 2007. 221p.

JUNIOR, W. K. O; LIMA, F. G.. **Contribuições ao Estudo de Patologias em Fundações Superficiais**. Trabalho de Conclusão de Curso. Caratinga, 2017.

LISBOA, G. R; GONÇALVES, L. F; FERREIRA, N. S; MELLO, R. D; **Análise do Comportamento de Fundações de Edifícios na Orla de Santos**. 2022. Disponível em: <https://revistaft.com.br/analise-do-comportamento-de-fundacoes-em-edificios-de-santos/>; Acessado em 19 de março de 2023.

LOLLO, J. A. **Solos Colapsíveis, identificação, Comportamento, impactos, riscos e soluções tecnológicas**. Nova ed. São Paulo: Unesp, 2008. 266p.

MARANGON, M. **Fundações profundas**. Faculdade de Engenharia da UFJF, 2018. Disponível em: <https://www.ufjf.br/nugeo/files/2017/07/GEF05-Funda%20a7%20b5es-Profundas2018-1.pdf>. Acesso em: 23 de junho de 2023.

MARINHO, F. A. M. **Investigação geotécnica para quê?**. COBRAE – Vol. 2. São Paulo, 2005.

MARTINS, Elisa. **Cidade do México afunda sete centímetros por ano**. Disponível em < <https://oglobo.globo.com/saude/ciencia/cidade-do-mexico-afunda-sete-centimetros-por-ano-6715427>>. Acessado em 05 de março de 2023.

MELO, J. P. F. G; MELLO, M. R. M. **Recalque de grandes estruturas: Prédios de Santos**. 35f. Trabalho de Conclusão de Curso - Universidade de Taubaté, Departamento de Engenharia Civil, 2019.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F.. **Patologia das Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2005.

MORAES, D. C. **Estruturas de fundações**. 2. ed. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1978.

MORAES, Marcos. **Você sabia que a Cidade do México está afundando?**. Disponível em <<https://companhiadeviagem.blogosfera.uol.com.br/2015/05/01/voce-sabia-que-a-cidade-do-mexico-esta-afundando/?cmpid=copiaecola>>. Acessado em 05 de março de 2023.

MORAIS, J. J. O. **Caracterização geotécnica da expansibilidade de um solo argiloso do município de Paulista-PE**. Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2017.

MORO, M. J; **Obras Públicas (Falhas, vícios e omissões)**. Trabalho de Conclusão de Curso. Cascavel – Paraná, 2010.

OLIVARI, G. **Patologia em edificação**. Trabalho de Conclusão de Curso. São Paulo: Universidade Anhembi Morumbi. 2003.

OLIVEIRA, A. M.; BRITO, S. N. A. **Geologia da Engenharia**. ABGE. CNPq/FAPESP, 587p. 1998. p. 163.

OLIVEIRA, Anacyr; ARAÚJO, Fernando. **Rebaixamento de Lençol Freático: tipos, métodos executivos e patologias**. Caratinga, 2016. Trabalho de Conclusão de Curso Superior de Engenharia Civil - Curso de Engenharia Civil. Faculdades Integradas de Caratinga, Rede DOCTUM, Caratinga, 2016.

OLIVEIRA, L. M. **Acidentes Geológicos Urbanos**. 80p. Dissertação (Serviço Geológico do Paraná). Governo do estado do Paraná, Curitiba, 2010.

PAES, J. E. S; **Fundações: origem e evolução histórica**. Brasília, 1998.

PEREIRA, L. V. N. **Análise comparativa de capacidade de carga e recalque em sapatas**. Palmas, 2018. 93p.

PILÓ L. B. **Geomorfologia Cárstica**. São Paulo,v. 01, n. 01, p. 88-102, 2000.

PINTO, C. D. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

Pontifica Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC Rio. **Argilominerais: Propriedades e Aplicações**. Departamento de Engenharia Civil Pós-graduação, 2011.

- QUARESMA, A. R. et al. **Investigações geotécnicas**. In: AUTORES, V. Fundações: Teoria e Prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 3
- REBELLO, Y. C. P. **Fundações**: Guia prático de projetos, execução e dimensionamento. São Paulo: Zigurate Editora, 2008.
- RIBEIRO, V. R. **Estudo aprofundado de casos reais de recalque diferencial em fundações**. 57p, Trabalho de Conclusão de Curso. São Luís, MA. 2019.
- RODRIGUES, R. A. **Colapso do solo desencadeado pela elevação do nível de água**. São Paulo, v. 01, n. 06, p.13-27, 2013.
- ROSA, A. K. **Estudo comparativo de formulações do MEC para análise da interação estaca-solo**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2013.
- SANTOS, G. V. **Patologia devido ao recalque diferencial em fundações**. 2014. 111p. Trabalho de Conclusão de Curso. Centro Universitário de Brasília, Brasília, 2014
- SCHEID, Pedro Ignacio Meneghetti. **Análise do comportamento de fundações prediais por meio de modelagem numérica**. Trabalho de Conclusão de Curso. Palmas, TO, 2021.
- SILVA, D. P. OLIVEIRA, J. S. **Análise das manifestações patológicas devido ao recalque diferencial das fundações**. 45P. Trabalho de Conclusão de Curso. Goianésia, GO. 2018.
- SILVA, F. S. A; **FUNDAÇÃO PROFUNDA: estudo de caso em edifício residencial na orla da graciosa em Palmas – TO**. Trabalho de Conclusão de Curso. Palmas – TO, 2017.
- SOUZA, E. G. **Colapso de edifício por ruptura das estacas**: estudo das causas e da recuperação. Tese de Mestrado. São Carlos: Universidade de São Paulo. 2003. 107p.
- TEIXEIRA, A. H. **Fundações Rasas na Baixada Santista**. In: Solos do Litoral de São Paulo. Livro editado pelas ABMS. São Paulo, 1994.
- TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. D. **Análise, projeto e execução de fundações rasas**. In: AUTORES, V. Fundações: Teoria e Prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998
- TOTAL CONSTRUÇÃO. **Estaca Strauss: O que é? Quando utilizar? Execução e mais**. 2020. Disponível em: <https://www.totalconstrucao.com.br/estaca-strauss/>. Acesso em: 24 jun. 2023.

Universidade Federal de São João del Rey. Notas de Aula – **Resolução Numérica de Equações Diferenciais**, 2016.

Universidade Federal do Rio Grande do Sul. **Argilominerais**. Notas de Aula, 2021.

Universidade Federal Fluminense. Notas de Aula - **Método de Diferenças Finitas Aplicado às Equações Diferenciais Parciais**, 2017.

VELLOSO, D. A; LOPES, F. R. **Fundações: critérios de projeto – investigação do subsolo - fundações superficiais**. São Paulo: Oficina de Texto, 2004. v. 1.

VELLOSO, D. A; LOPES, F. R.. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de textos, 2010.

VENDRUSCOLO, M. A. **Análise numérica e experimental do comportamento de fundações superficiais assentes em solos melhorados**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1996.

VITÓRIO, José Afonso. **Reforço de Fundações de Pontes e Viadutos - Três Casos Reais**. IV Congresso Brasileiro de Pontes. Rio de Janeiro, 2012.

VOITILLE, N. **Tudo sobre os principais tipos de estacas de fundações: chega de dúvidas**. In: CLUBE ARQUITETURA. **Tipos de fundações: tudo sobre estacas**. 2019.

ANEXO A – RELATÓRIO DE SONDAÇÃO

RELATÓRIO DE SONDAGEM - SPT

INTERESSADO: Tribunal de Justiça do Estado do Tocantins

SP 02

OBRA: Forum de Miracema

DATA: 22/02/2018

LOCAL: Q. 9-A, Setor Santa Filomena, Esq. da Av. Tocantins/ Rua Paranaíba, Miracema - TO

SONDADOR: Hugo Cesar

AMOSTRA	AVANÇO	SPT				GRÁFICO SPT	LIMITES DE ATTERBERG				NA	PERFIL	ESTADO	PROF. (m)		CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA
		1º	2º	3º	N		LL (%)	LP (%)	IP (%)	W (%)						
1	TC	-	-	-	-									-0,5		Areia pouco siltsosa de cor marrom. SUCS - SM
2	TH	2	2	2	4								Fofa	-1,5		
3	TH	3	2	2	4								Fofa	-2,5		
4	TH	3	4	4	8								Pouco compacto	-3,5		
5	TH	3	3	4	7								Pouco compacto	-4,5		
6	TH	4	3	5	8								Pouco compacto	-5,5		
7	TH	4	5	5	10								Med. compacto	-6,5		
8	CA	5	5	6	11								Med. compacto	-7,5		
9	CA	6	6	6	12								Med. compacto	-8,5		Areia de cor amarela. SUCS - S
10	CA	6	5	6	11								Med. compacto	-9,5		
11	CA	7	8	7	15								Med. compacto	-10,5		
12	CA	8	8	7	15								Med. compacto	-11,5		
		8	7	8	15								Med. compacto	-12,5		

NÍVEL FREÁTICO INICIAL: NE m	PROFUNDIDADE FINAL DA SONDAGEM: 12,45 m	NÍVEL DE MANGUEIRA	NE = Não encontrado
NÍVEL FREÁTICO FINAL: 12,3 m	COTA - GPS (GARMIN ETREX 10): 230,0 m	-	FF = Furo fechou
DATA "NA" FINAL: 17/2/18	COORDENADAS UTM:	E: 784411.00 m E	Martelo = 65 Kg / Altura de Queda = 75 cm /
PROF. DO REVESTIMENTO: 8,00 m		S: 8942083.00 m S	Amostrador Terzaghi & Peck / Revest. = 2 1/2" /
ENG.º RESPONSÁVEL: Marcos Milhomem CREA 211129/D - TO			Hastes = 1'
			PAGINA 9

RELATÓRIO DE SONDAGEM - SPT

INTERESSADO: Tribunal de Justiça do Estado do Tocantins

SP 03

OBRA: Forum de Miracema

DATA: 22/02/2018

LOCAL: Q. 9-A, Setor Santa Filomena, Esq. da Av. Tocantins/ Rua Paranaíba, Miracema - TO

SONDADOR: Hugo Cesar

AMOSTRA	AVANÇO	SPT				GRÁFICO SPT	LIMITES DE ATTERBERG				NA	PERFIL	ESTADO	PROF. (m)		CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA
		1º	2º	3º	N		LL (%)	LP (%)	IP (%)	W (%)						
1	TC	-	-	-	-									-0,5		Areia pouco siltsosa de cor amarela. SUCS - SM
2	TH	2	3	2	5								Pouco compacto	-1		
3	TH	3	2	3	5								Pouco compacto	-2		
4	TH	3	3	3	6								Pouco compacto	-3		
5	TH	4	3	4	7								Pouco compacto	-3,5		Areia pouco argilosa de cor amarela. SUCS - SC
6	TH	4	3	3	6								Pouco compacto	-4		
7	TH	4	3	4	7								Pouco compacto	-4,5		
8	TH	4	3	3	6								Pouco compacto	-5		
9	TH	4	5	5	10								Med. compacto	-5,5		Areia pouco argilosa de cor marrom. SUCS - SC
10	CA	3	4	5	9								Med. compacto	-6		
11	CA	4	5	5	10								Med. compacto	-6,5		
12	CA	3	4	5	9								Med. compacto	-7		
		8	9	10	19								Med. compacto	-7,5		Areia cor amarela. SUCS - S
													Med. compacto	-8		
													Med. compacto	-8,5		
													Med. compacto	-9		
													Med. compacto	-9,5		Areia cor amarela. SUCS - S
													Med. compacto	-10		
													Med. compacto	-10,5		
													Med. compacto	-11		
													Med. compacto	-11,5		
													Med. compacto	-12		
													Compacta	12,5		

NÍVEL FREÁTICO INICIAL: NE m	PROFUNDIDADE FINAL DA SONDAGEM: 12,45 m	NÍVEL DE MANGUEIRA	NE = Não encontrado
NÍVEL FREÁTICO FINAL: 12,3 m	COTA - GPS (GARMIN ETREX 10): 230,0 m	-	FF = Furo fechou
DATA "NA" FINAL: 18/2/18	COORDENADAS UTM:	E: 784412.00 m E	Martelo = 65 Kg / Altura de Queda = 75 cm /
PROF. DO REVESTIMENTO: 6,00 m		S: 8942118.00 m S	Amostrador Terzaghi & Peck / Revest. = 2 1/2" /
ENG.º RESPONSÁVEL: Marcos Milhomem CREA 211129/D - TO			Hastes = 1'
			PAGINA 11

ANEXO B – EXTRATO DO ORÇAMENTO ORIGINAL

COD. SINAPI	ITEM	DESCRIÇÃO DOS SERVIÇOS	UN	QUANTIDADE	PREÇO UNITÁRIO	PREÇO PARCIAL	%
				CONSUMO =(A)	M. OBRA + MAT=(B)	R\$ (AxB) (C)	
	4.2	FUNDAÇÃO PRÉDIO E FUNDAÇÃO RESERVATORIO INFERIOR					
COMP.	4.2.1	PERFURAÇÃO ESTACA HÉLICE CONTÍNUA, DIÂMETRO DE 50 CM, COMPRIMENTO TOTAL ATÉ 15 (EXCETO CONCRETO)	M	278,00	20,93	5.818,54	
93358	4.2.2	ESCAVAÇÃO MANUAL DE VALAS. AF_03/2016 RESERVATORIO INFERIOR	M3	97,77	39,42	3.854,09	
95240	4.2.3	LASTRO DE CONCRETO, E = 3 CM, PREPARO MECÂNICO, INCLUSOS LANÇAMENTO E ADENSAMENTO. AF_07_2016	M2	216,00	11,10	2.397,60	
83518	4.2.4	ALVENARIA EMBASAMENTO E=20 CM BLOCO CONCRETO	M3	12,13	275,68	3.344,00	
74151/1	4.2.5	ESCAVAÇÃO E CARGA MATERIAL 1A CATEGORIA, UTILIZANDO TRATOR DE ESTEIRAS DE 110 A 160HP COM LAMINA, PESO OPERACIONAL * 13T E PA CARREGADEIRA COM 170 HP.	M3	383,28	2,51	962,03	
95877	4.2.6	TRANSPORTE COM CAMINHÃO BASCULANTE DE 18 M3, EM VIA URBANA PAVIMENTADA, DMT ATÉ 30 KM (UNIDADE: M3XKM). AF_12/2016	M3XKM	9.582,06	0,72	6.899,08	
94097	4.2.7	PREPARO DE FUNDO DE VALA COM LARGURA MENOR QUE 1,5 M, EM LOCAL COM NÍVEL BAIXO DE INTERFERÊNCIA. AF_06/2016	M2	262,90	3,34	878,09	
96995	4.2.8	REATERRO MANUAL APILOADO COM SOQUETE. AF_10/2017	M3	77,06	26,01	2.004,33	
92270	4.2.9	FABRICAÇÃO DE FÔRMA PARA VIGAS, COM MADEIRA SERRADA, E = 25 MM. AF_12/2015	M2	182,00	47,96	8.728,72	
92775	4.2.10	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UMA EDIFICAÇÃO TÉRREA OU SOBRADO UTILIZANDO AÇO CA-60 DE 5,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	464,76	9,67	4.494,23	
92778	4.2.11	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UMA EDIFICAÇÃO TÉRREA OU SOBRADO UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 10,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	2.088,40	6,76	14.117,58	
94964	4.2.12	CONCRETO FCK = 20MPA, TRAÇO 1:2,7:3 (CIMENTO/ AREIA MÉDIA BRITA 1) - PREPARO MECÂNICO COM BETONEIRA 400 L. AF_07/2016	M3	66,03	295,53	19.513,85	
74157/4	4.2.13	LANÇAMENTO/APLICACAO MANUAL DE CONCRETO EM FUNDACOES	M3	66,03	74,12	4.894,14	
COTAÇÃO	4.2.14	CHAPA BASE 200 X 400 mm # 11 mm	M3	45,00	92,03	4.141,35	
	4.3	RADIER				0,00	
INS.3779	4.3.1	LONA PLASTICA, PRETA, LARGURA 8 M, E= 150 MICRA	M	1.355,27	8,62	11.682,43	
92775	4.3.2	ARMAÇÃO DE AÇO PARA RADIER	KG	8.131,62	6,76	54.969,75	
94964	4.3.3	CONCRETO FCK = 20MPA, TRAÇO 1:2,7:3 (CIMENTO/ AREIA MÉDIA BRITA 1) - PREPARO MECÂNICO COM BETONEIRA 400 L. AF_07/2016	M3	135,56	295,53	40.062,05	
74157/4	4.3.4	LANÇAMENTO/APLICACAO MANUAL DE CONCRETO EM FUNDACOES	M3	135,56	74,12	10.047,71	
		TOTAL DO ITEM				198.809,57	
		SUBTOTAL DO ITEM 4.0				209.817,99	4,74%
	5	SUPERESTRUTURA					
	5.1	ESTRUTURA METÁLICA - PERFIL LAMINADO					
73970/1	5.1.1	ESTRUTURA METÁLICA EM AÇO ESTRUTURAL (PERFIL LAMINADO) PILARES/VIGAS/CHAPARIA/PARAFUSOS E CONEXÕES - INCLUSO PINTURA DE PROTEÇÃO	KG	46.563,00	8,61	400.907,43	
89272	5.1.2	GUINDASTE HIDRÁULICO AUTOPROPELIDO, COM LANÇA TELESCÓPICA 28,80 M, CAPACIDADE MÁXIMA 30 T, POTÊNCIA 97 KW, TRAÇÃO 4 X 4 - CHP DIURNO. AF_11/2014	H	240,00	134,37	32.248,80	
		TOTAL DO ITEM				433.156,23	
	5.2	LAJES STEEL DECK					
COTAÇÃO	5.2.1	TELHAS FORMAMF 50# 0,80MM: CONFECCIONADA EM CHAPA DE AÇO GALVANIZADO COM ARGURA ÚTIL DE 915MM, ESPESSURA DE 0,80 MM	M2	1.641,00	56,96	93.471,36	
85662	5.2.2	ARMAÇÃO EM TELA DE AÇO SOLDADA NERVURADA Q-92, AÇO CA-60, 4,2MM, MALHA 15X15CM	M2	1.641,00	8,50	13.948,50	
94965	5.2.3	CONCRETO FCK = 25MPA, TRAÇO 1:2,3:2,7 (CIMENTO/ AREIA MÉDIA BRITA 1) - PREPARO MECÂNICO COM BETONEIRA 400 L. AF_07/2016	M3	135,58	308,04	41.764,06	
92873	5.2.4	LANÇAMENTO E ADENSAMENTO E ACABAMENTO DE CONCRETO EM ESTRUTURAS. AF_12/2015	M3	135,58	115,61	15.674,40	
89272	5.2.5	RUFO AL (GSG)	M2	52,00	88,28	4.590,56	
COTAÇÃO	5.2.6	RUFO CD (GSG)	M2	21,00	88,28	1.853,88	
COTAÇÃO	5.2.7	RUFO AD (GSG)	M2	12,00	54,11	649,32	
COTAÇÃO	5.2.8	FIXADORES PARA COSTURA DE TELHA-FORMA	UN	3.800,00	0,18	684,00	
		TOTAL DO ITEM				172.636,09	
	5.3	ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO (PORTICO)					
92419	5.3.1	MONTAGEM E DESMONTAGEM DE FÔRMA DE PILARES RETANGULARES E ESTRUTURAS SIMILARES COM ÁREA MÉDIA DAS SEÇÕES MAIOR QUE 0,25 M², PÉ-DIREITO SIMPLES, EM CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA RESINADA, 4 UTILIZAÇÕES. AF_12/2015	M2	46,36	49,18	2.279,98	


 Énio Carvalho de Souza
 Membro da CPL



ANEXO C – PROJETO DE FUNDAÇÕES ORIGINAL

AV. FRANCISCO PEQUENO

18° 29'

RUA PARANAIBA

MEIO FIO

77.75

LIMITE DO TERRENO

LIMITE DO TERRENO

57.28

6.30

30.83

26.45

9.75

10.72

7.50

1.20

8.40

4.70

2.50

6.05

6.40

5.30

6.82

1.65

1.65

10.29

8.40

3.30

9.75

19.28

LIMITE DO TERRENO

LIMITE DO TERRENO

AV. TOCANTINS

LIMITE DO TERRENO

PROJEÇÃO DA OBRA (NOVO FÓRUM DA COMARCA DE MIRACEMA)

CAIXA D'ÁGUA METÁLICA TIPO CILÍNDRICA
20.000 LITROS
(VER DETALHE FUNDAÇÃO)

CASA DE MÁQUINA

85.26



ESTADO DO TOCANTINS
TRIBUNAL DE JUSTIÇA - TO
DIRETORIA DE INFRAESTRUTURA E OBRAS

FUNDAÇÃO

OBRA:

FÓRUM DA COMARCA DE MIRACEMA DO TOCANTINS

ENDEREÇO:

AV. TOCANTINS 858/901 COM A RUA PARANAIBA, 100 BA
SETOR FLORESTA - MIRACEMA DO TOCANTINS - TO

PROPRIETÁRIO:

TRIBUNAL DE JUSTIÇA - TO

AUTOR DO PROJETO:

LUCIANO MOURA
Eng. CIVIL - CREA 202825-D-TO

CONTEÚDO:

PLANTA DE LOCAÇÃO TERRENO X OBRA

ESCALA:

INDICADA

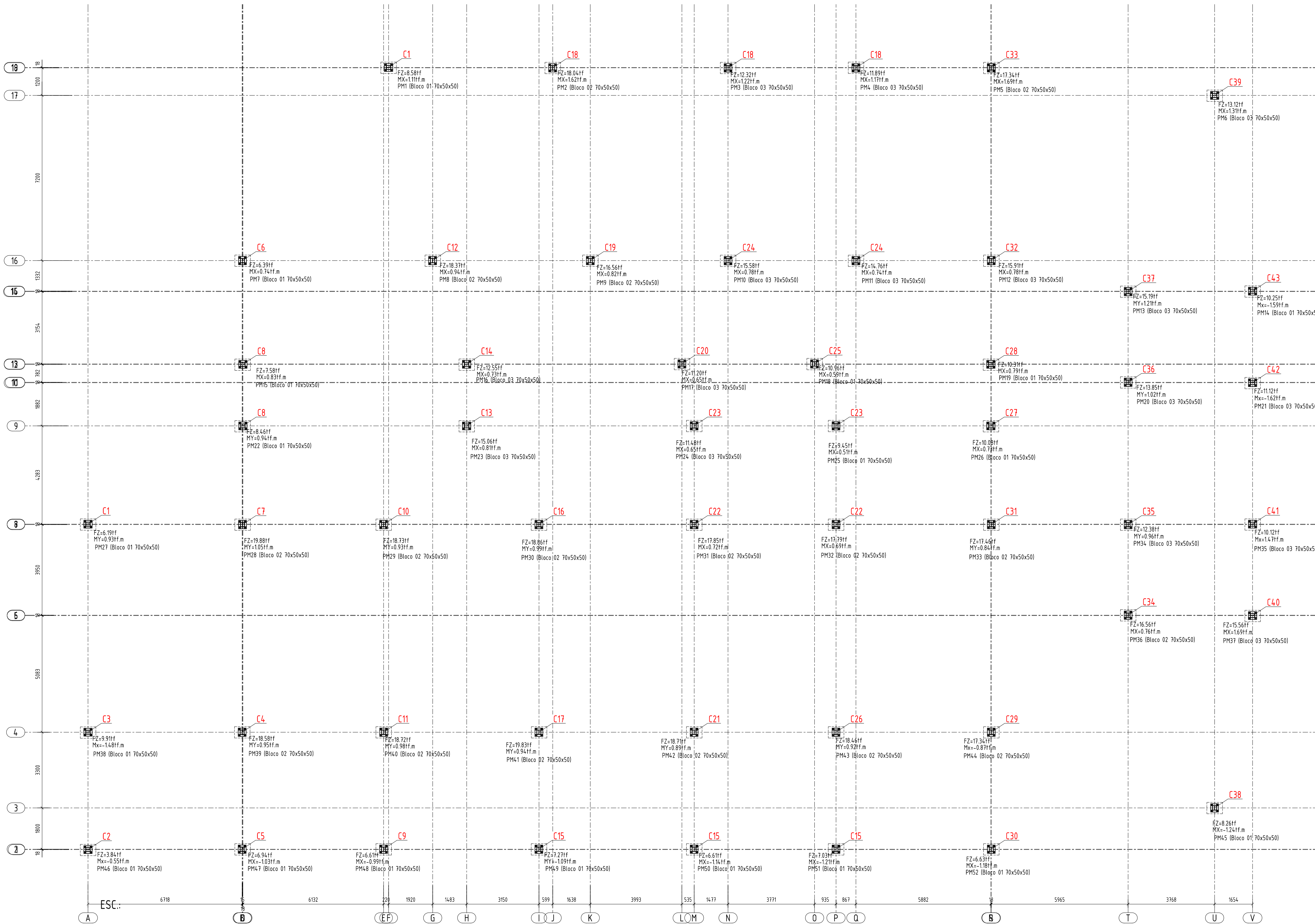
DATA:

REVISÃO:

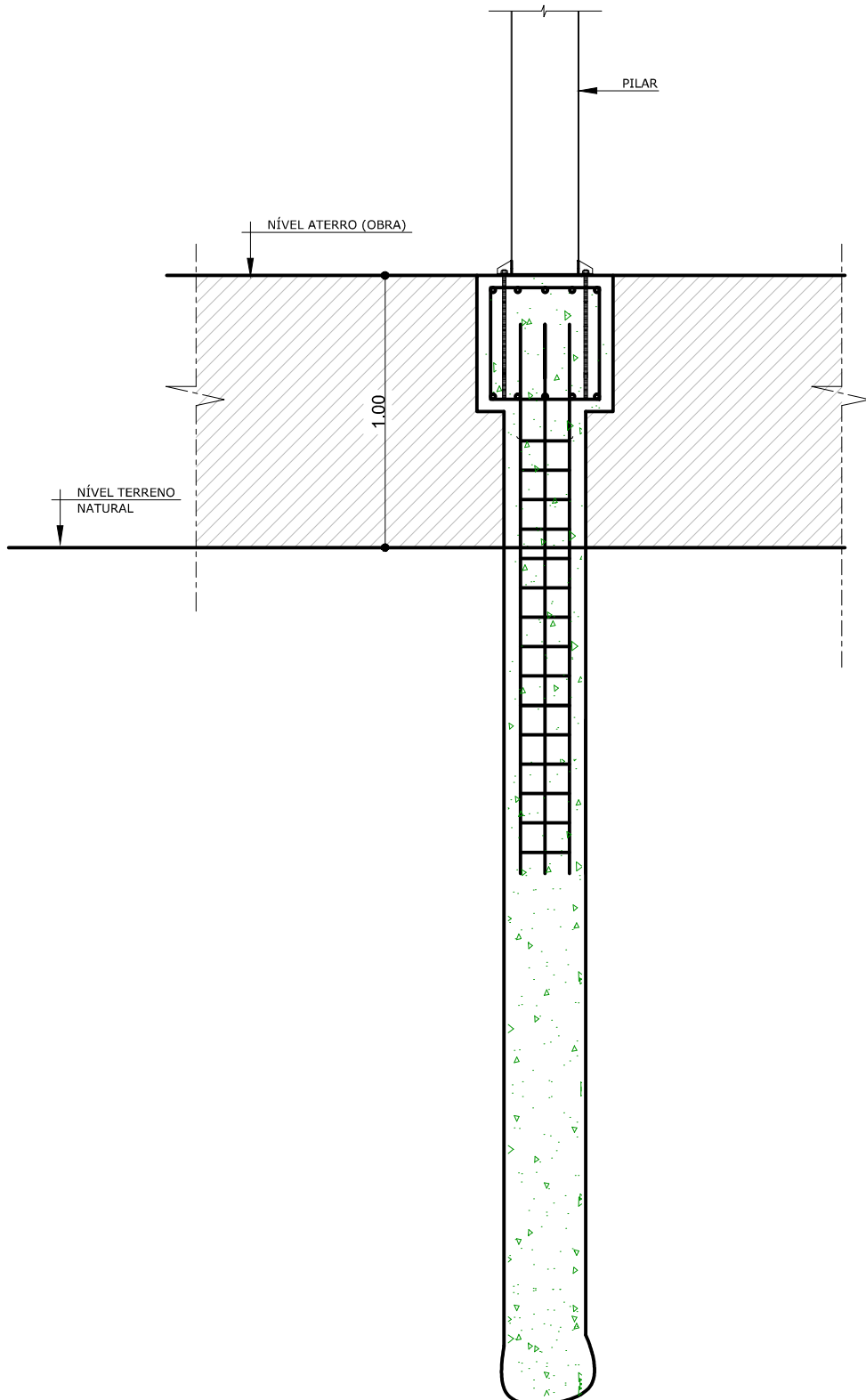
Nº FOLHA:

01

OS DIREITOS AUTORAIS DESTES PROJETOS PERTENCEM AOS ENGENHEIROS ACIMA CITADOS
E PROÍBE A SUA REPRODUÇÃO, MODIFICAÇÃO E/OU ALTERAÇÃO. LEI 5968 ART. 25



PLANO DE CARGA DA SUPERESTRUTURA
1:75 NÍVEL -150mm



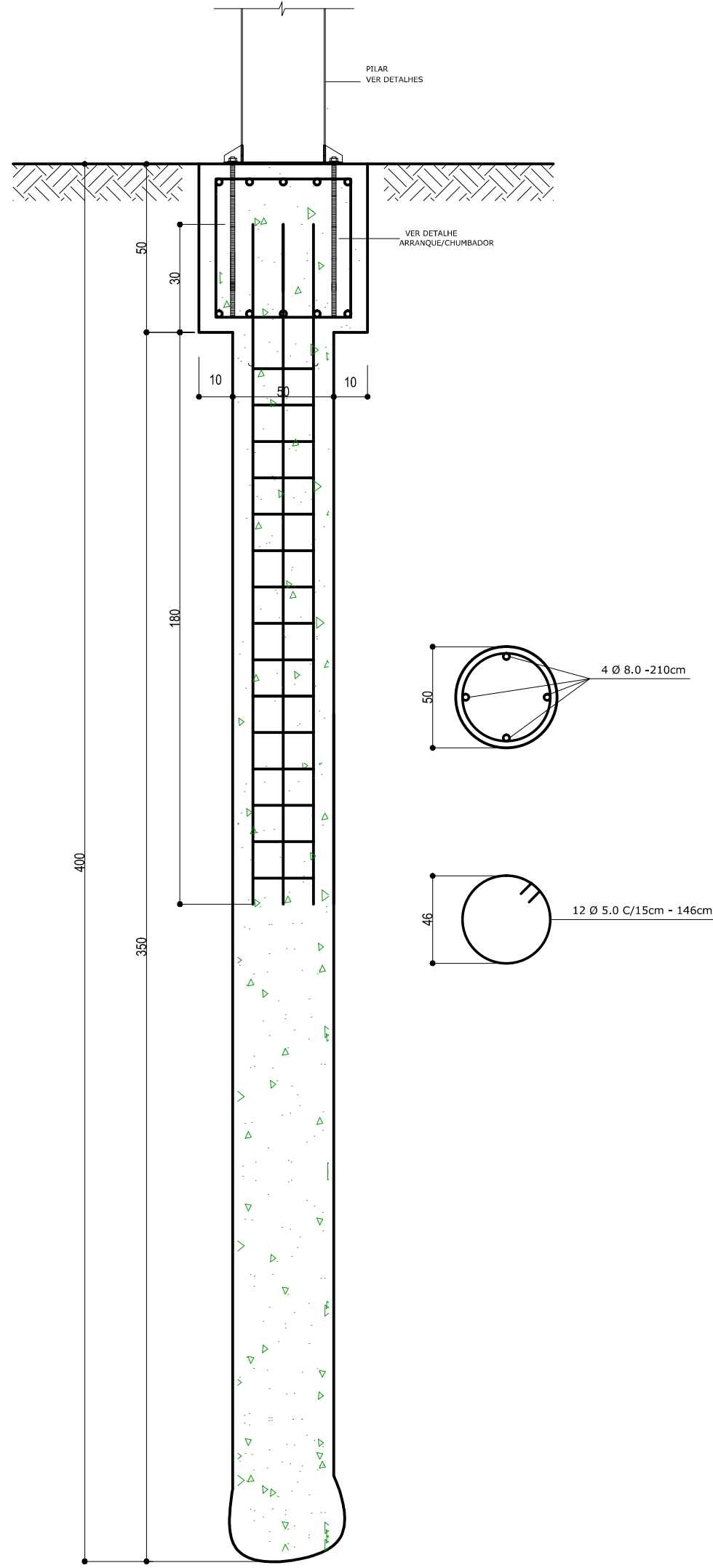
DETALHE GENÉRICO FUNDAÇÃO
Sem Escala



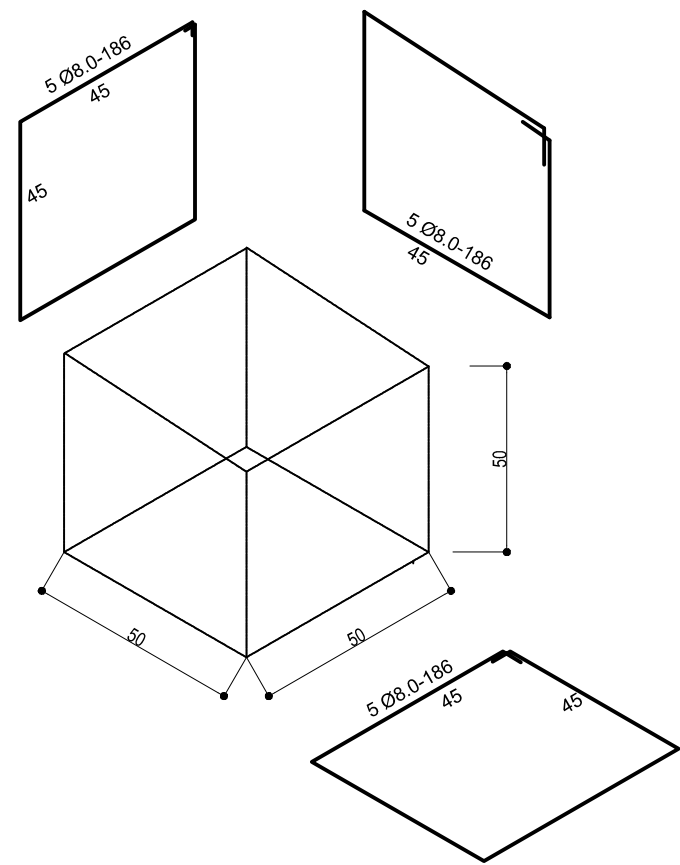
ESTADO DO TOCANTINS
TRIBUNAL DE JUSTIÇA - TO
DIRETORIA DE INFRAESTRUTURA E OBRAS

FUNDAÇÃO		AUTOR DO PROJETO:
OBRA:	FÓRUM DA COMARCA DE MIRACEMA DO TOCANTINS	Luciano Moura Eng. Civil - CREIA 202825/D-TO
ENDEREÇO:	AV. TOCANTINS ESQUINA COM A RUA PARAIBA, 001A SETOR FLORESTAL, MIRACEMA DO TOCANTINS - TO	
PROPRIETÁRIO:	TRIBUNAL DE JUSTIÇA-TO	
CONTEÚDO:	PLANTA DE CARGA DA SUPERESTRUTURA	ESCALA: 1:75 INDEICADA: 02 DATA: REVISÃO:

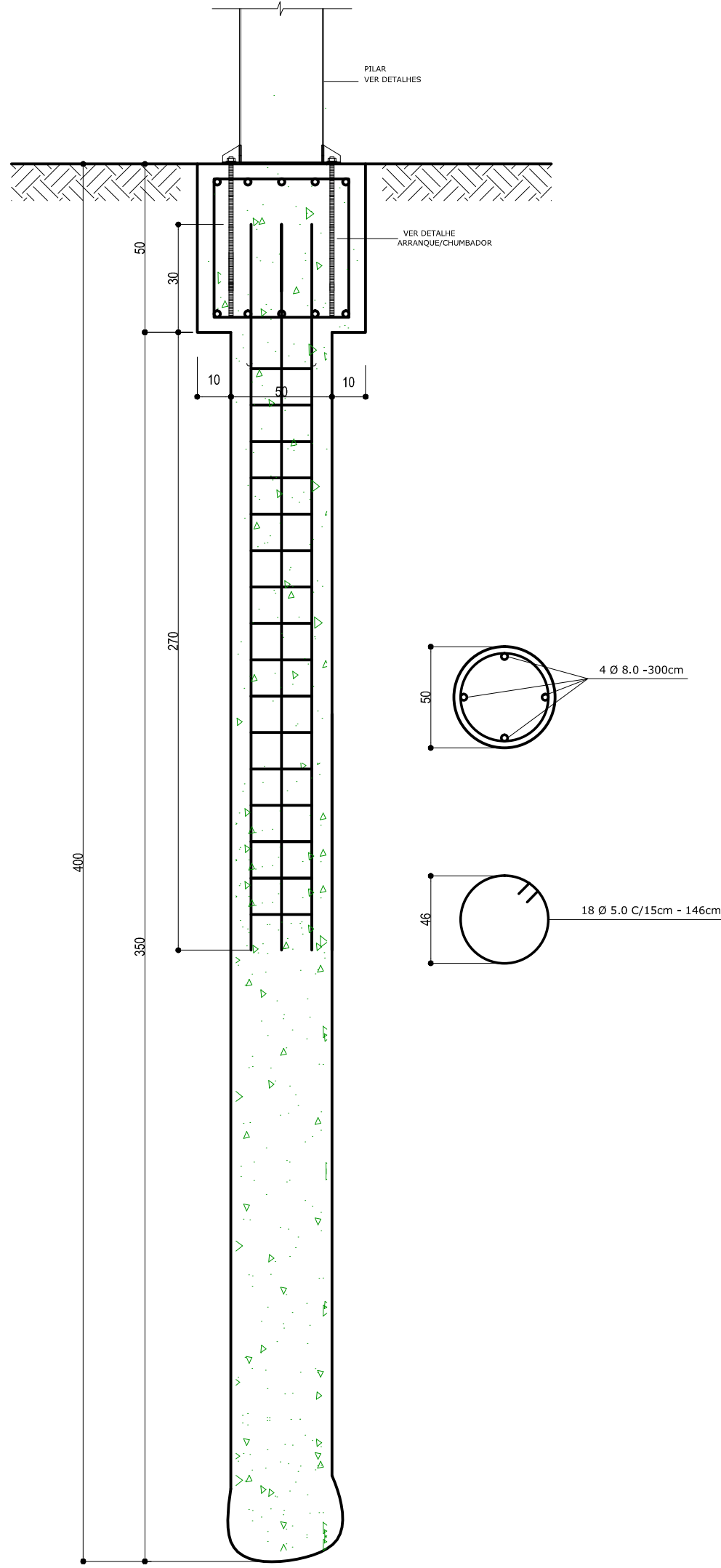
DETALHE ESTACA Ø 50CM (X19)
P1-P7-P14-P15-P18-P19-P22-P25-P26-P27-P38-P45
P46-P47-P48-P49-P50-P51-P52



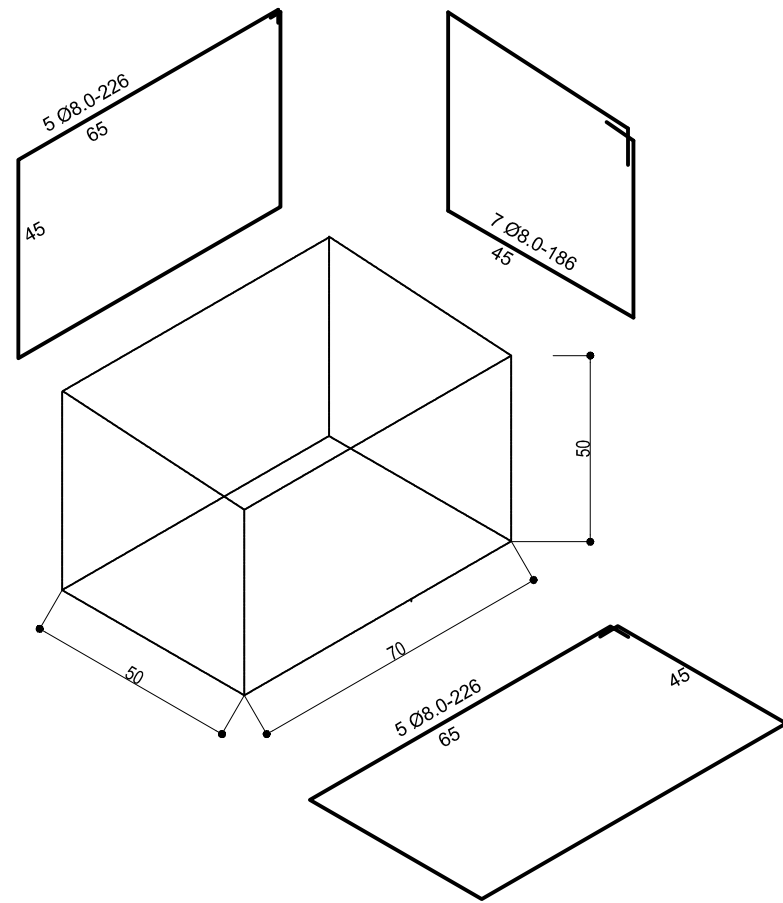
DET. DOS BLOCOS B1 500x500x500mm (X19)
ESC. 1/25



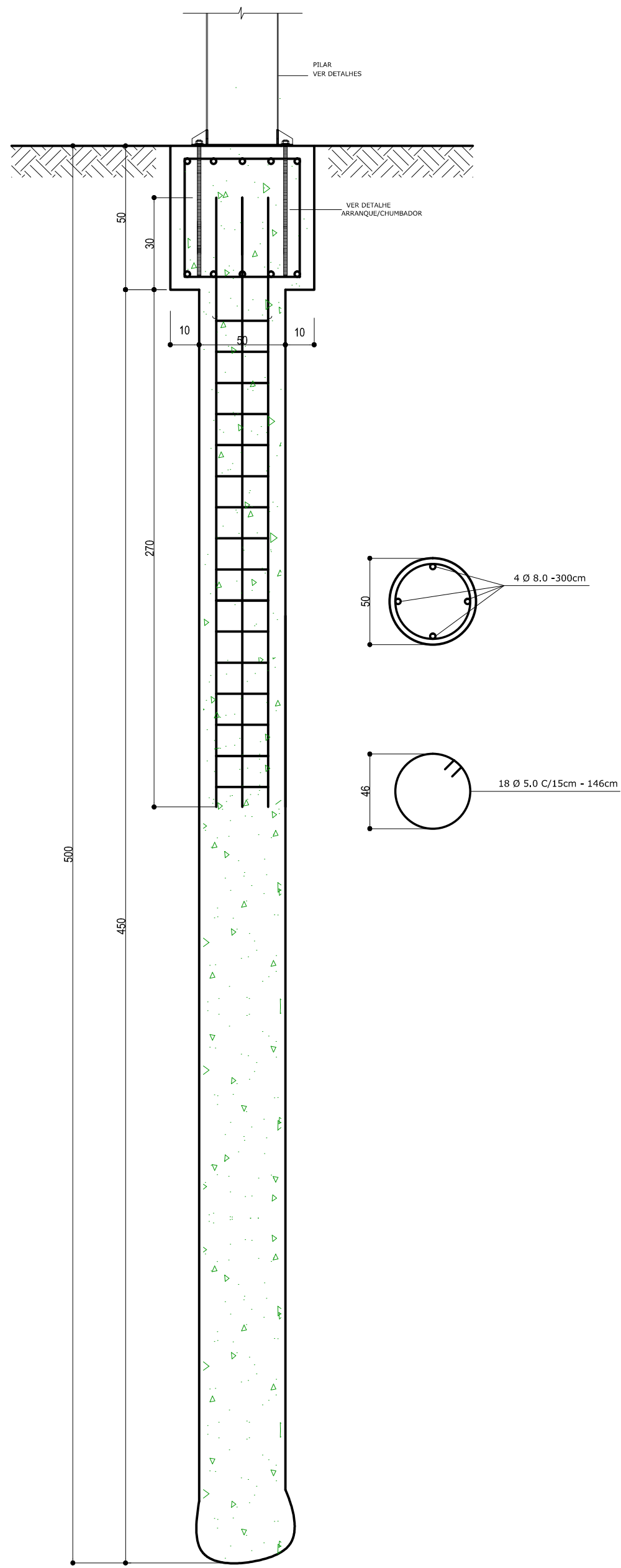
DETALHE ESTACA Ø 50CM (X16)
P3-P4-P6-P10-P11-P12-P13-P16-P17-P20-P21-P23
P24-P34-P35-P37



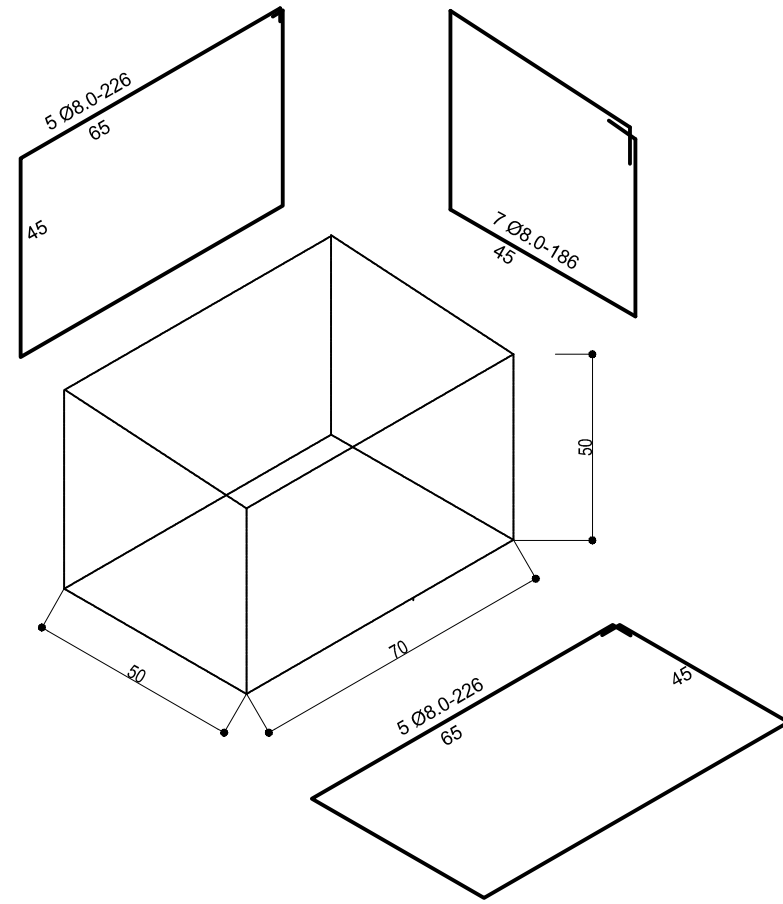
DET. DOS BLOCOS B3 700x500x500mm (X16)
ESC. 1/25



DETALHE ESTACA Ø 50CM (X17)
P2-P5-P8-P9-P28-P29-P30-P31-P32-P33
P36-P39-P40-P41-P42-P43-P44



DET. DOS BLOCOS B1 700x500x500mm (X17)
ESC. 1/25



OBSERVAÇÕES PARA EXECUÇÃO DA FUNDAÇÃO

- AS ESTACAS E BLOCOS DEVERÃO SER LOCADOS DE ACORDO COM O PROJETO ESTRUTURAL;
- CONCRETO:
 - ESTACAS: fck = 20MPa; slump: 10 ± 2 cm;
 - BLOCOS: fck = 25 MPa; slump: 6 ± 1 cm (vibrado);
- NO TRECHO DE ANCORAGEM DOS PILARES DEVE SER UTILIZADO O MESMO CONCRETO DA ESTRUTURA;
- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS, DIÂMETRO DOS FERROS EM MILÍMETROS, VOLUMES EM METROS CÚBICOS, EXCETO ONDE INDICADO DE OUTRA FORMA.



ESTADO DO TOCANTINS
TRIBUNAL DE JUSTIÇA - TO
DIRETORIA DE INFRAESTRUTURA E OBRAS

FUNDAÇÃO		AUTOR DO PROJETO	
OBRA: FÓRUM DA COMARCA DE MIRACEMA DO TOCANTINS		Lúcio Moura Eng. Civil - CREA 203825/D-TO	
ENDEREÇO: AV. TOCANTINS ESQUINA COM A RUA PARANÁ, 02 SA SETOR FILARMÔNICA - MIRACEMA DO TOCANTINS - TO		PROPRIETÁRIO: TRIBUNAL DE JUSTIÇA - TO	
CONTEÚDO: PLANTA DE CARGA DA SUPERESTRUTURA		ESCALA: INDICADA	Nº FOLHA: 03
		DATA	REVISÃO
OS DIREITOS AUTORAIS DESTES PROJETOS PERTENCEM AOS ENGENHEIROS ACIMA CITADOS E PROIBIDA A SUA REPRODUÇÃO, MODIFICAÇÃO E/OU ALTERAÇÃO. LEI 5988 ART. 25			