



UNIVERSIDADE FEDERAL DO AMAPÁ
DEPARTAMENTO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLÓGICAS
COORDENAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

VANISCLEY HENICKA

EXPLORANDO OS LIMITES DE OTIMIZAÇÃO EM PROJETOS DE
FUNDAÇÕES PROFUNDAS

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

MACAPÁ
2021

VANISCLEY HENICKA

EXPLORANDO OS LIMITES DE OTIMIZAÇÃO EM PROJETOS DE
FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Trabalho de Conclusão de Curso
submetido à Universidade Federal do
Amapá apresentado para a Coordenação
de Engenharia Civil – CEC – como parte
dos requisitos necessários para a
obtenção do Título de Engenheiro Civil.
Sob a orientação do Prof. Mestre Luís
Henrique Rambo.

MACAPÁ

2021

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Biblioteca Central da Universidade Federal do Amapá
Elaborada por Jamile da Conceição da Silva – CRB-2/1010

Henicka, Vaniscley.

Explorando os limites de otimização em projetos de fundações profundas. / Vaniscley Henicka; orientador, Luís Henrique Rambo. – Macapá, 2021.

92 f.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Fundação Universidade Federal do Amapá, Coordenação do Curso de Bacharelado em Engenharia Civil

1. Engenharia civil. 2. Fundações profundas - Engenharia. 3. Hélice contínua. 4. Otimização de custos. I. Rambo, Luís Henrique, orientador. II. Fundação Universidade Federal do Amapá. III. Título.

624.15 H511e
CDD. 22 ed.

VANISCLEY HENICKA

EXPLORANDO OS LIMITES DE OTIMIZAÇÃO EM PROJETOS DE
FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Trabalho de conclusão de curso submetido a Universidade Federal do Amapá
apresentado para a Coordenação de engenharia Civil – CEC – como parte dos
requisitos necessários para a obtenção do Título de engenheiro Civil, sob
orientação do **Prof. Mestre Luis Henrique Rambo**.

Macapá, 28 de abril de 2021

BANCA EXAMINADORA

Prof. Msc. Adenilson Costa de Oliveira
Examinador Interno (UNIFAP)



Prof. Msc Hédio José Carneiro de Souza
Examinador Interno (UNIFAP)



Prof. Esp. Sérgio Tarsício Rambo
Examinador Externo (UTFPR)



Prof. Msc. Luis Henrique Rambo
Orientador (UNIFAP)

Aos meus pais José Irio Henicka e Onelia
Teixeira Henicka; esposa: Suellen
Fernandes de Lara e filho Rafael Augusto
Henicka

AGRADECIMENTOS

Assim como estudamos na mecânica, cada força tem sua direção e intensidade e estamos no lugar e tempo que são as resultantes dessas forças. Essas forças também são os nossos conselheiros, nossa formação, nossos conceitos, nossas decisões. Sou grato a Deus. Sou grato por estas forças, decisões e coincidências que me trouxeram até aqui. Agradeço a ter me dado alguns talentos e vocações, à curiosidade intrínseca e esse ímpeto de sempre tentar fazer as coisas diferente.

A Família

Sou grato pelos privilégios e dificuldades da família em que nasci que nos moldaram como nossos valores. Se tive desejo e coragem de sair ao mundo e conhecer, foi pelos meus pais que sempre viajaram pelo Brasil e desde muito cedo me levaram a conhecer o imenso mundo longe de casa e suas diversas realidades. Se tive essa ânsia de explorar o mundo não só pelos livros e pelas histórias fascinantes, se herdei de alguém alguma força pra aguentar distâncias e procurar o melhor sem medo dos lugares foi deles, da minha família pioneira que também vieram de longe e se encontram, meu pai e minha mãe, numa terra outrora, estranha, crua, inóspita e distante para fundar essa família. Sim, são pioneiros do que então chamavam sertão do oeste do Paraná.

Agradeço a esposa e filho pela paciência devido intermitência da proximidade.

Ao meu professor e orientador Prof. Luis Henrique Rambo, que não mediu esforços e tempo disponível por horas incontáveis em reuniões virtuais mesmo em meio a dificuldades devido a essa época difícil de pandemia. E que desde as aulas sempre incentivando e fazendo desenvolver o gosto pelas fundações. O meu mais sincero agradecimento.

“Você nunca sabe que resultados
virão da sua ação. Mas se você não
fizer nada, não existirão resultados”
Mahatma Gandhi

RESUMO

A escolha de um tipo de fundação que agregue em si, segurança, disponibilidade, adequabilidade e economia nem sempre é uma tarefa fácil para quem navega nos limites de algum desses fatores. O dimensionamento de estacas, sua profundidade e número por bloco de coroamento é um ponto crítico que consome tempo e pode levar a consumo excessivo de recursos. Propomos uma metodologia com auxílio de planilhas excel e estatística das frequências de carga, que leve ao dimensionamento otimizado no limite do aceitável. Sendo assim, comparamos duas situações problemas com duas fundações distintas: hélice contínua e estacas escavadas mecanicamente. O estudo foi desenvolvido com procedimentos práticos de escolha considerando o método Decourt & Quaresma para cálculo da carga admissível. Com auxílio das planilhas Excel elaboradas, as mesmas, através dos dados inseridos, calcularam a otimização da geometria das estruturas de fundação considerando parâmetros técnicos e de economia. Utilizando os procedimentos propostos os resultados indicaram considerável economia pois apontaram para um pré-dimensionamento mínimo, eficaz e passível de aplicabilidade, dando ao engenheiro civil parâmetros iniciais para o dimensionamento do projeto final sendo que deverá interferir pontualmente em eventuais exigências específicas do projeto. Nesse sentido a proposta se mostrou útil e eficaz para o pré-dimensionamento.

Palavras chave: fundações profundas, hélice contínua, otimização de custos; planilhas excel.

ABSTRACT

Choosing a type of foundation that adds safety, availability, suitability and economy is not always an easy task for those who sail within the limits of any of these factors.. The dimensioning of piles, their depth and number per block is a critical point that is time consuming and can lead to excessive resource consumption. We propose a methodology with the aid of excel spreadsheets and load frequency statistics that leads to the optimized dimensioning to the limit of the possible. we compare two problem situations with two different foundations: Augercast pile and drilled pile. The study was developed with practical selection procedures considering the Decourt & Quaresma method for calculating the permissible bearing. With the aid of prepared Excel spreadsheets, they, through the data entered, calculated the optimization of the geometry of the foundation structures considering technical and economy parameters. Using the proposed procedures, the results indicated considerable savings as they pointed to a minimum effective and applicable pre-dimensioning and amenable to applicability, giving the civil engineer initial parameters for fine design dimensioning, being that it should interfere occasionally with any specific load requirements. In this sense, the proposal proved to be useful and effective for pre-dimensioning.

Keywords: deep foundation, augercast pile, cost optimization, excel spreadsheets.

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Tabela dos estados de compacidade e consistência.....	22
Tabela 2: Coeficiente característico do solo C.....	31
Tabela 3: Valores da função α em função do tipo de estaca e do tipo de solo	32
Tabela 4: Valores da função β em função do tipo de estaca e do tipo de solo	32
Tabela 5: Carga de catálogo estaca hélice contínua	33
Tabela 6: Carga de catálogo estaca escavada mecanicamente tipo trado	33
Tabela 7: Cargas solicitadas em ordem crescente no caso 1	34
Tabela 8: Cargas solicitadas em ordem crescente caso 2.	36
Tabela 9: Exemplo anotação das fichas de escolhas para um furo de sondagem.....	46
Tabela 10: Valor por metro de escavação linear por diâmetro.	47
Tabela 11: Resultado das 8 sondagens – caso 1	48
Tabela 12: Mínimos, máximos, variação e média NSPT por cota.	48
Tabela 13: Cortes, frequência e seu produto – caso 1	50
Tabela 14: Faixa de corte de carga consideradas – caso 1	52
Tabela 15: Carga admissível em cada profundidade e diâmetro de estaca hélice contínua	53
Tabela 16: Carga admissível em cada profundidade e diâmetro de estaca escavada.	53
Tabela 17: Ficha de anotações C1HCSP3	54
Tabela 18: Carga admissível conforme sondagem, diâmetros e profundidades padronizadas C1HC.	54
Tabela 19: Ficha de anotações C1EESP30.....	55
Tabela 20 Carga admissível conforme sondagem, diâmetros e profundidades padronizadas C1EE	55
Tabela 21: fragmento da plan_aux com resumo do pré-dimensionamento para hélice contínua no caso 1	57
Tabela 22:: Fragmento da plan_aux com resumo do pré-dimensionamento para estaca escavada no caso 1	58
Tabela 23: Cortes, frequência e seu produto – caso 2	61
Tabela 24: Faixa de corte de carga consideradas – caso 2	62
Tabela 25: Ficha de anotações C2HCSP1	63
Tabela 26: Ficha de anotações C2HCSP2	64
Tabela 27: Ficha de anotações C2HCSP3	64
Tabela 28: Carga admissível conforme sondagem, diâmetros e profundidades padronizadas C2HC	65
Tabela 29: Ficha de anotações C2EESP1.....	66
Tabela 30: Ficha de anotações C2EESP2.....	66
Tabela 31: Ficha de anotações C2EESP3.....	66
Tabela 32: Carga admissível conforme sondagem, diâmetros e profundidades padronizadas C2EE	67

Tabela 33: Fragmento da plan_aux com resumo do pré-dimensionamento para hélice contínua no caso 2	69
Tabela 34: Fragmento da plan_aux com resumo do pré-dimensionamento estaca escavada caso 2.....	70
Tabela 35: Dados comparativos entre o projeto original do caso 1 e as propostas de otimização	74
Tabela 36: Dados comparativos entre o projeto original do caso 2 e as propostas de otimização	75
Tabela 37: Carga admissível em cada profundidade e diâmetro de estaca hélice contínua – caso 2 – SP01	108
Tabela 38: Carga admissível em cada profundidade e diâmetro de estaca hélice contínua – caso 2 – SP02	109
Tabela 39: Carga admissível em cada profundidade e diâmetro de estaca hélice contínua – caso 2 – SP03	110
Tabela 40: Carga admissível em cada profundidade e diâmetro de estacas escavadas mecanicamente tipo trado – caso 2 – SP01	111
Tabela 41: Carga admissível em cada profundidade e diâmetro de estacas escavadas mecanicamente tipo trado – caso 2 – SP02	112
Tabela 42: Carga admissível em cada profundidade e diâmetro de estacas escavadas mecanicamente tipo trado – caso 2 – SP03	113

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1: Variação do NSPT da sondagem por cota (m).....	49
Gráfico 2: Frequência de ocorrência de cargas - caso 1	51
Gráfico 3: Variação do NSPT da sondagem por cota (m).....	60
Gráfico 4: Frequência de ocorrência das cargas – caso 2.....	62
Gráfico 5: Comparativo de consumo de concreto (m³) no caso 1.....	75
Gráfico 6: Comparativo dos volumes de concreto (m³) no caso 2	76
Gráfico 7: Comparativo entre os custos e consumo de concreto (m³) no caso 2	76
Gráfico 8: Sobreposição da curva de custos sobre a curva de projeção (cargas de corte x frequência).....	77
Gráfico 9: Porcentagem por grupo de corte no custo	78
Gráfico 10: Carga do pilar x custo - caso 2	79
Gráfico 11: Relação custo/KN x carga do projeto original caso 2.....	80
Gráfico 12: Relação custo/KN x carga do projeto hélice contínua caso 2.	80
Gráfico 13: Relação custo/KN por carga otimizado para as duas propostas de otimização no caso 2.....	81
Gráfico 14: Relação custo/KN por carga sapatas x propostas – caso 1.....	82

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Sapatas isoladas típicas do caso 01: Projeto estrutural biblioteca central.	25
Figura 2: Parte da PLAN_EST: Planilha de análise estatística.....	37
Figura 3: PLAN_D&Q: Planilha de cálculo capacidade de carga	38
Figura 4: Parte da PLAN_AUX: Planilha Auxiliar	39
Figura 5 - Parte da PLAN_RESULT: Planilha de análise dos resultados	40
Figura 6: Sequência de eventos associados as planilhas	41
Figura 7: Ex. Volume de concreto por diâmetro de estaca e profundidade em agrupamento de estacas.	45
Figura 8: Esquema bloco de coroamento com 1 estacas	48
Figura 9: Esquema bloco de coroamento com 2 estacas	48
Figura 10: Esquema bloco de coroamento com 3 estacas	46
Figura 11: Esquema bloco de coroamento com 4 e 5 estacas	46
Figura 12: Esquema bloco de coroamento com 4 e 5 estacas	47
Figura 13: Fragmento: Custo em cada diâmetro e profundidade para execução de 5 estacas + bloco	83

LISTA DE SIGLAS

ABNT – Associação brasileira de normas técnicas.

CREA – Conselho Regional de Engenharia e Arquitetura.

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística.

NBR – Norma Brasileira

NDP – Referente ao tipo de estrutura da fundação: N: número de estacas; D: diâmetro da estaca; P: profundidade.

Nspt – Número de golpes obtido na sondagem SPT na cota referida.

RL – Resistência lateral: Aquela atribuída ao fuste da estaca – parcela da resistência da estaca que é suportada pelo seu atrito lateral

RP – Resistência de ponta: Aquela atribuída a ponta da estaca – parcela da resistência da estaca que é suportada pela ponta.

SEDOP – Secretaria de estado de desenvolvimento urbano e obras públicas

SPT – Ensaio de penetração padrão, do inglês: *Standard Penetration Test*.

UNIFAP – Universidade Federal do Amapá.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	15
1.1 OBJETIVOS	17
1.1.1 Objetivos gerais	17
1.1.2 Objetivos específicos	18
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	19
2.1 MÉTODO ESTATÍSTICO DE DISTRIBUIÇÃO DE FREQUÊNCIAS.....	19
2.2 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO E INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS	20
2.2.1 Sondagem <i>Standard Penetration Test</i>	21
2.2.2 Classificação Dos Solos.....	22
2.3 TIPOS DE FUNDAÇÃO	23
2.3.1 Fundações Diretas (Rasas)	24
2.3.2 Fundações Indiretas (Profundas) – Fundações Por Estacas	25
2.3.3 Blocos De Coroamento	28
2.3.4 Escolha do tipo de fundação	28
2.4 CAPACIDADE DE CARGA OU CARGA ADMISSÍVEL DA ESTACA.....	29
2.4.1 Capacidade de carga: Método Décourt Quaresma.....	30
2.4.2 Carga admissível de catálogo	32
3. CARACTERIZAÇÃO DOS OBJETOS DO ESTUDO	34
4. MATERIAIS E MÉTODOS	37
4.1 DESCRIÇÃO DO ROTEIRO DE CÁLCULO	41
4.1.1 Cálculo estatístico da frequência das cargas	43
4.1.2 Cálculo de todas as cargas admissíveis	44
4.1.3 Extrair diâmetros e profundidades nos cortes estatísticos.....	45
4.1.4 Escolher as profundidades e diâmetros padrão de trabalho	46
4.1.5 Ajustes finais, calculando o menor custo.....	47
4.1.6 Dimensionamento dos blocos de coroamento	47
4.1.7 Estimativa dos custos de execução	47

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES	48
5.1 CASO1 – BIBLIOTECA	48
5.1.1 Resultados da Sondagem	48
5.1.2 Estatística da frequência das cargas	50
5.1.3 Carga admissível pelo Método Décourt & Quaresma	52
5.1.4 Diâmetros e profundidades	53
5.1.5 Resultados finais	55
5.2 CASO 2 – EDIFÍCIO	59
5.2.1 Resultados da Sondagem	59
5.2.2 Estatística da frequência das cargas	61
5.2.3 Carga admissível pelo Método Decourt & Quaresma	63
5.2.4 Diâmetros e profundidades	63
5.2.5 Resultados finais	68
5.3 CONSIDERAÇÕES SOBRE OS BLOCOS DE COROAMENTO	71
5.4 CONSIDERAÇÕES SOBRE DADOS DAS SONDAGENS	72
5.5 COMPARAÇÕES COM AS FUNDAÇÕES ORIGINAIS	74
5.6 ANÁLISES GRÁFICAS	77
5.6.1 Analisando o método estatístico de escolha dos cortes em relação aos custos encontrados	77
5.6.2 Custo absoluto por carga	79
5.6.3 Custos relativos do caso 2	79
5.6.4 Consumo relativo caso 1	81
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS	84
6.1 ADEQUABILIDADE DAS FUNDAÇÕES RASAS (SAPATAS E BLOCOS)	84
6.2 ADEQUABILIDADE DAS FUNDAÇÕES PROFUNDAS (HÉLICE CONTÍNUA E ESTACAS ESCAVADAS)	84
6.3 PROVAS DE CARGA E OUTROS ENSAIOS PARA FUNDAÇÕES PROFUNDAS	85
6.4 INTERAÇÃO FUNDAÇÃO-ESTRUTURA	85
6.5 EFICIÊNCIA DE GRUPO, EFEITO DE GRUPO E RECALQUE	86

6.6 ECONOMIA E VIABILIDADE	86
7. CONCLUSÃO	87
8. BIBLIOGRAFIA	90
9. ANEXOS	92

1. INTRODUÇÃO

Em um projeto de fundações um dos principais objetivos do engenheiro civil para garantir a vida útil e segurança de uma obra é projetar e certificar-se que haja estruturas vinculadas capazes de transmitir os esforços dinâmicos e estáticos de forma segura até o solo.

Os engenheiros, especialmente os que estudam e projetam as fundações, da mesma forma também devem preocupar-se com as condições geológicas do solo para que suportem essas cargas. Portanto, uma das primeiras necessidades do engenheiro na concepção de uma estrutura de fundação segura é conhecer as características geológicas e geotécnicas onde a obra será locada e as condições do seu entorno. Quanto mais informações dispuser sobre essas características, mais municiado estará para conceber um projeto seguro de fundação escolhendo entre as diferentes técnicas executivas, podendo então levar em conta o tão sensível fator custo e outros determinantes. Por fim, sua escolha baseada na segurança poderá indicar o tipo de fundação mais viável economicamente e adequado a superestrutura.

A escolha de um tipo de fundação que agregue em si, segurança, disponibilidade, adequabilidade e economia nem sempre é uma tarefa fácil para quem navega nos limites de algum desses fatores. Por vezes a decisão é balizada pelo fator disponibilidade primeiro, pois nem sempre tecnologias mais econômicas ou adequadas estão disponíveis na região. O fator adequabilidade é referente a real aplicabilidade do método ideal, ou seja; as vezes a solução mais econômica, disponível ou até podendo não se adequar idealmente a superestrutura ou então impraticável devido as condições do seu entorno.

Custo e segurança são fatores extremamente sensíveis na indústria da construção civil. Ambos implicam sérios prejuízos quando não equacionados de maneira correta. Apesar de os custos relativos das fundações serem percentualmente baixos em relação ao custo total da obra, a fundação está literalmente assentada sobre material heterogêneo, dinâmico e de certa forma passível da imprevisibilidade como é próprio do comportamento da crosta terrestre. Pode-se, portanto transformar o relativo baixo custo da fundação em elevada oneração no caso de falha como as causadas por má escolha do tipo de fundação, má interpretação ou execução da sondagem.

“Não se erra se dissermos que, dentro da Engenharia Civil, a especialização em fundações é a que requer maior vivência e experiência”. Ou seja, somente com experiência somada as melhores e adequadas informações geotécnicas se pode realmente garantir a parceria entre economia e segurança. (VELOSO & LOPES, 2010)

Quando a escolha for estacas seja hélice contínua, ou escavada mecanicamente, cravada, ou qualquer sistema que entre na equação a escolha do número de estacas, diâmetro e profundidade, notadamente amplia-se o número de possibilidades de combinações ao ponto de muitas vezes a escolha dessa combinação se tornar arbitrária, verificando-se depois com a capacidade de carga do solo se essa combinação se comporta adequadamente as cargas solicitadas.

Os projetos das fundações são os primeiros a serem executados na obra e precisam de informações de entrada de todos os outros projetos, muitas vezes não são analisados em profundidade, gerando custo adicional, devido a sua não otimização. (CARVALHO, VAZ, & PEREIRA, 2014)

Existe pouca literatura referente a método direto de escolha de combinações eficientes de diâmetro, número de estacas e profundidade: Notamos que os estudos partem do princípio que essas escolhas já foram feitas, como escreveu Carlos, Vaz e Pereira (2014): Como boa prática de projetos de fundações profundas, é recomendável que, considerando todos os aspectos apresentados, se identifique as soluções aplicáveis ao caso em estudo, relacionando os diâmetros e respectivas cargas nominais de trabalho compatíveis com a magnitude de cargas atuantes.

Também como descrito por Cintra & Aoki (2010), feita a opção por determinado tipo de estaca, essa escolha já inclui a definição do diâmetro.

Neste trabalho propõe-se estudos de caso entre uma fundação rasa em obra pública já executada frente a duas opções de fundações profundas como alternativas: Estaca hélice contínua e estacas mecanicamente escavadas e em uma segunda obra, neste caso privada e em fase de projeto: estacas mecanicamente escavadas tipo trado e hélice contínua, aplicando uma otimização das escolhas de diâmetro, profundidade e número de estacas por bloco, adotando uma abordagem prática e criteriosa no auxílio frente a definição destes parâmetros.

Porém a busca pelo diâmetro das estacas, profundidade e agrupamento ideal pautados apenas pela economia e precisão não se aplica na realidade do canteiro, onde se busca também a eficiência, velocidade e segurança.

Para isso, corroborando também o que já foi dito por Veloso & Lopes (2010), quanto a experiência do engenheiro de fundações, decisões são tomadas pautadas em diversos critérios que certamente são levados em conta pelo engenheiro experiente.

A praticidade do canteiro de obras nos leva a pensar em projetos também de execução facilitada, fugindo de demasiadas especificações particulares a cada elemento buscando o máximo de padronizações possíveis.

1.1 OBJETIVOS

Otimizar dois projetos de fundações em relação ao consumo de concreto, com auxílio de ferramenta computacional de modo a garantir agilidade na análise sem deixar de levar em consideração aspectos técnicos que envolvem tal estudo.

1.1.1 Objetivos gerais

Este trabalho busca analisar as escolhas de fundações de dois tipos de obras sendo elas uma pública e outra privada, onde as escolhas já estavam definidas em projetos que se dão respectivamente por sapatas (fundações rasas ou diretas) e outra por estacas escavadas e tubulão (fundações indiretas ou profundas), onde através de estudo para otimização de projeto de fundações poderia optar-se ou não por outra alternativa de fundações, tendo como proposta inicial fundações em estacas do tipo hélice contínua monitorada por computador e estacas escavadas do tipo broca.

1.1.2 Objetivos específicos

- a) Desenvolver uma ferramenta de cálculo baseada em metodologias existente de cálculo de capacidade de carga pelo método Décourt & Quaresma para fins práticos de tomada de decisão na definição de diâmetros, profundidades e número de estacas por bloco de coroamento; focado em otimização de custos e racionalização do processo de escolha, e melhor padronização possível.
- b) Dimensionar o projeto por dois tipos de fundação, utilizando o método Decourt-Quaresma e levando em consideração o relatório de sondagem..
- c) Ponderar quanto aos critérios técnicos que norteiam na escolha entre estes tipos de fundação, observando a segurança, economia, adequabilidade e disponibilidade.
- d) Estimar os custos dos tipos de fundação concorrentes
- f) Traçar um perfil de viabilidade na execução dessas duas fundações profundas em obras desse porte na realidade atual do mercado.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 MÉTODO ESTATÍSTICO DE DISTRIBUIÇÃO DE FREQUÊNCIAS

Para o desenvolvimento das planilhas para otimização foi utilizado o Microsoft Excel que apresenta boas soluções com funções matriciais e estatísticas.

Apesar do grande auxílio fornecido pelos pacotes estatísticos e pelo Excel, é necessário ter um conhecimento teórico sólido para saber qual técnica estatística utilizar para resolver um problema, além de saber analisar e interpretar os resultados obtidos. (...) Conceito de amostra: subconjunto da população de interesse (..) Conceito de estatística: medida numérica que descreve alguma característica da amostra. Em um estudo estatístico, temos como maior interesse conhecer o comportamento da(s) variável(eis) presentes no estudo. Isto se torna fácil quando se organiza as respostas da variável em uma distribuição de frequências. Mas, o que é uma distribuição de frequências? Frequência absoluta ou simplesmente frequência (f): é o nº de vezes, que cada dado aparece na pesquisa. Frequência relativa ou percentual (fr): é o quociente da frequência absoluta pelo número total de dados. Esta frequência pode ser expressa em porcentagem. O valor de ($fr \times 100$) é definido como fr (%). (FERREIRA, 2015)

Trazendo as técnicas estatísticas para o nosso trabalho, como descrito por Ferreira (2015), quando estamos analisando uma variável quantitativa contínua, é comum os valores não se repetirem. Se construirmos uma distribuição de frequências (...) ela ficará muito extensa e não atingiremos o objetivo de resumir o conjunto de dados. Nestes casos, é conveniente agrupar os dados em intervalos de classes. O mesmo procedimento pode ser feito quando a variável for quantitativa discreta e apresentar um número grande de dados, mas com valores com pouca repetição.

Isso remete aos nossos dados de carga que são extensos e de baixa repetição, portanto agruparemos em 10 classes de cargas para a análise de frequência.

2.2 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO E INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

Todo e qualquer estudo inicial que levará a decisão por um tipo de fundação profunda passa inicialmente pela análise do solo a que esta obra será assentada, seja em grau de observação e experiência, seja em elevado nível de detalhamento das condições geotécnicas do subsolo.

Segundo Schnaid & Odebrecht (2012) no Brasil o custo de sondagem de reconhecimento varia de 0,2% a 0,5% do custo total de obra convencional.

Tamanha é a heterogeneidade do solo do planeta somado as condições físicas a que fica exposto que tornaria essa missão desproporcionalmente extensa e praticamente impossível de caracterizar todas as variações possíveis. Buscou-se ao longo da evolução dos estudos geotécnicos inúmeras correlações paramétricas e métodos empíricos para serem empregados para caracterizar um solo pelo parâmetro de outros estudados.

Contudo conseguiu-se chegar a aproximações cada vez mais satisfatórias, porém com ressalvas de diversos autores sobre a universalidade da aplicação dessas correlações: Correlações paramétricas nada mais é do que um valioso receituário de correlações paramétricas simples. Estas correlações assumem grande importância prática, tendo em vista que ainda a maioria das obras é projetada e executada sem apoio de ensaios laboratoriais. Não se deve jamais esquecer que a precisão e validade das mesmas dependem do tipo de solo e da região geológica para as quais os estudos e as correlações foram estabelecidos. Disto vale lembrar que correlações devem ser utilizadas com muita cautela e como informação preliminar. Cada solo traz consigo suas nuances regionais e a melhor recomendação seria aferi-las para região geotécnica em estudo. (BERBERIAN, 2015)

Para obter o conhecimento dessas condições do solo importa em levar em conta as ressalvas acima. Para essa caracterização, diversos testes e análises foram desenvolvidas com pesquisa invasiva do subsolo:

- a) SPT: *Standard penetration test*
- b) SPTT: *Standard penetration test* com teste de torque.
- c) CPTu: Ensaio de piezocone

- d) CPT: *Cone penetration test*. Ensaio de penetração de cone.
- e) DPL: *Dinamic probe light*. Ensaio de penetração leve
- f) DMT: Ensaio de dilatômetro de plano
- g) Vane Test: Ensaio de palheta
- h) Ensaio pressiômetro

Como pode-se observar, uma variedade de métodos estão disponíveis para a caracterização do subsolo de uma obra. Notadamente o SPT é obrigatório, mais econômico e mais difundido dos ensaios e sendo este o que foi executado nos empreendimentos em estudo.

2.2.1 Sondagem *Standard Penetration Test*

O ensaio tradicionalmente conhecido como SPT vem do inglês “*Standard penetration test*”, e tem seus procedimentos normatizados pela NBR 6484 de outubro de 2020. As normas brasileiras (NBR) são oriundas da ABNT que é a Associação Brasileira das Normas Técnicas em diversas áreas do conhecimento. Cabe ressaltar que a NBR vigente a época de projeto e execução da obra no caso 1 era NBR 6484:2001.

O ensaio SPT constitui-se em uma medida de resistência dinâmica conjugada uma sondagem de simples reconhecimento. Ele serve como indicativo da densidade de solos granulares e é aplicado também na identificação da consistência de solos coesivos e mesmo de rochas brandas. Métodos rotineiros de projeto de Fundações diretas e profundas usam sistematicamente os resultados do SPT especialmente no Brasil. As vantagens desse ensaio com relação aos demais são: simplicidade do equipamento, baixo custo e obtenção de um valor numérico de ensaio que pode ser relacionado por meio de propostas não sofisticadas, mais diretas, com regras empíricas de projetos. (SCHNAID & ODEBRECHT, 2012)

2.2.2 Classificação Dos Solos

2.2.2.1 Classificação do solo quanto ao NSPT

No anexo A da (ABNT/NBR-6484, 2001) contém um informativo na qual se pode usar como parâmetro para a classificação do solo de acordo com o NSPT obtido na sondagem. (tabela 1)

Tabela 1: Tabela dos estados de compactidade e consistência

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação ¹⁾
Areias 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)
	> 19	Dura (o)

Constava na norma (ABNT/NBR-6484, 2001) e ainda consta na norma (ABNT/NBR-6484, 2020) orientação sobre a elaboração do perfil geológico-geotécnico da sondagem e maneira de aplicar a nomenclatura levando em conta:

Granulometria, plasticidade, cor, origem: solos residuais, transportados: coluvionares, aluvionares, fluviais, marinhos e aterros.

Recomenda ainda a separação nos grandes grupos: solos grossos (areia e pedregulhos), solos finos (siltes e argilas).

Considera: exame visual, tátil e orienta para nomenclatura com relação as cores e sobre presença de mica; a origem dos solos e em casos de solos residuais.

Toda essa descrição deve ser feita para cada metro de sondagem e amostra retirada.

2.2.2.2 Relatório definitivo

De acordo com o (ABNT/NBR-6484, 2001), o relatório definitivo deve ser feito e assinado por profissional devidamente registrado no CREA onde deve constar diversas informações pertinentes, dentre elas as que relatam o estado de compacidade e consistência do solo e o índice de resistência a penetração de metro em metro para cada furo de sondagem.

No caso em estudo os relatórios de sondagem da obra pública estão no anexo 2 do presente trabalho, e serão utilizados como parâmetro para estudo de otimização. A tabela com registros do NSPT da sondagem do caso 2 está no anexo 3 deste trabalho.

2.3 TIPOS DE FUNDAÇÃO

A subestrutura, ou fundação, é a parte de uma estrutura composta por elementos estruturais, geralmente construídos abaixo do nível final do terreno, e que são os responsáveis por transmitir ao solo todas as ações (cargas verticais, forças do vento, etc.) que atuam na edificação. A estrutura posicionada acima e que se apoia na subestrutura é chamada superestrutura. As ações que atuam na superestrutura das edificações são transferidas na direção vertical geralmente por pilares ou paredes de concreto. Como o solo tem resistência muito inferior à do concreto do pilar, é necessário projetar algum outro tipo de elemento estrutural com a função de transmitir as ações ao solo. (BASTOS, 2019)

Há diferentes formas de agrupar os vários tipos de fundação. Uma delas leva em conta a profundidade da ponta ou base do elemento estrutural de fundação, o que dá origem a dois grandes grupos, as fundações rasas ou superficiais, como as fundações por sapatas, e as fundações profundas, como as fundações por estacas ou tubulões. Outra forma de classificar as fundações considera o modo de transferência de carga do elemento estrutural para o maciço de solo. No caso de sapatas, a carga é transmitida unicamente pela base, o que resulta na fundação direta (...) Nas estacas, como ocorre transferência de carga para o maciço de solo por atrito lateral ao longo do fuste, temos uma “fundação indireta”. (CINTRA & AOKI, 2010)

2.3.1 Fundações Diretas (Rasas)

2.3.1.1 Definição

As fundações rasas são as que se apoiam logo abaixo da infraestrutura e se caracterizam pela transmissão da carga ao solo através das pressões distribuídas sob uma base. Neste grupo incluem-se os blocos de fundação e as sapatas. (ALONSO, 2010)

2.3.1.2 Blocos

Os blocos são elementos de grande rigidez executados com concreto simples e ciclópico (portanto não armados), dimensionados de modo que as tensões de tração neles produzidas sejam absorvidas pelo próprio concreto. (ALONSO, 2010)

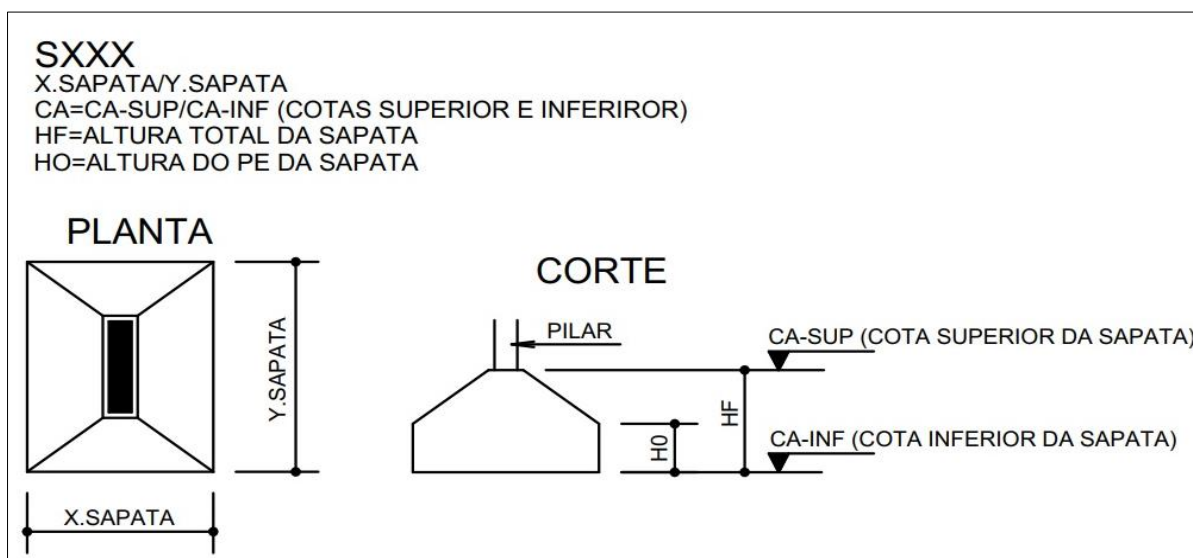
2.3.1.3 Sapatas

A norma (ABNT/NBR-6122, 2010) que trata de fundações define sapata como: “elemento de fundação superficial, de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo emprego de armadura especialmente disposta para esse fim.” A norma (ABNT/NBR-6118, 2014) que trata de estruturas de concreto define sapata como as “estruturas de volume usadas para transmitir ao terreno as cargas de fundação, no caso de fundação direta.”

Sapatas são elementos de fundação e podem ser construídos de diversas maneiras: isolada retangular é a mais comum; corrida quando uma dimensão é maior que 5 vezes a menor; isolada sob pilar de divisa; associada quando tem mais de um pilar e sapata com viga de alavanca. Podem ainda ser consideradas rígidas ou flexíveis.

No empreendimento em estudo as sapatas utilizadas foram do tipo isoladas como representadas na figura 1.

Figura 1: Sapatas isoladas típicas do caso 01: Projeto estrutural biblioteca central.



Fonte: Desenho técnico projeto biblioteca Unifap

Para cálculo e dimensionamento de sapatas, devem ser utilizados modelos tridimensionais lineares ou modelos biela-tirante tridimensionais, podendo, quando for o caso, ser utilizados modelos de flexão. (ABNT/NBR-6118, 2014)

2.3.2 Fundações Indiretas (Profundas) – Fundações Por Estacas.

Segundo Cintra & Aoki (2010), no Brasil há as fundações diretas e fundações por estaca, sendo o termo “fundações indiretas” uma nomenclatura empregada em Portugal, mas que não “pegou” no Brasil. Aqui ficamos mesmo com fundações por estacas.

2.2.2.1 Definição

As Estacas são elementos estruturais esbeltos que, colocados no solo por cravação ou perfuração, tem a finalidade de transmitir cargas ao mesmo, seja pela resistência sob sua extremidade inferior (resistência de ponta), seja pela resistência ao longo do fuste (atrito lateral), ou pela combinação dos dois. (ALONSO, 2010)

Grifamos aqui uma das principais diferenças conceituais entre fundação rasa (sapatas) e fundação indireta (profunda), o fato do atrito lateral na fundação profunda criado entre a estrutura esbelta e o solo envolvente ter significativa contribuição na resistência e suporte da superestrutura. Já nas sapatas, o peso solicitado é distribuído e todo suportado pelo solo na área da base da sapata. Tal diferenciação é tão relevante que existe verificações técnicas pela norma NBR 6122:2019 quanto a porcentagem de contribuição que a resistência de ponta tem em relação a resistência de fuste, como veremos adiante. Inclusive essa norma tem novo entendimento entre essa relação.

A NBR 6122:2010, previa que o máximo 20% da resistência admissível da estaca poderia ser suportada pela ponta da estaca e mais de 80% deveria ser suportado pelo atrito lateral (fuste). A NBR 6122:2019 atualizada é mais permissiva para a resistência de ponta podendo então chegar a 50% da resistência admissível da estaca, ou seja, RP e RL podem ser iguais, mas RP nunca pode ser maior que RL.

2.2.2.2 Estaca hélice contínua

Estacas hélice-contínua são moldadas a partir da introdução, por rotação, até a profundidade e estabelecida no projeto de um trado contínuo, constituído por uma haste metálica vazada em volta da qual se desenvolve a hélice que constitui o trado. Para evitar a entrada de água ou solo na haste durante a perfuração, a mesma é dotada de uma tampa metálica provisória, em sua extremidade inferior. Atingida a profundidade desejada, essa tampa provisória é expulsa pelo concreto, que é bombeado pela haste Central à medida que o trado vai sendo retirado, sem rotação. Nesse processo executivo, as paredes do furo estão sempre suportadas: acima da cota do concreto, pelo solo que se encontra entre as lâminas do trado e, abaixo da cota, pelo concreto que está sendo bombeado. As fases de perfuração e de concretagem ocorrem de maneira contínua e ininterrupta, o que confere ao processo alta produtividade, reduzindo-se também as vibrações e o barulho em relação as estacas cravadas convencionais. (ALONSO, 2010)

Uma das principais vantagens da utilização de estacas hélice contínua está na sua alta produtividade, comparada com outras, reduzindo o cronograma da obra, além de

permitir a sua utilização na maior parte dos maciços de solo, exceto quando ocorrem matacões e rochas ou terrenos com resistência muito elevada. Outro fator de grande importância é que as estacas hélice contínua não produzem vibração e possuem um controle de qualidade bastante desenvolvido. Seu método executivo permite que o terreno não seja desconfinado, aumentando a resistência por atrito lateral, em relação às estacas escavadas. (CARVALHO, VAZ, & PEREIRA, 2014)

2.2.2.3 Estacas escavadas mecanicamente tipo broca:

A estaca escavada é um tipo de fundação profunda moldada in loco muito comum em obras, sendo geralmente executadas por trado mecânico. A estaca escavada do tipo trado consiste em estacas cuja metodologia executiva não inclui a utilização de fluidos de estabilização ou lama bentonítica. Esse é um tipo de fundação que transmite a carga da edificação ao terreno por meio da resistência de ponta — realizada pela base ou por meio da resistência de fuste, pela superfície lateral ou por meio da combinação de ambas as resistências. A sua execução inicia-se pela perfuração do solo, no local previsto em projeto, por meio de um trado mecânico. É importante ressaltar que em caso algum há emprego de revestimento ou fluido estabilizante. Após a escavação, são preenchidas com argamassa ou concreto e podem receber armação. No caso das estacas que são solicitadas a cargas de tensão ou compressão que se limitam a 5 ou 6 MPa, podem ser executadas em concreto não armado. Entretanto, isso não se aplica à armadura mínima de ligação com o bloco. Já as estacas que suportam tensões maiores devem ser armadas impreterivelmente. (APL, 2021)

A técnica de construção das estacas escavadas tem a vantagem de, além de não produzir vibrações no solo, permitir uma grande mobilidade, versatilidade e produtividade. Entretanto, a aplicação em solos não coesivos necessita da utilização de fluido estabilizante, encarecendo o procedimento. (CARVALHO, VAZ, & PEREIRA, 2014)

2.3.3 Blocos De Coroamento

Bloco estrutural que transfere a carga dos pilares para os elementos de fundação profunda. (ABNT/NBR-6122, 2019)

Blocos de coroamento são elementos estruturais com a função de distribuir as cargas provenientes dos pilares para as estacas. Não confundir com fundações por blocos – que não são armados. Os blocos de coroamento de estacas preveem armaduras de aço.

Blévy (1967) realizou ensaios em blocos sobre duas, três e quatro estacas, a fim de analisar o estado de formação de fissuras e o estado limite último, verificando a aplicabilidade da teoria das bielas para esses elementos estruturais. (OLIVEIRA, 2009)

Para os blocos rígidos, o método mais apropriado baseia-se nos modelos de biela e tirante. Nos blocos rígidos, não se aplica diretamente a teoria de flexão, devendo-se recorrer a outras formas para se calcular a armadura principal de tração. A NBR 6118 (2003) sugere a utilização de modelos de biela e tirante, pelo fato destes definirem melhor a distribuição dos esforços pelos tirantes. (ALVA, 2007)

2.3.4 Escolha do tipo de fundação

A escolha de uma fundação para uma determinada construção só deve ser feita após constatar que a mesma satisfaz as condições técnicas e econômicas da obra em apreço. Para tanto devem ser conhecidos os seguintes elementos: proximidade dos edifícios limítrofes bem como seu tipo de fundação e estado da mesma; natureza e características do subsolo no local da obra; grandeza das cargas a serem transmitidas a fundação e limitação dos tipos de fundações existentes no mercado. O problema é resolvido por eliminação, escolhendo-se, entre os tipos de fundação existentes, aqueles que satisfaçam tecnicamente ao caso em questão. A seguir é feito um estudo comparativo de custos dos diversos tipos selecionados, visando, com isso, escolher o mais econômico. (ALONSO, 2010)

Para a escolha dos diâmetros e profundidades Cintra & Aoki (2010) explicam 3 procedimentos usuais: 1ª. Metodologia: Escolher a diâmetro, buscar a carga de catálogo, aplicar fator de segurança e por tentativas procurar o comprimento da estaca. 2ª. Metodologia: Limitar a profundidade, calcular a capacidade de carga, aplicar fator de segurança e chegar à carga admissível. 3ª. Metodologia: Buscar as cotas de parada conforme o NSPT. Calcular as capacidades de carga e carga admissível para cada limite de parada.

Nesse procedimento descrito por Cintra & Aoki (2010) é que vamos interferir para buscar a otimização desse processo.

2.4 CAPACIDADE DE CARGA OU CARGA ADMISSÍVEL DA ESTACA

A carga de ruptura de um elemento de fundação pode ser determinada por meio da teoria clássica de capacidade de suporte, ou seja, postulado um mecanismo de ruptura, calcula-se a pressão última com base nos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo. Essa abordagem é amplamente utilizada para Fundações superficiais em que o ângulo de atrito interno do solo é relacionado aos coeficientes de capacidade de carga N_c , N_q e N_γ . (SCHNAID & ODEBRECHT, 2012).

A teoria de capacidade de suporte aplicada a fundações profundas não é, porém, empregada com frequência na prática brasileira, contrariamente à prática inglesa. Como valor de N_q é sensível a um ângulo de atrito, relativamente pequeno na estimativa do ângulo de atrito representará um erro significativo na estimativa de N_q . Somam-se a isso as dificuldades na estimativa de ângulo de atrito, em razão dos efeitos de instalação da estaca. (SCHNAID & ODEBRECHT, 2012) apud (AOKI VELLOSO, 1975); (DÉCOURT; QUARESMA, 1978).

Nas estacas, já é mais comum o uso de prova de carga para se estimar a capacidade de carga. (...) Normalmente, a estimativa da capacidade de carga de uma estaca, com base em métodos análogos ao de Terzaghi, não conduz a resultados satisfatórios (ALONSO, 2010). Considera o autor que as fórmulas empíricas são de uso mais corrente, expondo a seguir os métodos de Aoki Velloso 1978 -1982 e 1987.

Os autores Schnaid & Odebrecht (2012) dizem que o método estatístico de Décourt & Quaresma, segundo os próprios autores, possui um processo para estimativa da

capacidade de carga de ruptura baseado exclusivamente em resultados de pesquisa de SPT. Desenvolvido para estacas pré-moldadas de concreto, o método foi posteriormente estendido a outros tipos de estaca – escavadas em geral, hélice contínua e injetadas.

Com essas considerações optamos por escolher para os cálculos da capacidade de carga tanto nas estacas hélice-contínua quanto nas estacas escavadas o método Décourt & Quaresma.

Contudo existem outros métodos de cálculo tanto empíricos como semi-empíricos, tais como: Aoki Veloso (1975), modificado por Monteiro; método Antunes Cabral (1996); Cabral (1996); Brasfond (1991); entre outros.

2.4.1 Capacidade de carga: Método Décourt Quaresma

Descreveremos o método Décourt Quaresma (1978) com explicado por (CINTRA & AOKI, 2010): As parcelas resistentes (R_L e R_P) da capacidade de carga (R) de um elemento de fundação por estacas são expressos por:

$$R_L = r_L UL \quad (1)$$

e

$$R_P = r_P \cdot A_P \quad (2)$$

A estimativa da tensão do atrito lateral r_L é feita com o valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste (N_L) de acordo com uma tabela apresentada pelos autores sem nenhuma distinção quanto ao tipo de solo.

No cálculo de N_L adotam os limites $N_L \geq 3$ e $N_L \leq 15$ e não consideram os valores que serão utilizados na avaliação da resistência de ponta.

Décourt (1982) transforma os valores tabelados na expressão:

$$r_L = 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \quad (4)$$

E estende o limite $N_L = 15$ para $N_L = 50$, para estacas de deslocamento e estacas cravadas com bentonita, mantendo $N_L \leq 15$ para estacas Strauss e tubulão de céu aberto.

A capacidade de carga junto a ponta ou base da estaca (r_p) é estimada pela equação:

$$r_p = CN_p \quad (5)$$

Em que:

N_p – Valor médio do índice de resistência à penetração na ponta ou base da estaca, obtido a partir de três valores: o correspondente ao nível da ponta ou base, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior; C – coeficiente característico do solo. (tabela 2)

Tabela 2: Coeficiente característico do solo C

Solo	C (Kpa)
Argila	120
Silte argiloso	200
Silte arenoso	250
Areia	400

Fonte: (SCHNAID & ODEBRECHT, 2012)

Ainda conforme (CINTRA & AOKI, 2010), Décourt e Quaresma introduz fatores α e β , respectivamente nas parcelas de resistência de ponta e lateral resultando a capacidade de carga em:

$$r = \alpha CN_p A_p + \beta 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) UL \quad (6)$$

Para a aplicação do método nas estacas escavadas com lama bentonítica, estacas escavadas em geral inclusive tubulões a céu aberto, estacas tipo hélice contínua e raiz, e estacas injetadas sob altas pressões. Os valores propostos para alfa e beta são apresentados nas tabelas 3 e 4 abaixo. método original $\alpha=\beta=1$ permanece para estacas pré-moldadas, metálicas e tipo franki.

Tabela 3: Valores da função α em função do tipo de estaca e do tipo de solo

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,30	0,85	1,00
Solos intermediários	0,60	0,60	0,30	0,60	1,00
Areias	0,50	0,50	0,30	0,50	1,00

Fonte: (SCHNAID & ODEBRECHT, 2012)

Tabela 4: Valores da função β em função do tipo de estaca e do tipo de solo

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,80	0,90	1,00	1,5	3,00
Solos intermediários	0,65	0,75	1,00	1,50	3,00
Areias	0,50	0,60	1,00	1,50	3,00

Fonte: (SCHNAID & ODEBRECHT, 2012)

2.4.2 Carga admissível de catálogo

Uma outra verificação para o estado limite último contempla exclusivamente à estaca, cada tipo particular, sem levar em conta o aspecto geotécnico. Se consideramos uma espécie de tensão admissível do material da estaca a sua multiplicação pela área da seção transversal do fuste resulta uma carga admissível da estaca. (...) Na prática de projeto, como a carga de catálogo é definida inicialmente, ela passa a representar o limite superior para a carga admissível da fundação. (CINTRA & AOKI, 2010)

Compilamos segundo Cintra & Aoki (2010) as cargas de catálogo para estacas hélice contínua (tabela 5) e estacas escavadas tipo trado (tabela 6).

Tabela 5: Carga de catálogo estaca hélice contínua

diâmetro (cm)	KN
27,5	350
30	450
35	600
40	800
42,5	900
50	1250
60	1800
70	2450
80	3200
90	4000
100	5000

Tabela 6: Carga de catálogo estaca escavada mecanicamente tipo trado

diâmetro (cm)	KN	Carga estrutural admissível
25	200	350
30	300	360
35	400	490
40	500	640
50	600	810
60	800	1000

Fonte: Falconi, Souza F. e Fígaro (1998)

3. CARACTERIZAÇÃO DOS OBJETOS DO ESTUDO

CASO 1: Obra pública: Fundações da Biblioteca da Universidade Federal da Amapá.

O objeto de estudo CASO1 é baseado nas cargas do projeto da biblioteca central da Universidade Federal do Amapá - UNIFAP. (tabela abaixo) Encontra-se em fase final de construção. Todas informações foram retiradas do projeto original e do relatório de sondagem obtidos junto a prefeitura do campus marco zero da Unifap.

Tabela 7: Cargas solicitadas em ordem crescente no caso 1

Pilares	Carga (tf)	Carga (KN)
P901	11	110
PE4	19	190
PE1	35	350
P1	48	480
P43	48	480
P4	49	490
P17	51	510
P29	51	510
P28	53	530
P16	54	540
P40	54	540
P14	58	580
P10	61	610
P39	63	630
P31	64	640
P42	70	700
PE3	71	710
PE2	75	750
P3	82	820
P27	82	820
P41	83	830
P15	85	850
P25	91	910
P37	98	980
P6	100	1000
P2	102	1020
P8	109	1090
P5	116	1160
P9	117	1170
P33	117	1170
P38	122	1220

P32	126	1260
P35	133	1330
P34	148	1480
P36	150	1500
P12	151	1510
P30	159	1590
P11	170	1700
P13	176	1760
P7	181	1810
P20	208	2080
P21	227	2270
P23	232	2320
P24	240	2400
P22	246	2460
P19	260	2600
P26	264	2640
P18	266	2660

CASO 2: Obra Privada: Edifício residencial com 16 pavimentos.

Já o objeto de estudo caso 2, trata-se de uma obra privada, as informações de local e proprietário não serão informadas pelo motivo que este estudo é para fins acadêmicos e que neste caso especificamente visa-se apenas analisar a escolha feita e propor uma nova alternativa como ferramenta de otimização preservando o estudo do projetista anterior.

Este edifício prevê 58 m de altura, 3,15 m em subsolo, 21,7 metro de largura e 29 metros de comprimento. Cargas conforme tabela abaixo:

Tabela 8: Cargas solicitadas em ordem crescente caso 2.

Pilares	Carga (tf)	Carga (KN)
PB19	19,9	199
PB01	52,9	529
PB05	56,5	565
PB11	57,1	571
PB02	58	580
PB10	67,7	677
PB06	67,8	678
PB08	69,7	697
PB03	76	760
PB07	90,2	902
PB04	101,7	1017
PB18	114	1140
PB13	116,1	1161
PB09	124,1	1241
PB15	151,6	1516
PB12	164	1640
PB14	247,8	2478
PB16	268,1	2681
PB17	294,8	2948
P10	295,8	2958
P01	304,6	3046
P03	315,5	3155
P30	343,6	3436
P05	345,8	3458
P18	368,2	3682
P13	370,7	3707
P12	391,5	3915
P16	450	4500
P09	400,9	4009
P17	421,1	4211
P11	433,4	4334
P06	452,4	4524
P14	489,9	4899
P07	498,5	4985
P08	506,7	5067
P20	515,6	5156
P21	569,3	5693
P22	629	6290

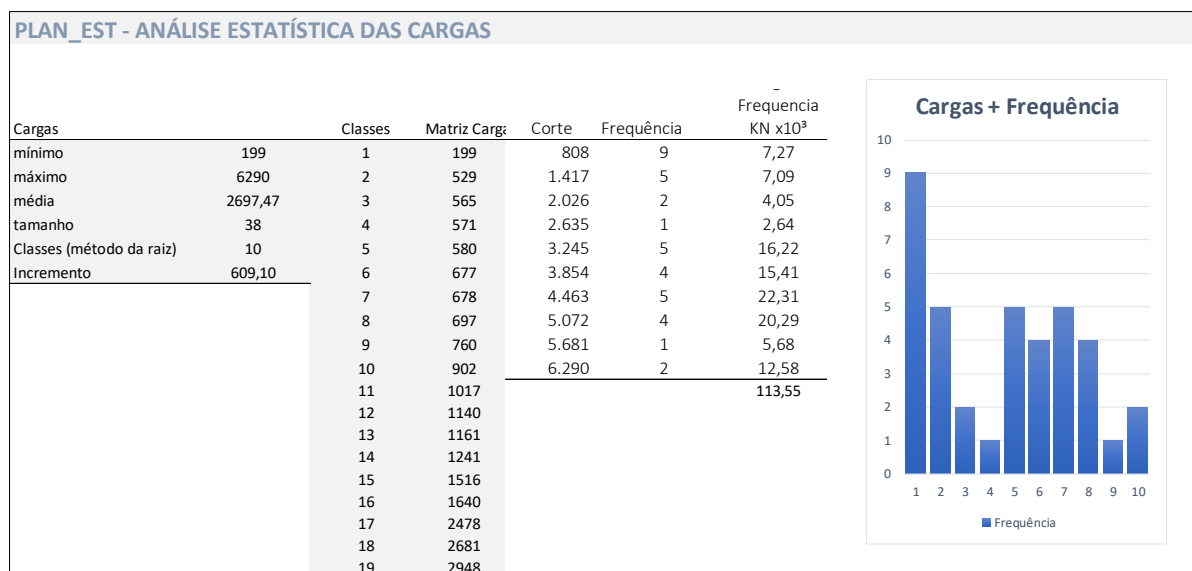
4. MATERIAIS E MÉTODOS

Atualmente, uma empresa que sabe usar os dados a seu favor tem inúmeras vantagens competitivas. De um lado, essa companhia *data-driven* (orientada por dados) consegue nortear suas decisões estratégicas com mais clareza e mais foco no cliente. Por outro lado, produz mudanças organizacionais que trazem mais agilidade e mais assertividade nos processos. (CIELO, 2021)

Para auxiliar em todos os procedimentos de cálculo desenvolvemos planilhas do Microsoft Excel 2016 combinada com análise de função matricial.

a) Planilha 1. (PLAN_EST) Analisa por métodos estatísticos, a frequência de ocorrência das cargas em agrupamentos de 10 classes.

Figura 2: Parte da PLAN_EST: Planilha de análise estatística



b) Planilha 2. (PLAN_D&Q) Desenvolvimento de planilha para calcular todas as capacidades de carga admissíveis pelo método Decourt & Quaresma em todas as cotas de sondagem e em todos os diâmetros de broca de 30cm a 100cm e em cada furo de sondagem gerando ampla matriz de dados de cargas admissíveis.

Figura 3: PLAN_D&Q: Planilha de cálculo capacidade de carga

PLAN_D&Q - CAPACIDADE DE CARGA															
Cota (m)	NSPT	α	Coefficiente característico do solo (Kpa)	β	f1	f2	Carga admissível a em 0,3m	0,35	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,00
1	12	0,3	200	1	1,3	4	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	13	0,30	200,00	1,00	1,3	4	3,11	4,23	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	27,99	34,56
3	19	0,30	200,00	1,00	1,3	4	47,95	56,81	65,92	84,87	104,81	125,74	147,66	170,58	194,48
4	31	0,30	200,00	1,00	1,3	4	94,85	111,62	128,66	163,57	199,59	236,70	274,91	314,23	354,64
5	20	0,30	200,00	1,00	1,3	4	135,56	168,32	203,99	270,69	328,32	387,10	447,05	508,17	570,44
6	23	0,30	200,00	1,00	1,3	4	185,43	225,82	268,92	363,25	468,41	584,10	707,47	800,78	895,17
7	26	0,30	200,00	1,00	1,3	4	227,22	275,67	327,14	439,17	563,29	699,50	847,81	1.005,96	1.123,78
8	28	0,30	200,00	1,00	1,3	4	261,69	314,66	370,29	489,56	619,52	760,16	911,48	1.073,48	1.246,17
9	14	0,30	200,00	1,00	1,3	4	300,18	358,18	418,46	545,85	682,35	827,97	982,69	1.146,52	1.319,47
10	16	0,30	200,00	1,00	1,3	4	338,98	401,52	465,79	599,52	740,16	887,71	1.042,17	1.203,54	1.371,83
11	14	0,30	200,00	1,00	1,3	4	366,39	433,64	502,65	645,99	796,39	953,87	1.118,41	1.290,02	1.468,69
12	15	0,30	200,00	1,00	1,3	4	396,94	469,42	543,70	697,70	858,91	1.027,35	1.203,02	1.385,91	1.576,03
13	17	0,30	200,00	1,00	1,3	4	425,06	502,50	581,82	746,13	917,97	1.097,36	1.284,28	1.478,75	1.680,75
14	16	0,30	200,00	1,00	1,3	4	454,04	536,45	620,78	795,22	977,35	1.167,18	1.364,71	1.569,93	1.782,85
15	16	0,30	200,00	1,00	1,3	4	494,64	585,61	679,00	873,10	1.076,94	1.290,51	1.513,83	1.746,88	1.989,68
16	30	0,30	200,00	1,00	1,3	4	548,52	653,14	761,52	989,60	1.232,76	1.491,00	1.764,32	2.052,72	2.356,19
17	50	0,30	200,00	1,00	1,3	4	602,40	720,67	844,04	1.106,10	1.388,58	1.691,49	2.014,81	2.358,55	2.722,71
18	50	0,30	200,00	1,00	1,3	4	668,37	800,39	938,29	1.231,77	1.548,81	1.889,41	2.253,57	2.641,29	3.052,58
19	50	0,30	200,00	1,00	1,3	4	751,63	897,51	1.049,29	1.370,52	1.715,31	2.083,66	2.475,58	2.891,05	3.330,09
20	50	0,30	200,00	1,00	1,3	4	809,43	960,01	1.115,06	1.438,59	1.780,03	2.139,37	2.516,63	2.911,79	3.324,85
21	14	0,30	200,00	1,00	1,3	4	869,36	1.025,38	1.184,59	1.512,55	1.853,23	2.206,63	2.572,75	2.951,60	3.343,18
22	17	0,30	200,00	1,00	1,3	4	929,28	1.090,76	1.254,12	1.586,50	1.926,42	2.273,88	2.628,88	2.991,42	3.361,50
23	17	0,30	200,00	1,00	1,3	4	964,47	1.133,46	1.304,81	1.654,57	2.013,76	2.382,37	2.760,41	3.147,88	3.544,76
24	26	0,30	200,00	1,00	1,3	4	997,30	1.172,04	1.349,21	1.710,86	2.082,25	2.463,38	2.865,19	3.254,85	3.665,19
25	19	0,30	200,00	1,00	1,3	4	1.037,90	1.221,20	1.407,43	1.788,74	2.181,84	2.586,71	3.003,36	3.431,80	3.872,01
26	30	0,30	200,00	1,00	1,3	4	1.065,08	1.249,33	1.435,50	1.813,62	2.199,43	2.592,94	2.994,15	3.403,05	3.819,65
27	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

c) Planilha 3. (PLAN_AUX) Desenvolvimento de planilha auxiliar onde analisa as matrizes da planilha 1 e 2 com todas opções de capacidade de carga projetando custos para os diversos número de estacas em cada faixa de classe calculada na planilha 1.

Figura 4: Parte da PLAN_AUX: Planilha Auxiliar

Distribuição das capacidades de carga viáveis										PLAN_AUX										Distribuição dos Valores										%acréscimo m³		20%	
Escolha carga em KN										3245										Preço m³ estaca										R\$ 822,82			
Tolerância precisão ex: 30%										100%										Preço m³ bloco										R\$ 850,16			
Intervalo Cap. Carga										540,83 1081,67										Preço escavação													
																				Diâmetro (m)													
																				Volume do Bloco													
																				R\$ 30,00 R\$ 35,00 R\$ 40,00 R\$ 50,00 R\$ 60,00 R\$ 70,00 R\$ 80,00 R\$ 90,00 R\$ 100,00													
																				2,13 3,20 4,58 8,42 13,98 21,57 31,50 44,09 59,64													
CARGAS ADMISSÍVEIS QUE SUPORTAM A CARGA INFORMADA																				PROJEÇÃO DE CUSTOS (R\$) OU VOLUME (m³)													
Carga admissível a																																	
cota/diâmetro																																	
em 0,3m																																	
0,35 0,4 0,5 0,6 0,7 0,8 0,9 1																																	
1																																	
2																																	
3																																	
4																																	
5																																	
6																																	
7																																	
8																																	
9																																	
10																																	
11																																	
12																																	
13																																	
14																																	
15																																	
16																																	
17																																	
18																																	
19																																	
20																																	
21																																	
22																																	

d) Planilha 4. (PLAN_RESULT) Desenvolvimento de planilha que calculará a mais econômica composição de diâmetro, nº de estacas e profundidade pelo critério economia e volume de concreto a partir dos dados sintetizados da planilha 3.

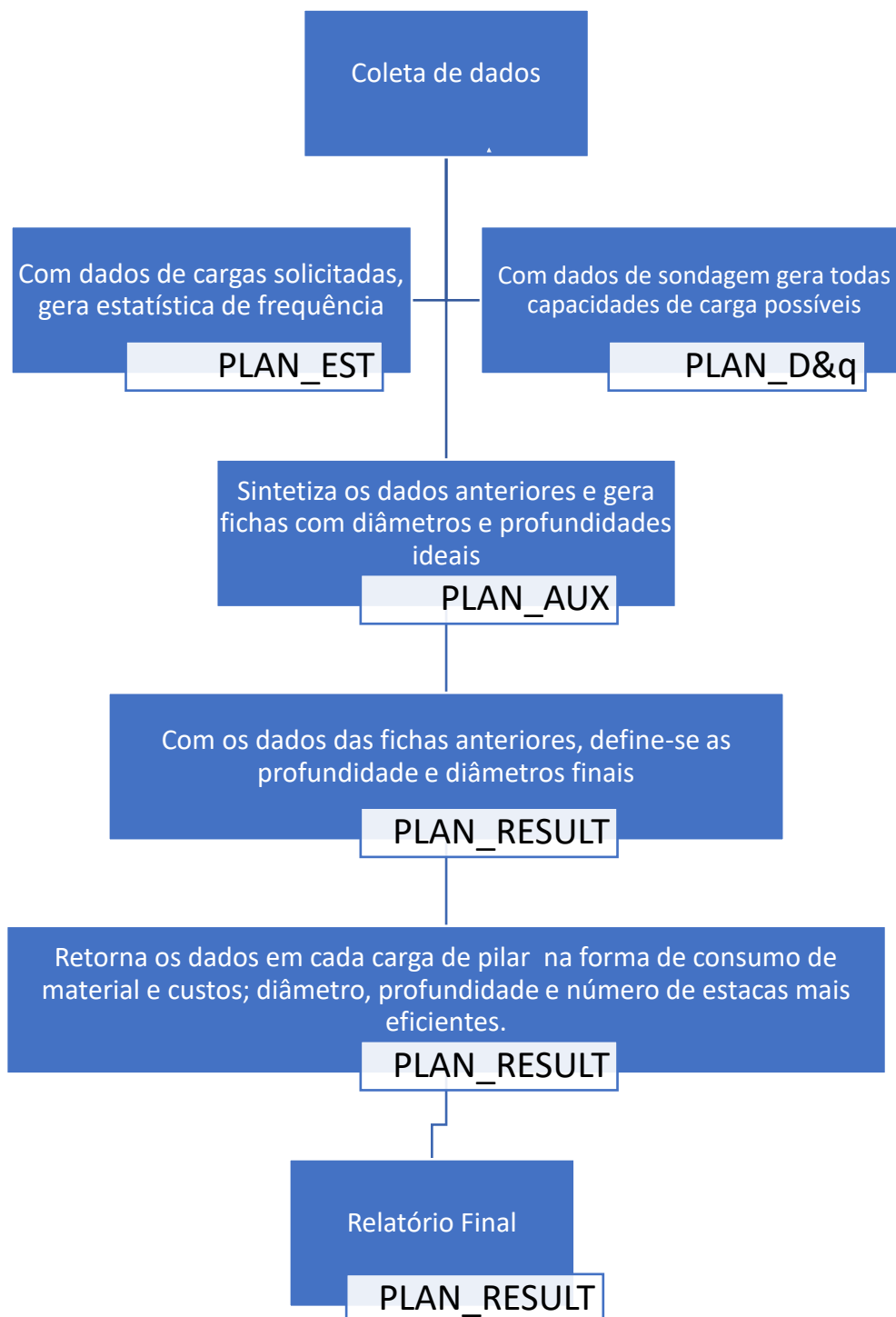
Figura 5 - Parte da PLAN_RESULT: Planilha de análise dos resultados

PLAN_RESULT - ANÁLISE E ESCOLHA DE COMBINAÇÕES ECONÔMICAS DE ESTACAS													
INFORMAÇÕES PRELIMINARES			RESULTADOS:										
Valor m³ concreto bloco		R\$ 650,16	n.º estacas		137,00								
Maximo de estaca por pilar		6	metros escavados		1.728,00		m³ Estaca		6 Diâmetros diferentes				
Valor m³ concreto		R\$ 622,50	m³ Total		583,07		m³ Blocos		7 Tipos de blocos				
Sobreconsumo concreto		1	Valor Estacas (Sem execução)		268.822,47		4 Profundidades						
INFORMAÇÕES			Total com Bloco		445.435,67		14 Conjuntos blocos/estacas diferentes						
			Informações dos Pilares				Profundidade da estaca (m)	RESULT					
Sondagem (por área de influ	*Código da Área de Influência		PILARES	Furo de Sondagem	CARGA (tf)	CARGA (KN)	Profundidad e da estaca (m)	Número de estacas	Ø	Total (m) escavado	m³ concreto Estaca (m³)	m3 concreto Bloco (m³)	Total de concreto (m³)
310			PB19	SP03	19,9	199,00	10	1	0,40	10	1,26	0,17	1,43
113			PB01	SM01	52,9	529,00	13	1	0,40	13	1,63	0,17	1,81
113			PB05	SM01	56,5	565,00	13	1	0,40	13	1,63	0,17	1,81
310			PB11	SP03	57,1	571,00	10	1	0,50	10	1,96	0,29	2,26
113			PB02	SM01	58	580,00	13	1	0,40	13	1,63	0,17	1,81
310			PB10	SP03	67,7	677,00	10	2	0,40	20	2,51	0,48	2,99
113			PB06	SM01	67,8	678,00	13	1	0,50	13	2,55	0,29	2,85
210			PB08	SP02	69,7	697,00	10	2	0,40	20	2,51	0,48	2,99
113			PB03	SM01	76	760,00	13	1	0,50	13	2,55	0,29	2,85
115			PB07	SM01	90,2	902,00	15	1	0,50	15	2,95	0,29	3,24
113			PB04	SM01	101,7	1.017,00	13	2	0,40	26	3,27	0,48	3,75
310			PB18	SP03	114	1.140,00	10	2	0,50	20	3,93	0,85	4,78
317			PB13	SP03	116,1	1.161,00	17	2	0,40	34	4,27	0,48	4,75
110			PB09	SM01	124,1	1.241,00	10	2	0,50	20	3,93	0,85	4,78
215			PB15	SP02	151,6	1.516,00	15	3	0,40	45	5,65	1,46	7,11
210			PB12	SP02	164	1.640,00	10	4	0,40	40	5,03	2,07	7,09
215			PB14	SP02	247,8	2.478,00	15	5	0,40	75	9,42	2,07	11,49
210			PB16	SP02	268,1	2.681,00	10	5	0,50	50	9,82	3,74	13,56

4.1 DESCRIÇÃO DO ROTEIRO DE CÁLCULO

Para sintetizar o caminho percorrido para a obtenção da otimização pelas planilhas resumimos na figura 6 abaixo.

Figura 6: Sequência de eventos associados as planilhas



Objetivando definir diâmetros e número de estacas por bloco de coroamento e profundidades, focado em otimização de custos e racionalização do processo de escolha, desenvolvemos a partir de análises estatística e cálculos matriciais com planilha, uma série de passos que levam a melhor opção possível.

Será chamado aqui essas características da estrutura como Bloco + número de estacas + diâmetros das estacas + profundidade pelas iniciais NDP. Trataremos essa estrutura como conjunto NDP

Corriqueiramente o engenheiro analisa a carga solicitada, calcula a capacidade de carga da estaca, compara com a carga admissível do elemento estaca (catálogo) se apropriando do menor valor e define os diâmetros, profundidades e número de estacas. Mas pelo menos duas dessas variáveis ele tem que arbitrar. Exceto pela existência de algum software específico, deve ele fazer algumas séries de tentativas até definir por fim as cotas e diâmetros preferenciais na obra. Com o uso de softwares, geralmente a análise é individual por carga. Mas nem sempre essa escolha apesar de correta é necessariamente a mais viável e por vezes não se tem tempo hábil para ficar testando as mais diversas possibilidades.

Sabe-se que é humanamente impossível, checar todas as variáveis e calcular todas as possibilidades de execução e depois extrair o melhor custo.

Globalmente na obra essas principais variáveis são: (uma vez definido o tipo da estaca): local e resultados da sondagem, carga solicitada, capacidade de carga do solo, número de estacas, profundidade, diâmetro da estaca e consumo de material. Note que o número de respostas que queremos (número de estacas, profundidade e diâmetro pelo menor custo ou volume) nos impõe sempre arbitrar 2 variáveis para obter a terceira. Muitas vezes também se opta por verificação: escolhe-se diâmetro, número de estacas e profundidade e verifica se o solo e o conjunto suportam a carga. Se soubermos escolher assertivamente as profundidades e diâmetros ideais, teríamos então 2 variáveis atribuídas criteriosamente. Podemos deixar para o cálculo matricial diversos testes que nos retorna a mais econômica. Para este trabalho as 4 planilhas desenvolvidas para isso servem para a demonstração dos resultados finais obtidos. Não trataremos de explicar o método de busca dos melhores resultados de cada caso. Isso é feito por cálculos de funções matriciais. Basicamente na planilha ela vai testar por funções matriciais todas as possibilidades de custo em todas as variáveis

necessárias e nos apresentar o diâmetro, a profundidade e número de estacas que são mais econômicas. Ou seja, o conjunto NDP. Porém temos que alimentá-la com uma matriz simples de 2 variáveis chaves: os diâmetros (eixo x) que queremos trabalhar e as profundidades (eixo y) seguida de cada uma das suas respectivas cargas admissíveis.

Para definir essas variáveis chaves temos que tratar estatisticamente o conjunto de cargas solicitadas.

4.1.1 Cálculo estatístico da frequência das cargas

Precisamos limitar a amostra a dados importantes. Analisamos estatisticamente a frequência de ocorrência das cargas porque desse modo focamos nas cargas mais acentuadas e que provocam maiores custos de execução da fundação. Despreza-se algumas cargas nessa análise (justamente as de menor impacto de consumo de material). Isso ocorre para não contaminar a amostra com diâmetros e profundidades que atendam a um grupo limitado de cargas e com pouca projeção de consumo. Precisamos limitar a padronização de profundidades e diâmetros e não queremos no futuro que essas amostras contribuam com possibilidades de padronização que atendam somente a elas. O Objetivo final é escolher com critérios as capacidades de carga dadas pelas profundidades e diâmetros padrão.

Nessa etapa tratamos estatisticamente o conjunto de dados das cargas obtendo a frequência que ocorrem em 10 classes. Calcula-se o incremento que é equivalente a *1/10 da (maior carga – menor carga)*. Então a primeira classe terá cargas nominais de corte sendo *carga inicial + 1 x incremento*. A segunda classe será a *carga inicial + 2 x incremento*. A terceira classe será a *carga inicial + 3 x incremento*. Assim sucessivamente até a 10ª classe. Posteriormente para cada faixa de classe, (corte) conta-se quantas cargas cabem nessa faixa. Ou seja, teremos uma lista com 10 frequências.

Esse número em cada faixa de corte representa o limite de valor de cargas que pertencem a esse corte, e no caso da frequência, usando um termo muito comum em pesquisas da área de saúde, é a prevalência de casos dentro dessa amostra de corte. Ou seja, pode-se encontrar em 10 grupos de carga, quantas cargas ocorrem em cada

grupo. O objetivo dessa classificação em grupos de corte é identificar quais faixas de carga mais impactarão no consumo da obra.

Sabendo quais faixas de corte tem mais cargas prevalentes, ou seja, mais cargas estão dentro dessa faixa. Esse dado isolado ainda não responde o tamanho do impacto no solo proporcional ao consumo de material. Isso porque um corte pode ter alta frequência, mas ser de muito baixa carga.

Para obter essa faixa de cargas mais importante, multiplica-se a frequência pela carga de corte máxima da classe, e obtemos um dado que nos dirá qual é a o peso dessa faixa de cargas perante a amostra total. Agora sim temos dados representativos por classe do tamanho de seu impacto no solo. Então, plotando num gráfico temos como visualizar em que faixa de cargas estão as cargas que mais impactarão no consumo de material.

Visualmente percebemos pela amplitude e platôs da linha verde (fig. 3), quais os intervalos de cargas impactam mais no solo, ou seja, quais faixas de cargas terão impactos proporcionalmente maiores no dimensionamento das estacas. Para o engenheiro é nestas cargas que ele deve estar disposto a dedicar maior tempo calculando combinações de diâmetros e número de estacas possíveis para obter uma melhor eficiência frente aos custos.

Objetivando a otimização dos custos é neste grupo de cargas que focaremos para o próximo passo procurando extrair o máximo de informações com ajuda das planilhas. Mas antes precisamos calcular as cargas admissíveis pelo método Decourt & Quaresma.

4.1.2 Cálculo de todas as cargas admissíveis.

Inicialmente vamos considerar o fato que para efeito comparativo, a norma NBR 6122:2019 em sua atualização diverge da anterior na consideração de que o máximo atribuído a resistência de ponta deve ser de 20% da resistência total admissível. Na atualização da norma passa-se a admitir que a resistência de ponta possa ser igual até a resistência lateral. Portanto nossos cálculos para efeito de comparação no caso 2 ainda não levamos em consideração essa atualização uma vez que nos dois casos em estudo os projetistas ainda calcularam pela norma anterior.

Calculamos com ajuda da PLAN_D&Q toda as cargas admissíveis para todos os diâmetros ponderados e para todas as profundidades possíveis pela análise visual das sondagens. Esse processo gera tantas matrizes quantas sondagens existirem, de modo que o número de resultados obtidos será na ordem de. $n^{\circ}(m) \times n^{\circ}(\Phi) \times n^{\circ}$ (sondagem) ou seja, profundidades analisadas x diâmetros possíveis x n° de sondagens.

4.1.3 Extrair diâmetros e profundidades nos cortes estatísticos

A PLAN_AUX foi desenvolvida para demonstrar em cada campo onde se apresentava a capacidade carga, apresenta agora calculado o custo ou volume de concreto (conforme escolha) que será consumido em cada diâmetro e profundidade. A PLAN_AUX gera 1 matriz para cada número de estacas, ou seja, serão 6 matrizes para cada sondagem. Exemplo figura 7:

Figura 7: Ex. Volume de concreto por diâmetro de estaca e profundidade em agrupamento de estacas.

m	0,30	0,35	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
1 m	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2 m	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3 m	-	-	-	-	-	-	-	-	76,61
4 m	-	-	-	14,08	22,13	32,65	45,98	62,41	82,26
5 m	-	6,66	9,10	15,49	24,16	35,43	49,60	66,99	87,92
6 m	5,18	7,35	10,00	16,91	26,20	38,20	53,21	71,57	93,57
7 m	5,69	8,04	10,91	18,32	28,23	40,97	56,83	76,15	99,23
8 m	6,20	8,74	11,81	19,73	30,27	43,74	60,45	80,73	104,88
9 m	6,71	9,43	12,72	21,15	32,31	46,51	64,07	85,31	110,54
10 m	7,21	10,12	13,62	22,56	34,34	49,28	67,69	89,89	116,19
11 m	7,72	10,82	14,53	23,97	36,38	52,05	71,31	94,47	121,85
12 m	8,23	11,51	15,43	25,39	38,41	54,82	74,93	99,05	127,50
13 m	8,74	12,20	16,34	26,80	40,45	57,59	78,55	103,63	133,16
14 m	9,25	12,89	17,24	28,22	42,48	60,36	82,17	108,21	138,81
15 m	9,76	13,59	18,15	29,63	44,52	63,13	85,79	112,79	144,47
16 m	10,27	14,28	19,05	31,04	46,56	65,91	89,41	117,37	150,12
17 m	10,78	14,97	19,96	32,46	48,59	68,68	93,02	121,95	155,78
18 m	11,29	15,66	20,86	33,87	50,63	71,45	96,64	126,53	161,43
19 m	11,79	16,36	21,77	35,28	52,66	74,22	100,26	131,11	167,09
20 m	12,30	17,05	22,67	36,70	54,70	76,99	103,88	135,69	172,74

Nessa planilha são informadas as cargas obtidas pela análise estatística e para cada uma dessas cargas da faixa de corte, observamos a matriz resultante representadas ao se optar por n° de estacas de 1 a 6.

Tomamos as coordenadas do menor custo/consumo (tabela 9), ou seja, anotou-se apenas 1 combinação diâmetro/profundidade (a de menor valor) entre todas as 6 matrizes geradas pela escolha de 1 a 6 estacas, e que fica entre a faixa que consideramos adequada: ou seja profundidades não maiores que 14 m para diâmetros de 30 e 35 cm, e profundidades não menores que 5 metros para qualquer diâmetro. Faz-se uma ficha para cada sondagem, pois as diferentes sondagens implicam em diferentes cargas admissíveis e, portanto, diferentes consumos.

Tabela 9: Exemplo anotação das fichas de escolhas para um furo de sondagem

KN	30cm	40cm	50cm	60cm	70cm	80cm
3245	15m					
3854			17m			
4463					15m	
5072						
6290						17m

Esse procedimento se repete para cada sondagem, compondo um quadro onde mostra quais os diâmetros e profundidades devemos trabalhar.

4.1.4 Escolher as profundidades e diâmetros padrão de trabalho.

As fichas nos mostram em cada corte estatístico qual diâmetro e qual profundidade é a opção mais econômica. Ficará bastante otimizada as opções, porém ainda assim teremos que reduzir ainda mais se pretendermos uma efetiva padronização. Para isso analisa-se visualmente e define-se quantas profundidades gostaríamos de trabalhar e quais diâmetros. Aqui é a interferência e decisão final do tipo de padronização que queremos trabalhar.

Com as fichas preenchidas observamos os padrões e escolhemos as profundidades e diâmetros e buscamos suas respectivas cargas admissíveis, alimentado a PLAN_RESULT.

4.1.5 Ajustes finais, calculando o menor custo

Retornamos então a PLAN_RESULT, que analisa para cada carga do projeto a melhor combinação de estacas/diâmetro agora balizada pelas escolhas racionalmente padronizadas. Faz-se ajustes finais para nos certificar que a carga de cada pilar estivesse correspondente a sua área de influência bem como verificar se não ocorre uma compressão excessiva nas estacas de modo a ter que armá-las exceto na região de ligação com o bloco.

Conforme NBR 6122:2019, no caso de hélice contínua a compressão sobre as estacas não pode ser superior a 6MPa e para estaca escavada, não pode ser superior a 5 MPa. Programamos a PLAN_RESULT para que nos alerte caso isso ocorra.

4.1.6 Dimensionamento dos blocos de coroamento

Como nosso intuito é de pré-dimensionar diversas combinações de blocos e estacas, para que uma planilha nos retorne à combinação mais econômica, precisamos definir métodos de pré-dimensionar os blocos.

Tendo em vista a necessidade de pré-dimensionar utilizando os modelos de biela e tirante, seguimos conforme descrito por Oliveira (2009), quanto as práticas usuais de proporções dos lados do bloco em relação ao seu diâmetro que afastariam as preocupações com relação aos esforços nas bielas e tirantes do bloco. Passíveis de verificação posterior e definitiva.

Todo o processo de cálculo do formato e volume do bloco ficou automatizado e acontece simultaneamente na PLAN_RESULT.

Utilizamos as seguintes padronizações para estimativa de volume de blocos:

Bloco 1 estaca

$$A = (\emptyset + 2.c)^2$$

$$h = 1,2 \emptyset$$

$$V = A.h$$

Bloco 2 estacas

$$a = (2,5\emptyset + \emptyset + 2.c)$$

$$b = (\emptyset + 2.c)$$

$$h = 1,2 \emptyset$$

$$V = a.b.h$$

Figura 8: Esquema bloco de coroamento com 1 estacas

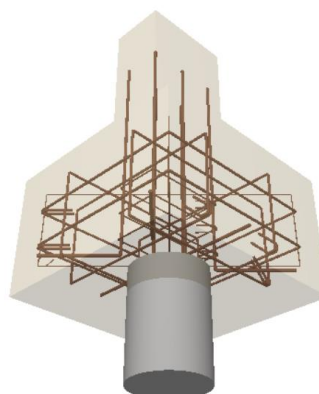
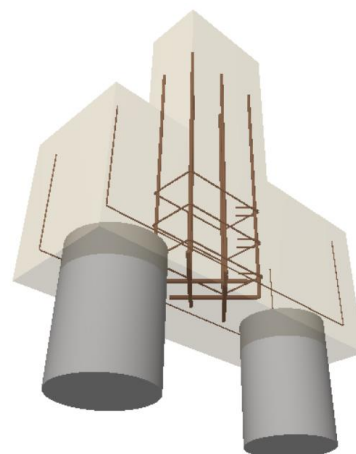


Figura 9: Esquema bloco de coroamento com 2 estacas



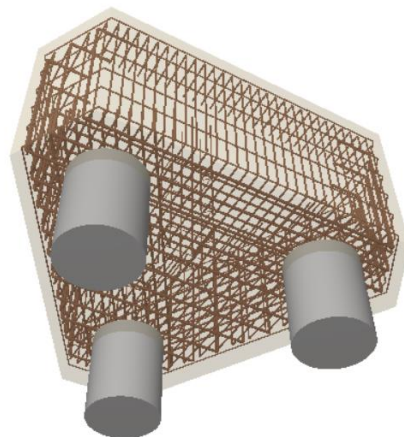
Blocos 3 estacas

$$A = (3\phi + \phi + 2.c)^2 \cdot \frac{\sqrt{3}}{4}$$

$$h = 2,1 \phi + c$$

$$V = A.h$$

Figura 10: Esquema bloco de coroamento com 3 estacas



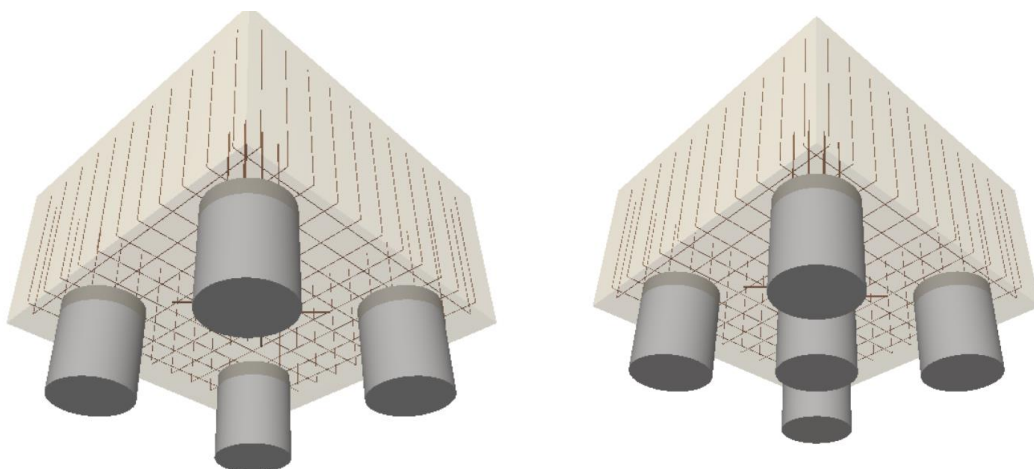
Blocos 4 e 5 estacas – Pré dimensionamento exclusivamente na posição quadrada:

$$A = (2,5\phi + \phi + 2.c)^2$$

$$h = 2,5\phi \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} + c$$

$$V = A.h$$

Figura 11: Esquema bloco de coroamento com 4 e 5 estacas



Blocos 6 estacas:

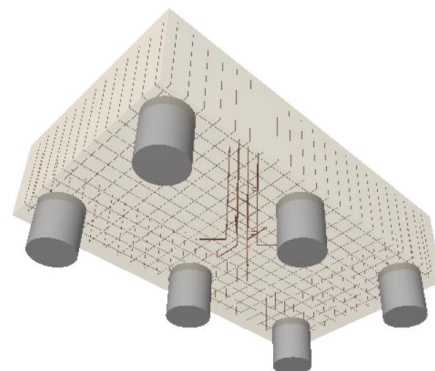
$$a = 6\phi + 2.c$$

$$b = 3,5\phi + 2.c$$

$$h = 2,5\phi + c$$

$$V = a.b.h$$

Figura 12: Esquema bloco de coroamento com 4 e 5 estacas



4.1.7 Estimativa dos custos de execução

Obtivemos os resultados da análise na forma de matriz diâmetro, profundidade e número de estacas adequados a carga. Os custos estimados são referentes a:

Valor do m³ de concreto usinado para hélice contínua x Volume escavado +20% de sobreconsumo: Estimado em 622,62 R\$/m³ pela tabela (SEDOP, 2021)

Valor do metro linear de escavação x total linear de escavação: Estimado em R\$1,00 x Φ (cm) x (m) para hélice contínua. (tabela 10)

Tabela 10: Valor por metro de escavação linear por diâmetro.

	30cm	35cm	40cm	50cm	60cm	70cm	80cm	90cm	100cm	120cm
Hélice contínua	30,00	35,00	40,00	50,00	60,00	70,00	80,00	90,00	100,00	
Estaca Escavada	23,00	32,00	32,00	40,00	48,00	60,00	72,00	90,00	110,00	130,00

Valor do m^3 de concreto usinado x Volume Total Blocos (m^3): Estimado em 650,16 R\$/ m^3 pela tabela (SEDOP, 2021)

Ressaltamos que o objetivo final não é um orçamento completo, mas sim termos a combinação de estacas mais econômicas. Para isso nos utilizamos de índices chaves para avaliar esse custo e optamos pelo custo do volume de concreto. Como a planilha precisa “saber” qual o custo desse fator pra depois retornar um resultado, buscamos essa informação nas tabelas oficiais e contatos com empresas uma vez que existe a prática de mercado em cobrar preços distintos por metro perfurado conforme o diâmetro e NSPT. Como as bases oficiais de preço como SINAPI e SEDOP atribuem a composição por m^3 de estaca, esse procedimento implica em não sabermos exatamente qual custo por metro de perfuração. Recomenda-se que uma vez obtido as melhores combinações de estaca, aí sim se recorra a tabelas oficiais para compor orçamento, já que a consulta a essas tabelas dependem dessa informação prévia.

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 CASO1 – BIBLIOTECA

5.1.1 Resultados da Sondagem

Foram realizadas em 2015 oito sondagens de simples reconhecimento do solo com SPT com a vigência da norma ABNT 6484:2001, por empresa privada, as quais obtivemos a sondagem de simples reconhecimento (anexo 2) e resumimos a seguir nas tabelas 11 e 12:

Tabela 11: Resultado das 8 sondagens – caso 1

cota (m)	SP 01	SP 02	SP 03	SP 04	SP 05	SP 06	SP 07	SP 08
1 m	6	6	5,4	6	6	4,1	5	6
2 m	7	7	7	8	8	5,6	7	7
3 m	24	17	19	15	17	19	25	30
4 m	18	21	20	20	26	18	28	37
5 m	26	27	23	24	32	25	35	42
6 m	33	30	28	29	50	27	43	50
7 m	38	37	34	37	50	36	51	50
8 m	42	43	40	42	50	44	50	50
9 m	46	49,2	47	46,7	50	50	50	50

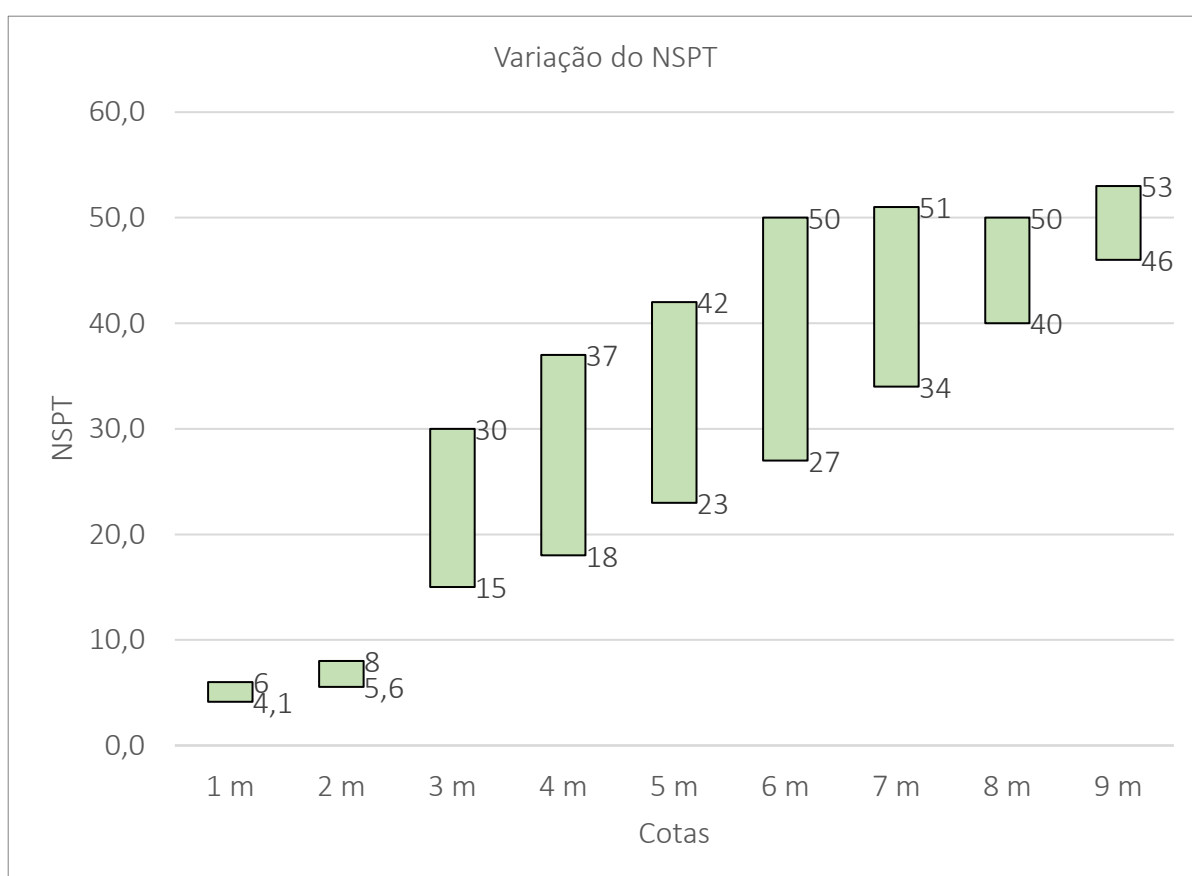
Tabela 12: Mínimos, máximos, variação e média NSPT por cota.

cota (m)	mínimo	máximo	variação	média
1 m	4,1	6	1,9	5,6
2 m	5,6	8	2,5	7,1
3 m	15	30	15	20,8
4 m	18	37	19	23,5
5 m	23	42	19	29,3
6 m	27	50	23	36,3
7 m	34	51	17	41,6
8 m	40	50	10	44,4
9 m	46	50	4	47,8

A tabela 12 acima compila os dados de sondagem para calcularmos e verificarmos a uniformidade da resistência do solo a fim de considerarmos adotar uma média por cota entre as sondagens para prosseguimento dos cálculos de dimensionamento das estacas.

Porém, pode-se verificar como demonstrado no gráfico 1 que a amplitude da variação de resistências na mesma cota era um complicador para essa abordagem.

Gráfico 1: Variação do NSPT da sondagem por cota (m)



Observa-se nesse mesmo gráfico que nas cotas aplicáveis para execução de fundações rasas (direta) por sapata, ou seja, até 3 m, a variação não é significativa, embora mereça atenção. Já nas cotas elegíveis para fundações profundas (indiretas) encontramos variações que requerem especial atenção e concluímos que não devemos considerar uniforme as médias dos NSPT para todas estacas. Do mesmo modo considerar apenas o menor NSPT de cada camada também implicaria dimensionamentos excessivos para certas estacas, tampouco supor que as camadas

do solo sejam homogêneas por cota, o que não reflete a realidade. A opção mais racional seria considerar o NSPT em cada pilar por área de influência do furo de sondagem, porém optamos por considerar a sondagem que implica em menor capacidade de carga e aplicar a todas as cargas. Nesse raciocínio optamos por considerar apenas a sondagem SP03 para seguimento do método.

Cabe ressaltar que a NBR vigente a época de projeto e execução da obra em estudo era NBR 6484:2001. Atualmente a norma vigente é a NBR 6484:2020.

5.1.2 Estatística da frequência das cargas

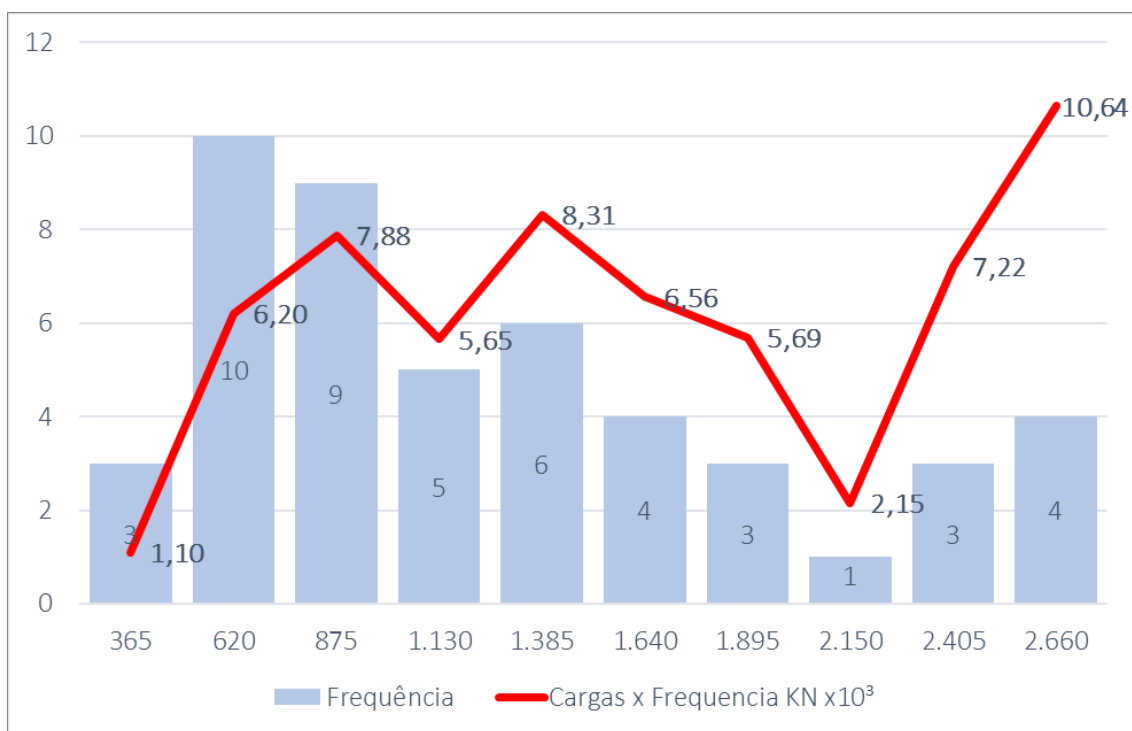
De acordo com a metodologia detalhada no item 4.1.1, obtivemos os cortes de carga conforme a tabela 13 abaixo:

Tabela 13: Cortes, frequência e seu produto – caso 1

Corte	Frequência	Cargas x Frequência KN x10 ³
808	9	7,27
1.417	5	7,09
2.026	2	4,05
2.635	1	2,64
3.245	5	16,22
3.854	4	15,41
4.463	5	22,31
5.072	4	20,29
5.681	1	5,68
6.290	2	12,58

No gráfico 2 abaixo podemos observar nas barras as frequências que ocorrem as cargas dentro de cada grupo de corte. Na linha onde multiplicamos a frequência pela carga/1000 podemos visualizar a curva onde os picos e platôs mais altos significam os grupos de corte onde priorizaremos a análise para padronização do grupo NDP.

Gráfico 2: Frequência de ocorrência de cargas - caso 1



Podemos observar que as faixas de carga que vão de 365 KN a 1895 KN e as carga de 2150 KN a 2660 KN são as que mais impõem pressão sobre o solo, logo são as cargas que utilizaremos para análise. Frisamos como demonstrado na tabela 14 abaixo, as faixas de corte desprezadas:

Tabela 14: Faixa de corte de carga consideradas – caso 1

Corte	Frequência	Cargas x Frequência	Após análise:
		KN x10 ³	
365	3	1,10	Faixa desconsiderada
620	10	6,20	
875	9	7,88	
1.130	5	5,65	
1.385	6	8,31	
1.640	4	6,56	faixa desconsiderada
1.895	3	5,69	
2.150	1	2,15	
2.405	3	7,22	
2.660	4	10,64	

5.1.3 Carga admissível pelo Método Décourt & Quaresma

5.1.3.1 Carga admissível para Hélice contínua

Devido às limitações de sondagem do caso 1 que foram executadas até 9 m consideramos não optar por assentamento de estacas maiores que 8 m. No cálculo da carga admissível devemos sempre que possível definir sob qual área de influência dos furos de sondagem estará submetida cada estaca. Devido a problemática melhor explanada nas considerações sobre dados de sondagem do caso 1, optamos inicialmente pelo pragmatismo e consideramos o mais desfavorável NSPT obtido na sondagem SP03.

No caso 2, que apresenta uma profundidade de sondagem bem maior optamos por limitar a estaca em 20 m devido a ter uma margem de conhecimento das características do solo que se situam abaixo da ponta da estaca. Consideramos descontado também 3 metros da sondagem inicial uma vez que o edifício prevê um pavimento térreo abaixo da cota 0 da sondagem, portanto, na prática a estaca terá o tamanho limite de 17m.

Utilizamos a PLAN_AUX para calcular a matriz com todas capacidades de carga em cada diâmetro e profundidade. Usamos software Smath Studio para exemplificar um memorial de cálculo (Anexo 5)

Apresentamos então na tabela 15 os resultados das capacidades de carga obtidos pela PLAN_AUX.

Tabela 15: Carga admissível em cada profundidade e diâmetro de estaca hélice contínua

Capacidade de Carga por diâmetro (m) e profundidade (m)

	0,3	0,35	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,00
1m	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2m	2,22	3,02	3,94	6,16	8,87	12,07	15,76	19,95	24,63
3m	27,49	32,71	38,11	49,44	61,49	74,27	87,77	101,99	116,94
4m	57,63	68,08	78,78	100,91	124,02	148,09	173,15	199,17	226,17
5m	113,58	142,27	164,98	209,01	254,16	300,42	347,80	396,29	445,90
6m	156,78	194,04	234,49	322,14	390,38	459,90	530,69	602,75	676,08
7m	202,57	248,43	297,74	406,73	529,55	638,52	735,27	833,40	932,91
8m	252,68	307,16	365,18	491,82	632,59	787,50	956,55	1.104,36	1.234,14
9m	283,31	338,77	396,59	519,31	651,44	793,00	943,99	1.104,40	1.274,23

5.1.3.2 Carga admissível para Estaca escavada

Do mesmo modo para estacas escavadas temos os resultados da carga admissível conforme tabela 16 abaixo:

Tabela 16: Carga admissível em cada profundidade e diâmetro de estaca escavada.

Capacidade de Carga (KN) por diâmetro (m) e profundidade (m)

	0,3	0,35	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,00
1m	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2m	6,28	8,55	11,17	17,45	25,12	34,19	44,66	56,53	69,79
3m	28,61	35,17	42,24	57,92	75,64	95,41	117,23	141,10	167,01
4m	55,01	66,59	78,87	105,48	134,86	166,99	201,88	239,54	279,95
5m	107,85	128,59	150,12	195,55	244,14	295,89	350,81	408,88	470,11
6m	163,21	193,57	224,83	290,05	358,87	431,30	507,34	586,98	670,22
7m	224,93	265,85	307,75	394,47	485,12	579,68	678,16	780,55	886,86
8m	297,25	350,30	404,35	515,45	630,56	749,67	872,79	999,91	1.131,04
9m	312,88	388,40	470,59	626,36	759,64	895,59	1.034,22	1.175,51	1.319,47

5.1.4 Diâmetros e profundidades

Com auxílio da PLAN_AUX, que simula diversos conjuntos NDP e retorna os custos de execução, anotamos os mais eficientes para cada grupo de corte.

5.1.4.1 Para hélice contínua

Ao submeter dos dados das cargas de corte para análise com a PLAN_AUX, obtivemos os seguintes resultados (tabela 17):

Tabela 17: Ficha de anotações C1HCSP3

	30cm	35cm	40cm	60cm	70cm	80cm
1385	9m					
1640		9m				
1895			9m			
2150			8m			
2660				8m		

Observando a ficha (tabela 17) optamos por padronizar profundidade em 8 m e permitir diâmetros de 30cm, 40cm, 50cm, 60 e 70cm levando suas respectivas capacidades de carga (tabela 18) na PLAN_RESULT.

Tabela 18: Carga admissível conforme sondagem, diâmetros e profundidades padronizadas C1HC.

						Profundidade
Sondagem mais desfavorável	30cm	40cm	50cm	60cm	70cm	(m)
SP 03	252,68	365,18	491,82	632,59	787,50	8

A opção por 8 m se deve ao limite de sondagem que foi até os 9 m. Com isso optamos por considerar no mínimo 1 metro acima da última camada conhecida.

5.1.4.2 Para escavada

Do mesmo modo, para as estacas escavadas ao submeter dos dados das cargas de corte para análise com a PLAN_AUX, obtivemos os seguintes resultados (tabela 19)

Tabela 19: Ficha de anotações C1EESP30

	30cm	35cm	40cm	50cm	60cm	70cm
620	6m					
875	6m					
1130	7m					
1385	8m					
1640	9m					
1895	9m					
2150		9m				
2660			9m			

Observando a ficha da tabela 19 vamos padronizar profundidade em 8m e permitir diâmetros de 30cm, 40cm, 50cm, 60 e 70cm levando suas respectivas capacidades de carga na PLAN_RESULT: (tabela 20)

Tabela 20 Carga admissível conforme sondagem, diâmetros e profundidades padronizadas C1EE

						Profundidade
Sondagem por área de influência	30cm	40cm	50cm	60cm	70cm	(m)
SP 03	297,25	404,35	515,45	630,56	749,67	8

Também nesse caso estabelecemos a profundidade de 8 metros devido as limitações das sondagens que ocorreram até 9m.

5.1.5 Resultados finais

Apresentaremos os dados obtidos com ajuda da PLAN_RESULT . Esses resultados nos informam finalmente quais conjuntos NDP estão no limite da economia e dentro da padronização optada, podendo a partir desse ponto buscar verificações individuais se necessários. Atingimos aqui o modelo mais econômico possível, e qualquer adequação implicará em aumento de custo.

Apresentaremos os dados na forma de fragmento da PLAN_RESULT contendo os principais dados referentes ao pré-dimensionamento: Tabela 21 para hélice contínua

e tabela 22 para escavada. Um resumo comparativo com esses dados estão nas tabelas 35 e 36 adiante.

Deverão ser feitas análises posteriores individuais sendo: Verificação de recalque, dimensionamento dos blocos de coroamento e verificação de esmagamento de bielas. As verificações de tensão sobre as estacas limitadas em 5 Mpa para estaca escavada e 6 Mpa para hélice contínua já estão contempladas na tabela, portanto já estão atendidos esses critérios. Efeitos de grupo para recalque deve também ser considerado.

5.1.5.1 Para hélice contínua

Tabela 21: fragmento da plan_aux com resumo do pré-dimensionamento para hélice contínua no caso 1

PILARES	Furo de Sondagem	CARGA (tf)	CARGA (KN)	Profundidade da estaca (m)	Número de estacas	θ (m)	Total (m) escavado	m³ concreto Estaca	m³ concreto Bloco	Total de concreto (m³)
P901	SP 03	11	110,00	8	1	0,30	8	0,68	0,09	0,77
PE4	SP 03	19	190,00	8	1	0,30	8	0,68	0,09	0,77
PE1	SP 03	35	350,00	8	1	0,40	8	1,21	0,17	1,38
P1	SP 03	48	480,00	8	2	0,30	16	1,36	0,23	1,59
P43	SP 03	48	480,00	8	2	0,30	16	1,36	0,23	1,59
P4	SP 03	49	490,00	8	2	0,30	16	1,36	0,23	1,59
P17	SP 03	51	510,00	8	3	0,30	24	2,04	0,70	2,74
P29	SP 03	51	510,00	8	3	0,30	24	2,04	0,70	2,74
P28	SP 03	53	530,00	8	3	0,30	24	2,04	0,70	2,74
P16	SP 03	54	540,00	8	3	0,30	24	2,04	0,70	2,74
P40	SP 03	54	540,00	8	3	0,30	24	2,04	0,70	2,74
P14	SP 03	58	580,00	8	3	0,30	24	2,04	0,70	2,74
P10	SP 03	61	610,00	8	3	0,30	24	2,04	0,70	2,74
P39	SP 03	63	630,00	8	3	0,30	24	2,04	0,70	2,74
P31	SP 03	64	640,00	8	3	0,30	24	2,04	0,70	2,74
P42	SP 03	70	700,00	8	3	0,30	24	2,04	0,70	2,74
PE3	SP 03	71	710,00	8	3	0,30	24	2,04	0,70	2,74
PE2	SP 03	75	750,00	8	3	0,30	24	2,04	0,70	2,74
P3	SP 03	82	820,00	8	4	0,30	32	2,71	0,98	3,70
P27	SP 03	82	820,00	8	4	0,30	32	2,71	0,98	3,70
P41	SP 03	83	830,00	8	4	0,30	32	2,71	0,98	3,70
P15	SP 03	85	850,00	8	4	0,30	32	2,71	0,98	3,70
P25	SP 03	91	910,00	8	4	0,30	32	2,71	0,98	3,70
P37	SP 03	98	980,00	8	4	0,30	32	2,71	0,98	3,70
P6	SP 03	100	1.000,00	8	4	0,30	32	2,71	0,98	3,70
P2	SP 03	102	1.020,00	8	5	0,30	40	3,39	0,98	4,38
P8	SP 03	109	1.090,00	8	5	0,30	40	3,39	0,98	4,38
P5	SP 03	116	1.160,00	8	5	0,30	40	3,39	0,98	4,38
P9	SP 03	117	1.170,00	8	5	0,30	40	3,39	0,98	4,38
P33	SP 03	117	1.170,00	8	5	0,30	40	3,39	0,98	4,38
P38	SP 03	122	1.220,00	8	5	0,30	40	3,39	0,98	4,38
P32	SP 03	126	1.260,00	8	5	0,30	40	3,39	0,98	4,38
P35	SP 03	133	1.330,00	8	6	0,30	48	4,07	2,13	6,20
P34	SP 03	148	1.480,00	8	6	0,30	48	4,07	2,13	6,20
P36	SP 03	150	1.500,00	8	6	0,30	48	4,07	2,13	6,20
P12	SP 03	151	1.510,00	8	6	0,30	48	4,07	2,13	6,20
P30	SP 03	159	1.590,00	8	5	0,40	40	6,03	2,07	8,10
P11	SP 03	170	1.700,00	8	5	0,40	40	6,03	2,07	8,10
P13	SP 03	176	1.760,00	8	5	0,40	40	6,03	2,07	8,10
P7	SP 03	181	1.810,00	8	5	0,40	40	6,03	2,07	8,10
P20	SP 03	208	2.080,00	8	6	0,40	48	7,24	4,58	11,81
P21	SP 03	227	2.270,00	8	5	0,50	40	9,42	3,74	13,17
P23	SP 03	232	2.320,00	8	5	0,50	40	9,42	3,74	13,17
P24	SP 03	240	2.400,00	8	5	0,50	40	9,42	3,74	13,17
P22	SP 03	246	2.460,00	8	4	0,60	32	10,86	6,14	17,00
P19	SP 03	260	2.600,00	8	5	0,60	40	13,57	6,14	19,71
P26	SP 03	264	2.640,00	8	5	0,60	40	13,57	6,14	19,71
P18	SP 03	266	2.660,00	8	5	0,60	40	13,57	6,14	19,71
					192		1536	201,31	80,42	281,73

Para esta proposta seria executada 192 estacas, 1536 m de perfuração e consumo de 281,73 m³ de concreto, com custo estimado de perfuração e lançamento de concreto nas estacas e blocos de R\$ 232.423,23.

5.1.5.2 Para escavada

Tabela 22:: Fragmento da plan_aux com resumo do pré-dimensionamento para estaca escavada no caso 1

PILARES	Furo de Sondagem	CARGA (tf)	CARGA (KN)	Profundidade e da estaca (m)	Número de estacas	θ	Total (m) escavado	m³ concreto Estaca (m³)	m³ concreto Bloco (m³)	Total de concreto (m³)
P901	SP 03	11	110,00	8	1	0,30	8	0,57	0,09	0,66
PE4	SP 03	19	190,00	8	1	0,30	8	0,57	0,09	0,66
PE1	SP 03	35	350,00	8	1	0,40	8	1,01	0,17	1,18
P1	SP 03	48	480,00	8	2	0,30	16	1,13	0,23	1,37
P43	SP 03	48	480,00	8	2	0,30	16	1,13	0,23	1,37
P4	SP 03	49	490,00	8	2	0,30	16	1,13	0,23	1,37
P17	SP 03	51	510,00	8	2	0,30	16	1,13	0,23	1,37
P29	SP 03	51	510,00	8	2	0,30	16	1,13	0,23	1,37
P28	SP 03	53	530,00	8	2	0,30	16	1,13	0,23	1,37
P16	SP 03	54	540,00	8	2	0,30	16	1,13	0,23	1,37
P40	SP 03	54	540,00	8	2	0,30	16	1,13	0,23	1,37
P14	SP 03	58	580,00	8	2	0,30	16	1,13	0,23	1,37
P10	SP 03	61	610,00	8	3	0,30	24	1,70	0,70	2,40
P39	SP 03	63	630,00	8	3	0,30	24	1,70	0,70	2,40
P31	SP 03	64	640,00	8	3	0,30	24	1,70	0,70	2,40
P42	SP 03	70	700,00	8	3	0,30	24	1,70	0,70	2,40
PE3	SP 03	71	710,00	8	3	0,30	24	1,70	0,70	2,40
PE2	SP 03	75	750,00	8	3	0,30	24	1,70	0,70	2,40
P3	SP 03	82	820,00	8	3	0,30	24	1,70	0,70	2,40
P27	SP 03	82	820,00	8	3	0,30	24	1,70	0,70	2,40
P41	SP 03	83	830,00	8	3	0,30	24	1,70	0,70	2,40
P15	SP 03	85	850,00	8	3	0,30	24	1,70	0,70	2,40
P25	SP 03	91	910,00	8	4	0,30	32	2,26	0,98	3,25
P37	SP 03	98	980,00	8	4	0,30	32	2,26	0,98	3,25
P6	SP 03	100	1.000,00	8	4	0,30	32	2,26	0,98	3,25
P2	SP 03	102	1.020,00	8	4	0,30	32	2,26	0,98	3,25
P8	SP 03	109	1.090,00	8	4	0,30	32	2,26	0,98	3,25
P5	SP 03	116	1.160,00	8	4	0,30	32	2,26	0,98	3,25
P9	SP 03	117	1.170,00	8	4	0,30	32	2,26	0,98	3,25
P33	SP 03	117	1.170,00	8	4	0,30	32	2,26	0,98	3,25
P38	SP 03	122	1.220,00	8	5	0,30	40	2,83	0,98	3,81
P32	SP 03	126	1.260,00	8	5	0,30	40	2,83	0,98	3,81
P35	SP 03	133	1.330,00	8	5	0,30	40	2,83	0,98	3,81
P34	SP 03	148	1.480,00	8	5	0,30	40	2,83	0,98	3,81
P36	SP 03	150	1.500,00	8	4	0,40	32	4,02	2,07	6,09
P12	SP 03	151	1.510,00	8	4	0,40	32	4,02	2,07	6,09
P30	SP 03	159	1.590,00	8	4	0,40	32	4,02	2,07	6,09
P11	SP 03	170	1.700,00	8	6	0,30	48	3,39	2,13	5,52
P13	SP 03	176	1.760,00	8	6	0,30	48	3,39	2,13	5,52
P7	SP 03	181	1.810,00	8	5	0,40	40	5,03	2,07	7,09
P20	SP 03	208	2.080,00	8	6	0,40	48	6,03	4,58	10,61
P21	SP 03	227	2.270,00	8	6	0,40	48	6,03	4,58	10,61
P23	SP 03	232	2.320,00	8	6	0,40	48	6,03	4,58	10,61
P24	SP 03	240	2.400,00	8	6	0,40	48	6,03	4,58	10,61
P22	SP 03	246	2.460,00	8	5	0,50	40	7,85	3,74	11,60
P19	SP 03	260	2.600,00	8	5	0,60	40	11,31	6,14	17,45
P26	SP 03	264	2.640,00	8	5	0,60	40	11,31	6,14	17,45
P18	SP 03	266	2.660,00	8	5	0,60	40	11,31	6,14	17,45
			55.760,00	384,00	176		1408	148,47	74,30	222,78

Nesta proposta seria executada 176 estacas com 1408 m de perfuração e consumo de 222,78 m³ de concreto, com custo estimado de perfuração e lançamento de concreto nas estacas e blocos de R\$ 202.706,23

5.2 CASO 2 – EDIFÍCIO

O edifício em estudo possui 49,70m da cota do térreo até laje de cobertura do último piso habitável. A largura menor é na ordem de 20m, portanto a sua relação altura/largura (menor dimensão) é maior que 4. A norma 6122:2019, atualizada teve alteração nesse sentido e prevê procedimentos em casos de relação altura/largura (menor dimensão) superior a quatro.

Em estruturas nas quais a deformabilidade das fundações pode influenciar na distribuição de esforços, deve-se estudar a interação solo-estrutura ou fundação-estrutura, sendo obrigatório nos seguintes casos (..) relação altura/largura (menor dimensão) superior a quatro. (ABNT/NBR-6122, 2019)

A aplicação das cargas da estrutura como peso próprio, carga acidental e vento faz com que ocorra a deformação do solo o que modifica a estrutura e, por consequência, os esforços previstos inicialmente (...) Tem-se neste tipo de análise, um modelo conjunto que considera o projeto da fundação e da estrutura simultaneamente, podendo verificar a influência de um sobre o outro e o desempenho do edifício como um conjunto. (MOROSINI, NAVIA, & CUNHA, 2014).

Uma das inúmeras vantagens em considerar a interação solo-estrutura é a possibilidade de estimar os efeitos da redistribuição de esforços nos elementos estruturais, a forma e a intensidade dos recalques diferenciais, tornando os projetos mais eficientes e confiáveis (MOROSINI, NAVIA, & CUNHA, 2014) apud (IWAMOTO, R. K., 2000)

5.2.1 Resultados da Sondagem

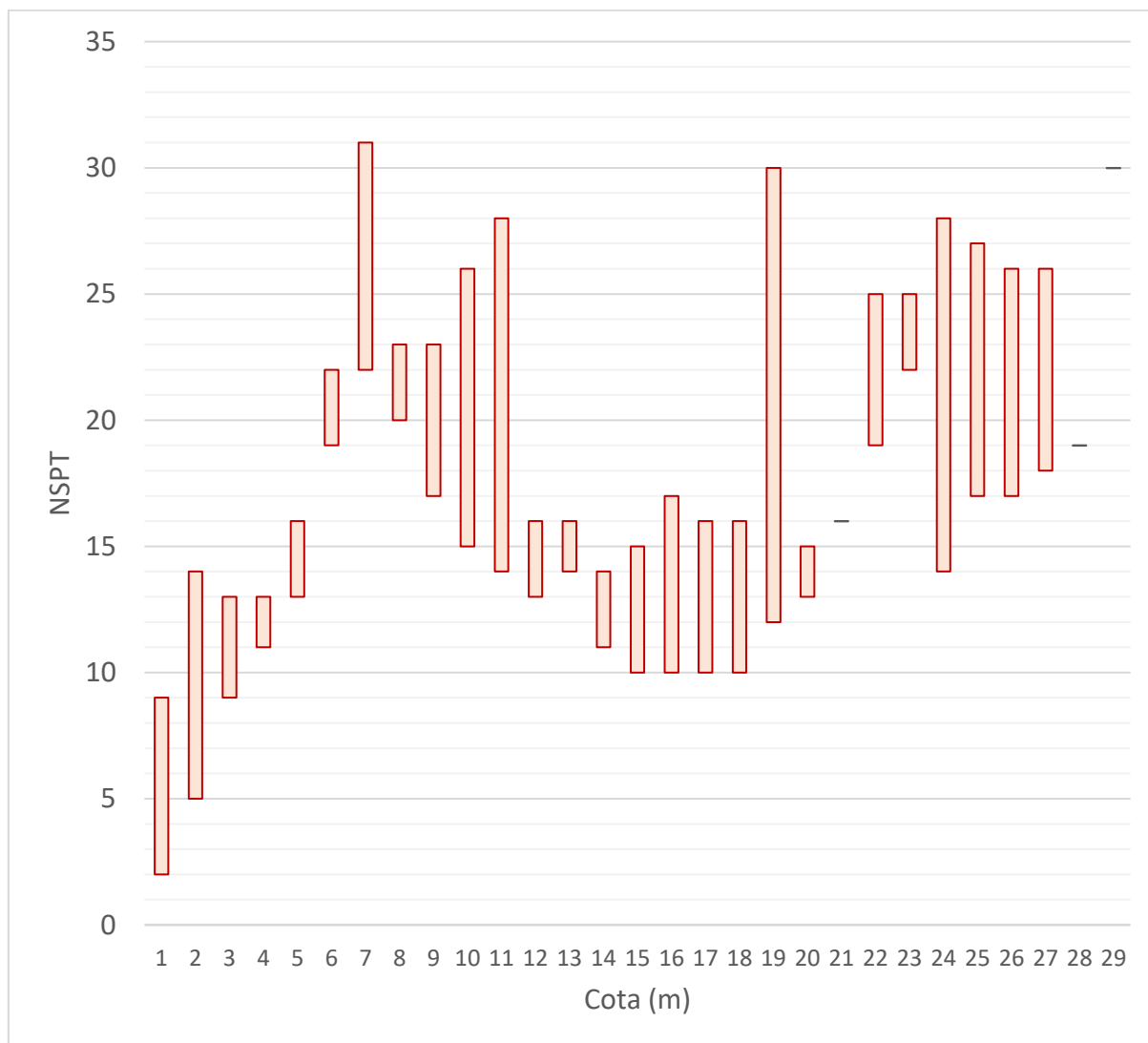
Foram 3 sondagens de simples reconhecimento do solo com SPT ainda com a vigência norma ABNT 6484:2001, que foi atualizada no mês de outubro do mesmo ano. Em ambos os casos foi executada por empresa privada, as quais obtivemos os laudos de sondagem e compilamos os dados no anexo 2 e 3.

Estas sondagens apresentaram profundidades, nível de água, ausência de matacões e características do solo compatíveis com fundações profundas, e semelhante ao caso

1, o croqui dificultou a localização dos furos, mas conseguimos distribuir as sondagens nos pilares segundo a área de influência.

Notamos também nesse caso (gráfico 3) uma considerável amplitude nas variações da NSPT por cota de modo que a importância disso é relativizada ao adotar a distribuição nos pilares por área de influência das sondagens.

Gráfico 3: Variação do NSPT da sondagem por cota (m)



5.2.2 Estatística da frequência das cargas

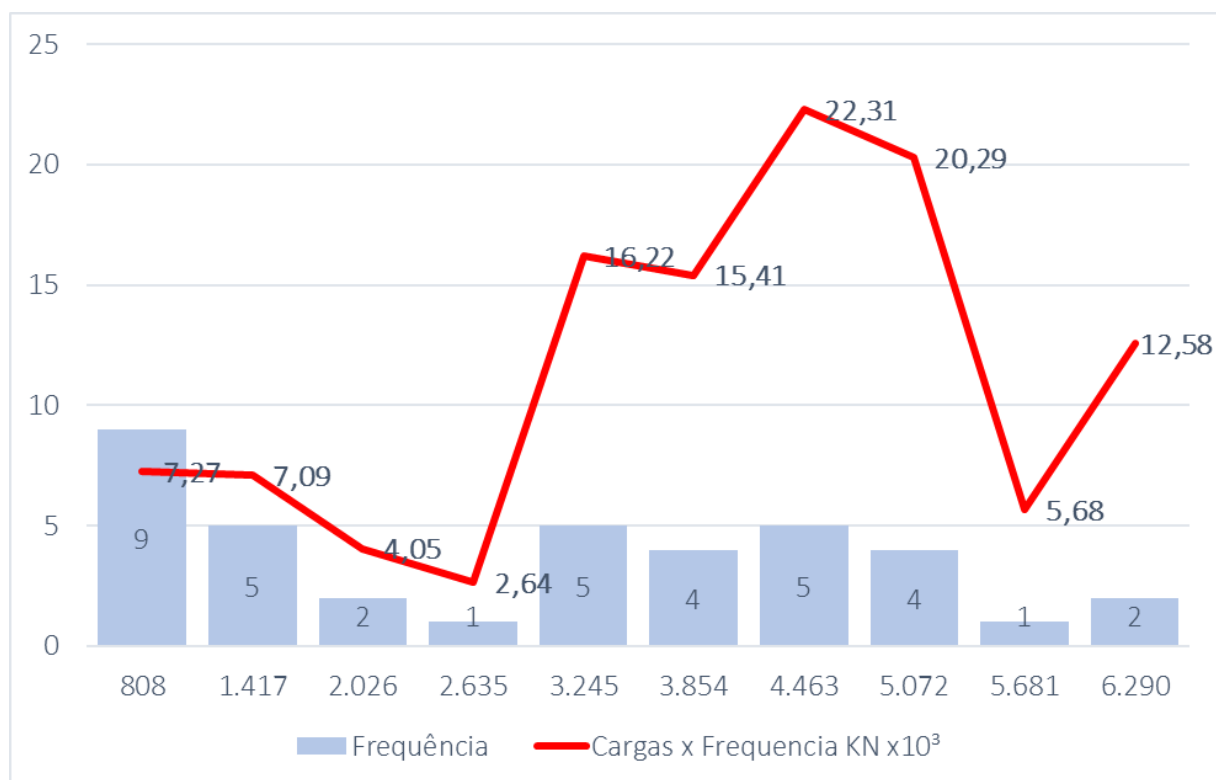
De acordo com a metodologia detalhada em no item 4.1.1, obtivemos os cortes de carga conforme a tabela 23 abaixo:

Tabela 23: Cortes, frequência e seu produto – caso 2

Corte	Frequência	Cargas x Frequência KN x10 ³
808	9	7,27
1.417	5	7,09
2.026	2	4,05
2.635	1	2,64
3.245	5	16,22
3.854	4	15,41
4.463	5	22,31
5.072	4	20,29
5.681	1	5,68
6.290	2	12,58

Similarmente a análise que fizemos no caso 1 aqui no gráfico 4 abaixo podemos observar nas barras as frequências que ocorrem as cargas dentro de cada grupo de corte.

Gráfico 4: Frequência de ocorrência das cargas – caso 2



No gráfico 4 podemos observar que as faixas de carga que vão de 2635 KN a 5072 KN e as carga de 5681 KN a 6290 KN são as que em conjunto mais impõem pressão sobre o solo, logo serão as cargas que utilizaremos para análise (tabela 24)

Tabela 24: Faixa de corte de carga consideradas – caso 2

Corte	Frequência	Cargas x Frequencia $\text{KN} \times 10^3$	Após análise
808	9	7,27	
1.417	5	7,09	
2.026	2	4,05	
2.635	1	2,64	
3.245	5	16,22	Faixa considerada
3.854	4	15,41	Faixa considerada
4.463	5	22,31	Faixa considerada
5.072	4	20,29	Faixa considerada
5.681	1	5,68	
6.290	2	12,58	Faixa considerada

5.2.3 Carga admissível pelo Método Decourt & Quaresma

Calculamos as cargas admissíveis pelo método Decourt & Quaresma e atendendo a norma NBR 6122:2019 por meio da planilha PLAN_D&Q, e apresentamos os resultados na forma das tabelas 37, 38 e 39 referentes a hélice contínua e 40, 41 e 42 referentes a estacas escavadas.

Todos esses dados estão no anexo 8 para hélice contínua e anexo 9 para escavadas.

5.2.4 Diâmetros e profundidades

Com auxílio da PLAN_AUX, que simula diversos conjuntos NDP e retorna os custos de execução, anotamos os mais eficientes para cada grupo de corte.

5.2.4.1 Para hélice contínua

Com a distribuição dos dados das cargas de corte na PLAN_AUX, ela nos retornou o conjunto NDP mais econômico e anotamos os seguintes resultados transcritos nas fichas conforme tabelas 25, 26 e 27 abaixo:

Tabela 25: Ficha de anotações C2HCSP1

KN	30cm	40cm	50cm	60cm	70cm	80cm
3245		17m				
3854		17m				
4463		16m				
5072			17m			

Tabela 26: Ficha de anotações C2HCSP2

KN	30cm	40cm	50cm	60cm	70cm	80cm
3245		15m				
3854			17m			
4463					15m	
5072						
6290						17m

Tabela 27: Ficha de anotações C2HCSP3

KN	30cm	40cm	50cm	60cm	70cm	80cm
3245		15m				
3854			17m			
4463			16m			
5072				15m		

Observando as fichas padronizamos profundidades de 15m, 16m e 17m e permitiremos diâmetros de 40cm, 50cm, 60cm, 70cm e 80cm levando suas respectivas capacidades de carga na PLAN_RESULT.

A escolha do diâmetro de 80cm se deve a observar que representa, apesar de único registro, o corte que tem maior impacto produzido no consumo de material da carga de 6290 KN. Isso justifica uma padronização precisa para atender esse caso.

Assim temos 3 sondagens válidas, consideraremos então as seguintes capacidades de cargas demonstradas na tabela 28:

Tabela 28: Carga admissível conforme sondagem, diâmetros e profundidades padronizadas C2HC

Sondagem por área de influência	40cm	50cm	60cm	70cm	80cm	Profundidade (m)
SP 01	559,20	714,71	876,50	1.044,58	1.218,94	15
SP 01	595,23	760,53	932,42	1.110,92	1.296,01	16
SP 01	633,35	808,96	991,49	1.180,92	1.377,27	17
SP 02	551,24	701,62	857,03	1.017,46	1.182,91	15
SP 02	582,24	741,55	906,35	1.076,65	1.252,45	16
SP 02	617,01	787,36	964,15	1.147,39	1.337,06	17
SP 03	679,00	873,10	1.076,94	1.290,51	1.513,83	15
SP 03	761,52	989,60	1.232,76	1.491,00	1.764,32	16
SP 03	844,04	1.106,10	1.388,58	1.691,49	2.014,81	17

5.2.4.2 Para estaca escavada

Do mesmo modo, com a distribuição dos dados das cargas de corte na PLAN_AUX obtivemos os seguintes resultados nas tabelas 29, 30 e 31 abaixo:

Tabela 29: Ficha de anotações C2EESP1

KN	30cm	40cm	50cm	60cm	70cm	80cm
3245		16m				
3854		17m				
4463		17m				
5072		17m				

Tabela 30: Ficha de anotações C2EESP2

KN	30cm	40cm	50cm	60cm	70cm	80cm
3245		16m				
3854			17m			
4463					10m	
5072						10m
6290						15m

Tabela 31: Ficha de anotações C2EESP3

KN	30cm	40cm	50cm	60cm	70cm	80cm
3245		15m				
3854			16m			
4463				15m		
5072				17m		

Observando a ficha padronizamos as profundidades de 10m, 13m, 15m e 17m e permitimos diâmetros de 40cm, 50cm, 60cm e 70cm e 80cm levando suas respectivas capacidades de carga para PLAN_RESULT.

A escolha 10m e 15m da SP02 se deve a observar que apenas 2 cargas isoladas representam o corte que maior impacto produzirá no consumo de material. Isso justifica uma padronização precisa para atender esse caso.

Nesse caso onde temos 3 sondagens válidas, consideraremos então as seguintes capacidades de cargas conforme tabela 32:

Tabela 32: Carga admissível conforme sondagem, diâmetros e profundidades padronizadas C2EE

Sondagem por área de influência	40cm	50cm	60cm	70cm	80cm	Profundidade (m)
SP 01	485,06	655,28	845,09	1.054,48	1.275,22	10
SP 01	588,11	788,54	1.010,34	1.253,50	1.518,02	13
SP 01	701,62	946,01	1.218,00	1.517,57	1.844,74	15
SP 01	1.007,40	1.328,96	1.612,11	1.901,04	2.195,76	17
SP 02	422,23	572,29	740,16	925,83	1.090,12	10
SP 02	475,85	630,41	799,22	982,27	1.179,56	13
SP 02	522,76	689,06	869,59	1.064,37	1.273,39	15
SP 02	598,37	793,58	1.007,04	1.238,74	1.488,70	17
SP 03	425,79	577,86	748,17	936,73	1.091,54	10
SP 03	481,08	638,07	809,75	996,11	1.197,16	13
SP 03	549,57	731,47	931,17	1.148,67	1.383,98	15
SP 03	619,10	822,84	1.046,15	1.289,05	1.551,53	17

5.2.5 Resultados finais

Do mesmo modo que no caso 1, apresentaremos os dados na forma de fragmento da PLAN_RESULT contendo os principais dados referentes ao pré-dimensionamento.

Ao analisar os dados na PLAN_RESULT, observa-se que alimentamos a planilha com 3 possibilidades de profundidades. Essas possibilidades devem ser testadas uma a uma em cada carga para extrair o menor custo e dessa forma ela retornar o melhor conjunto NDP. A carga P16 apresentou restrição quanto ao limite de 6 Mpa de tensão de compressão atuante conforme a norma NBR 6122:2019.

Em todas as 3 possibilidades de profundidade o conjunto NDP ultrapassava o limite de 6 Mpa quando escolhíamos 6 estacas de diâmetro 0.4m. Simulou-se então uma carga ligeiramente mais pesada para que a planilha aumentasse o diâmetro e consequentemente ficasse abaixo do limite estipulado pela norma para que desobrigasse de armar a estaca. Estabelecemos então 6 estacas de diâmetro 0.50m para a carga 399.9 KN representada na tabela por carga de 450 KN.

Apresentaremos os dados na forma de fragmento da PLAN_RESULT contendo os principais dados referentes ao pré-dimensionamento: Tabela 33 para hélice contínua e tabela 34 para estaca escavada.

5.2.5.1 Para hélice contínua

Tabela 33: Fragmento da plan_aux com resumo do pré-dimensionamento para hélice contínua no caso 2

PILARES	Furo de Sondagem	CARGA (tf)	CARGA (KN)	Profundidad e da estaca (m)	Número de estacas	θ	Total (m) escavado	m³ concreto Estaca (m³)	m³ concreto Bloco (m³)	Total de concreto (m³)
PB19	SP03	19,9	199,00	15	1	0,40	15	2,26	0,17	2,43
PB01	SM01	52,9	529,00	15	1	0,40	15	2,26	0,17	2,43
PB05	SM01	56,5	565,00	16	1	0,40	16	2,41	0,17	2,59
PB11	SP03	57,1	571,00	15	1	0,40	15	2,26	0,17	2,43
PB02	SM01	58	580,00	16	1	0,40	16	2,41	0,17	2,59
PB10	SP03	67,7	677,00	15	1	0,40	15	2,26	0,17	2,43
PB06	SM01	67,8	678,00	15	1	0,50	15	3,53	0,29	3,83
PB08	SP02	69,7	697,00	15	1	0,50	15	3,53	0,29	3,83
PB03	SM01	76	760,00	16	1	0,50	16	3,77	0,29	4,06
PB07	SM01	90,2	902,00	15	2	0,40	30	4,52	0,48	5,00
PB04	SM01	101,7	1.017,00	15	2	0,40	30	4,52	0,48	5,00
PB18	SP03	114	1.140,00	15	2	0,40	30	4,52	0,48	5,00
PB13	SP03	116,1	1.161,00	15	2	0,40	30	4,52	0,48	5,00
PB09	SM01	124,1	1.241,00	17	2	0,40	34	5,13	0,48	5,61
PB15	SP02	151,6	1.516,00	15	3	0,40	45	6,79	1,46	8,24
PB12	SP02	164	1.640,00	15	3	0,40	45	6,79	1,46	8,24
PB14	SP02	247,8	2.478,00	15	5	0,40	75	11,31	2,07	13,38
PB16	SP02	268,1	2.681,00	15	5	0,40	75	11,31	2,07	13,38
PB17	SP02	294,8	2.948,00	17	5	0,40	85	12,82	2,07	14,88
P10	SP02	295,8	2.958,00	17	5	0,40	85	12,82	2,07	14,88
P01	SM01	304,6	3.046,00	17	5	0,40	85	12,82	2,07	14,88
P03	SM01	315,5	3.155,00	17	5	0,40	85	12,82	2,07	14,88
P30	SP03	343,6	3.436,00	16	5	0,40	80	12,06	2,07	14,13
P05	SM01	345,8	3.458,00	16	6	0,40	96	14,48	4,58	19,05
P18	SP02	368,2	3.682,00	17	6	0,40	102	15,38	4,58	19,96
P13	SP03	370,7	3.707,00	15	6	0,40	90	13,57	4,58	18,15
P12	SP02	391,5	3.915,00	17	5	0,50	85	20,03	3,74	23,77
P16	SP03	450	4.500,00	15	6	0,50	90	21,21	8,42	29,63
P09	SM01	400,9	4.009,00	17	5	0,50	85	20,03	3,74	23,77
P17	SP02	421,1	4.211,00	15	5	0,60	75	25,45	6,14	31,59
P11	SP02	433,4	4.334,00	16	6	0,50	96	22,62	8,42	31,04
P06	SM01	452,4	4.524,00	16	6	0,50	96	22,62	8,42	31,04
P14	SP02	489,9	4.899,00	15	5	0,70	75	34,64	9,39	44,03
P07	SM01	498,5	4.985,00	15	5	0,70	75	34,64	9,39	44,03
P08	SP02	506,7	5.067,00	15	5	0,70	75	34,64	9,39	44,03
P20	SP02	515,6	5.156,00	16	5	0,70	80	36,95	9,39	46,34
P21	SP03	569,3	5.693,00	16	6	0,50	96	22,62	8,42	31,04
P22	SP02	629	6.290,00	17	5	0,80	85	51,27	13,63	64,90
103.005,00				747,00	142		2253	537,58	133,94	671,52

Para esta proposta seria executada 142 estacas, 2253 m de perfuração e consumo de 671,52 m³ de concreto, com custo estimado de perfuração e lançamento de concreto nas estacas e blocos de R\$ 533.969,72.

5.2.5.2 Para escavada

Observamos durante o processo de análise na PLAN_RESULT que várias cargas não puderam se adequar ao seu mais econômico conjunto NDP porque muitas delas superavam seus limites de tensão de 5 Mpa sobre a área da seção da estaca, dessa forma foi escolhida a profundidade (geralmente reduzindo) onde provocava o aumento do diâmetro e consequentemente melhoraria capacidade da cabeça das estacas suportar as tensões de compressão atuantes, ficando abaixo de 5 Mpa, conforme a norma NBR 6122:2019.

Tabela 34: Fragmento da plan_aux com resumo do pré-dimensionamento estaca escavada caso 2

PILARES	Furo de Sondagem	CARGA (tf)	CARGA (KN)	Profundidade da estaca (m)	Número de estacas	θ	Total (m) escavado	m³ concreto Estaca (m³)	m³ concreto Bloco (m³)	Total de concreto (m³)
PB19	SP03	19,9	199,00	10	1	0,40	10	1,26	0,17	1,43
PB01	SM01	52,9	529,00	13	1	0,40	13	1,63	0,17	1,81
PB05	SM01	56,5	565,00	13	1	0,40	13	1,63	0,17	1,81
PB11	SP03	57,1	571,00	10	1	0,50	10	1,96	0,29	2,26
PB02	SM01	58	580,00	13	1	0,40	13	1,63	0,17	1,81
PB10	SP03	67,7	677,00	10	2	0,40	20	2,51	0,48	2,99
PB06	SM01	67,8	678,00	13	1	0,50	13	2,55	0,29	2,85
PB08	SP02	69,7	697,00	10	2	0,40	20	2,51	0,48	2,99
PB03	SM01	76	760,00	13	1	0,50	13	2,55	0,29	2,85
PB07	SM01	90,2	902,00	15	1	0,50	15	2,95	0,29	3,24
PB04	SM01	101,7	1.017,00	13	2	0,40	26	3,27	0,48	3,75
PB18	SP03	114	1.140,00	10	2	0,50	20	3,93	0,85	4,78
PB13	SP03	116,1	1.161,00	17	2	0,40	34	4,27	0,48	4,75
PB09	SM01	124,1	1.241,00	10	2	0,50	20	3,93	0,85	4,78
PB15	SP02	151,6	1.516,00	15	3	0,40	45	5,65	1,46	7,11
PB12	SP02	164	1.640,00	10	4	0,40	40	5,03	2,07	7,09
PB14	SP02	247,8	2.478,00	15	5	0,40	75	9,42	2,07	11,49
PB16	SP02	268,1	2.681,00	10	5	0,50	50	9,82	3,74	13,56
PB17	SP02	294,8	2.948,00	13	5	0,50	65	12,76	3,74	16,50
P10	SP02	295,8	2.958,00	10	4	0,60	40	11,31	6,14	17,45
P01	SM01	304,6	3.046,00	10	5	0,50	50	9,82	3,74	13,56
P03	SM01	315,5	3.155,00	10	5	0,50	50	9,82	3,74	13,56
P30	SP03	343,6	3.436,00	15	5	0,50	75	14,73	3,74	18,47
P05	SM01	345,8	3.458,00	10	5	0,60	50	14,14	6,14	20,28
P18	SP02	368,2	3.682,00	10	5	0,60	50	14,14	6,14	20,28
P13	SP03	370,7	3.707,00	10	5	0,60	50	14,14	6,14	20,28
P12	SP02	391,5	3.915,00	17	5	0,50	85	16,69	3,74	20,43
P16	SP03	399,9	3.999,00	17	5	0,50	85	16,69	3,74	20,43
P09	SM01	400,9	4.009,00	10	5	0,60	50	14,14	6,14	20,28
P17	SP02	421,1	4.211,00	15	5	0,60	75	21,21	6,14	27,35
P11	SP02	433,4	4.334,00	15	5	0,60	75	21,21	6,14	27,35
P06	SM01	452,4	4.524,00	13	6	0,50	78	15,32	8,42	23,74
P14	SP02	489,9	4.899,00	17	5	0,60	85	24,03	6,14	30,17
P07	SM01	498,5	4.985,00	13	5	0,60	65	18,38	6,14	24,52
P08	SP02	506,7	5.067,00	10	5	0,80	50	25,13	13,63	38,76
P20	SP02	515,6	5.156,00	10	5	0,80	50	25,13	13,63	38,76
P21	SP03	569,3	5.693,00	15	5	0,70	75	28,86	9,39	38,26
P22	SP02	629	6.290,00	15	5	0,80	75	37,70	13,63	51,33
102.504,00				625,00	137		1728	431,84	151,23	583,07

Para esta proposta seria executada 137 estacas, 1728 m de perfuração e consumo de 583.07 m³ de concreto, com custo estimado de perfuração e lançamento de concreto nas estacas e blocos de R\$ 457.579,09.

5.3 CONSIDERAÇÕES SOBRE OS BLOCOS DE COROAMENTO

A análise dos dados em planilha nos ajudou a predimensionar as estacas de maneira racional considerando inclusive os volumes dos blocos de coroamento.

Como adendo a este trabalho, utilizamos o software Cypecad, que atende modelos tridimensionais (biela-tirante), para dimensionar um bloco de fundação como demonstração. Refere-se a carga P16 de 540 KN do caso 1, que consideraremos um bloco sobre 3 estacas de 30 cm. (anexo 6)

O software Cypecad dimensiona o bloco considerando o modelo de bielas e tirantes, desde que informemos os dados pré-determinados de carga, diâmetro, embutimento da estaca no bloco, afastamento das estacas e cobrimento do bloco. Ou seja, ele não dimensiona a geometria do bloco, tampouco escolhe o melhor conjunto NDP para a carga. O software dimensiona as armaduras e faz uma verificação completa dos critérios técnicos emitindo um laudo do dimensionamento.

Como será visto adiante, a carga de 540 KN do caso 1, pede (pela otimização) um bloco triangular com estacas de 30 cm, afastamento mínimo de 90 cm, embutimento da estaca em 10 cm e altura do bloco de 65 cm.

Ao informar essa configuração ao software Cypecad, nos retornou que todas as verificações de norma, foram cumpridas e ele dimensionou as armaduras. (anexo 6)

Essas verificações foram:

- a) espessura do bloco
- b) espaçamento
- c) espaçamento mínimo entre as faces das barras longitudinais
- d) elementos estruturais armados com estribos
- e) armadura de distribuição
- f) cobrimento
- g) comprimento de ancoragem necessário
- h) tirantes

- i) bielas de compressão
- j) capacidade admissível da estaca

Os volumes dos blocos de coroamento do projeto original do caso 2 foram obtidos analisando os desenhos técnicos do projeto original.

Os volumes de sapatas do caso 1 foi analisado e calculado tendo em mãos os desenhos técnicos disponibilizados.

5.4 CONSIDERAÇÕES SOBRE DADOS DAS SONDAGENS

Como considerado por Berberian (2015) descrito aqui no item 2.1, se, a aplicabilidade dessas correlações paramétricas e métodos empíricos já são alvo de ressalvas e cautelas em regiões relativamente similares, mais o seria em nossa região norte que não possui qualquer estudo dessas correlações com os métodos tradicionais sobremaneira influenciado pela sedimentação e pela dinâmica do maior rio do mundo (rio Amazonas) em obra situada a aproximadamente 1,6 km de sua margem e ainda que distante a não menos que 150 Km do seu encontro com o mar ainda apresente um comportamento periódico diário de amplitude de marés de água doce na ordem 3 m. Tais condições que possam ter levado ao colapso do porto de Santana-AP em 2013 ainda são motivos de controvérsias haja visto o pouco conhecimento dessa dinâmica rio-terra, e sua influência nas edificações.

E isso é ainda mais relevante em fundações que tenham por princípio o atrito lateral, ou o solo como principal fonte de sustentação, como é o caso do nosso objeto de estudo.

Será considerado aqui a segurança quanto a estabilidade da fundação na interação com o solo. Toda a assertividade de um projeto de fundações parte de um conhecimento adequado das características do solo e das condições a que ele será submetido pela obra e com as condições ambientais e sazonais que lhe interfere.

Uma sondagem SPT (*standard penetration test*) é obrigatória para esse conhecimento. Então o relatório de sondagem deve constar informações claras e precisas sobre o número de sondagem e a localização dos furos. Deve ser preciso na

localização da obra. Precisa ter clara a identificação da sondagem para distribuir as cargas conforme sua área de influência. Deve ter adequada disposição dos furos para se extrair o máximo de informações pertinentes quando se optar por área de influência em uma obra com diversas solicitações de carga e um número elevado de elementos fundação.

No caso 1, tivemos nesse estudo a dificuldade na interpretação do relatório de sondagem quanto a localização da obra no campus, quanto a localização dos furos na locação da obra e quanto à disposição dos furos de modo a abranger a maior parte do terreno relevante.

Salientamos veementemente a necessidade de se dar a devida importância ao relatório de sondagem como documento de suporte ao engenheiro civil.

O croqui do caso 1 deixou dúvidas sobre o posicionamento dos furos de sondagem no local da obra: apresenta 8 sondagens, porém no croqui (anexo 1) a representação dos furos SP 03 e SP 04 estão duplicados, não existindo indicação da localização do SP 07 e SP 08. Ainda no croqui não está claro o posicionamento dos furos de sondagem em relação a um referencial. O referencial indicado – Centro de Arqueologia – fisicamente não está alinhado a obra conforme o croqui (anexo 1) e foto vista superior (anexo 7). O endereço indicado na sondagem e croqui consta: RUA DUQUE DE CAXIAS, 2191 – DIST_INDUSTRIAL AP, o que não condiz com o endereço da execução da obra. Na vivência prática do engenheiro civil os cálculos e projetos não devem prosseguir em condições duvidosas e a execução deve ser paralisada até que essas dúvidas sejam sanadas.

O relatório técnico do caso 2, por outro lado apresentou a maioria das informações pertinentes de maneira satisfatória. Ressalva fazemos também quanto a clareza da locação dos furos de sondagem. No croqui (não publicado) o posicionamento do furo está referenciado aos limites do terreno. Na planta de locação dos pilares que nos foi disponibilizado não está representado os limites do terreno, de forma que tivemos um certo grau de dificuldade de estabelecer as áreas de influência.

Frente a importância da sondagem e completa dependência desta para o dimensionamento e escolha das fundações, consideramos que o relatório técnico tenha que apresentar toda a clareza necessária para o seguimento do projeto.

5.5 COMPARAÇÕES COM AS FUNDAÇÕES ORIGINAIS

Nos casos em estudo temos 2 situações distintas:

No caso 1 implica em compararmos 2 métodos muito diferentes de fundação, uma rasa e outras duas profundas, porém as cargas são compatíveis com os métodos concorrentes.

Já no caso 2, devido as elevadas cargas, impõe-se necessário as fundações profundas.

Apresentamos a seguir na tabela 35 e 36 o resumo dos consumos e custos entre os casos analisados frente aos projetos originais e as propostas otimizadas:

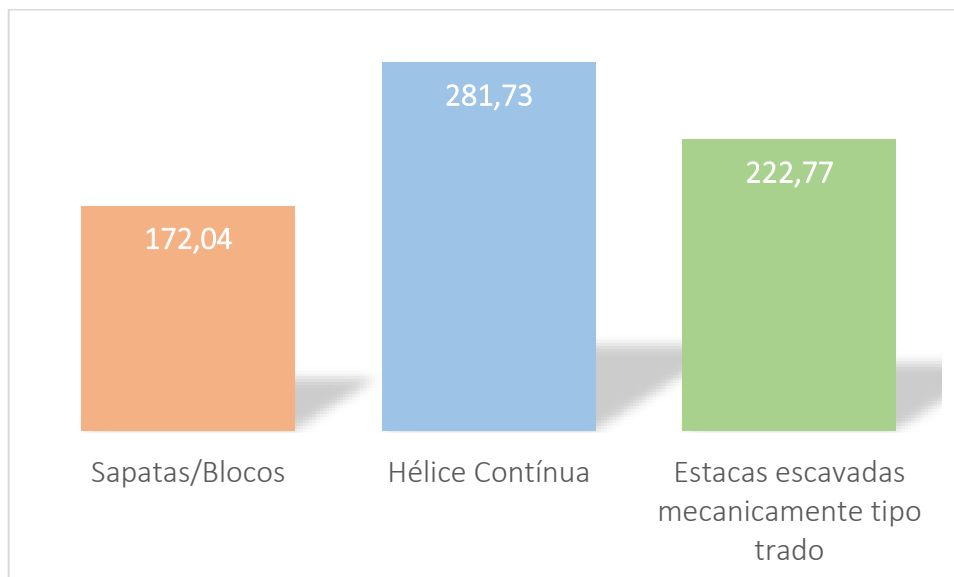
Tabela 35: Dados comparativos entre o projeto original do caso 1 e as propostas de otimização

CASO 1: BIBLIOTECA	Sapatas e Blocos	Otimizado p/ Hélice Contínua	Otimizado p/Estacas escavadas
Metros lineares escavados	-	1536	1408
Número de estacas ou sapatas	48	192	176
Volume estaca ou sapatas	172,04	201,31	148,47
Volume dos blocos de coroamento	-	80,42	74,30
Volume Total de concreto	172,04	281,73	222,77
Custo do concreto bombeado na estaca/sapata	111.853,53	125.339,63	96.529,26
Custo concreto bombeado no bloco	-	52.285,87	48.306,89
Custo Total do concreto colocado	-	177.625,50	144.836,14
Custo Serviço de perfuração	-	54.797,82	57.924,79
Custo Total (escavação + concreto)	111.853,53	232.423,32	202.760,93

Tabela 36: Dados comparativos entre o projeto original do caso 2 e as propostas de otimização

CASO 2- EDIFÍCIO	Estacas escavadas e Tubulões	Hélice Contínua	Estacas escavadas
Metros lineares escavados	614	2253	1728
Número de estacas	55	142	137
Volume estacas	607,12	537,58	431,84
Volume dos blocos de coroamento	372,43	133,94	151,23
Volume Total de concreto	979,55	671,52	583,07
Custo do concreto bombeado na estaca	394.725,14	334.708,06	280.765,09
Custo concreto bombeado no bloco	242.139,09	87.082,43	98.323,70
Custo Total do concreto colocado	636.864,23	421.790,49	379.088,79
Custo Serviço de perfuração	72.680,00	112.179,23	78.490,30
Custo Total (escavação + concreto)	709.544,23	533.969,72	457.579,09

Como podemos ver no gráfico 5, o consumo de concreto para sapatas está sensivelmente mais baixo que as propostas para execução em hélice contínua ou estacas escavadas mesmo que otimizadas.

Gráfico 5: Comparativo de consumo de concreto (m^3) no caso 1

No gráfico 6 e 7, fica evidente que a otimização do projeto original tem potencial de levar a uma substancial economia refletida em metros cúbicos de concreto e custos, tanto em hélice contínua, quanto em estacas escavadas.

Gráfico 6: Comparativo dos volumes de concreto (m^3) no caso 2

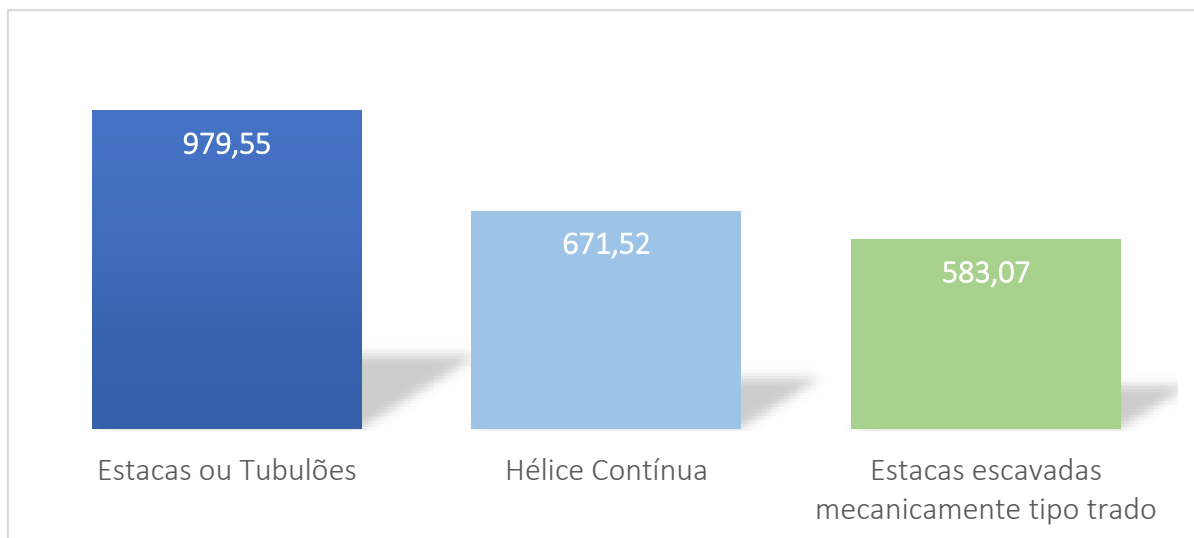
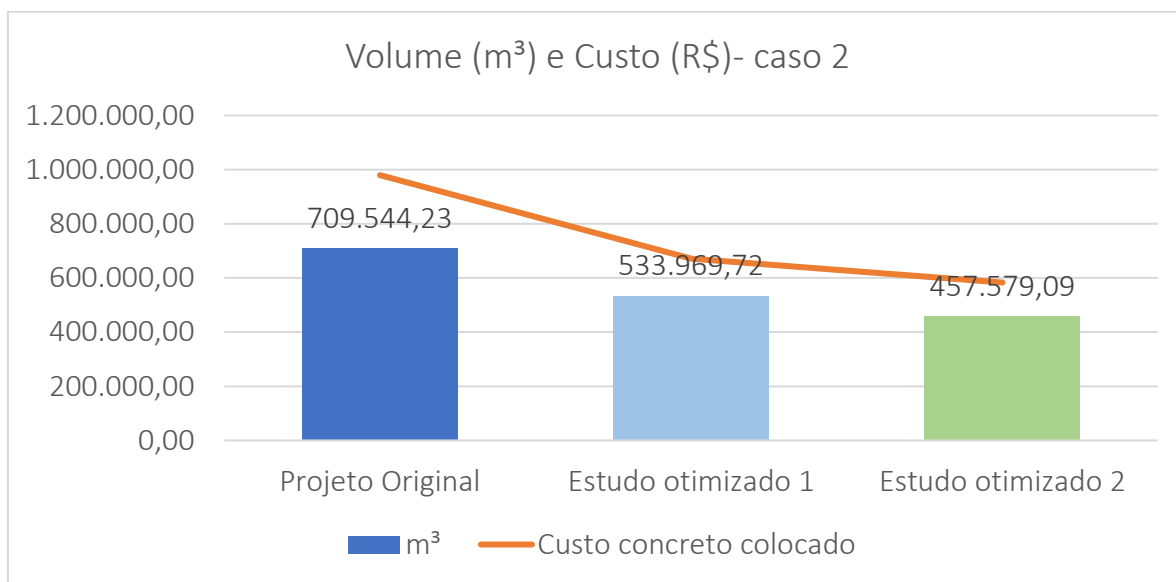


Gráfico 7: Comparativo entre os custos e consumo de concreto (m^3) no caso 2



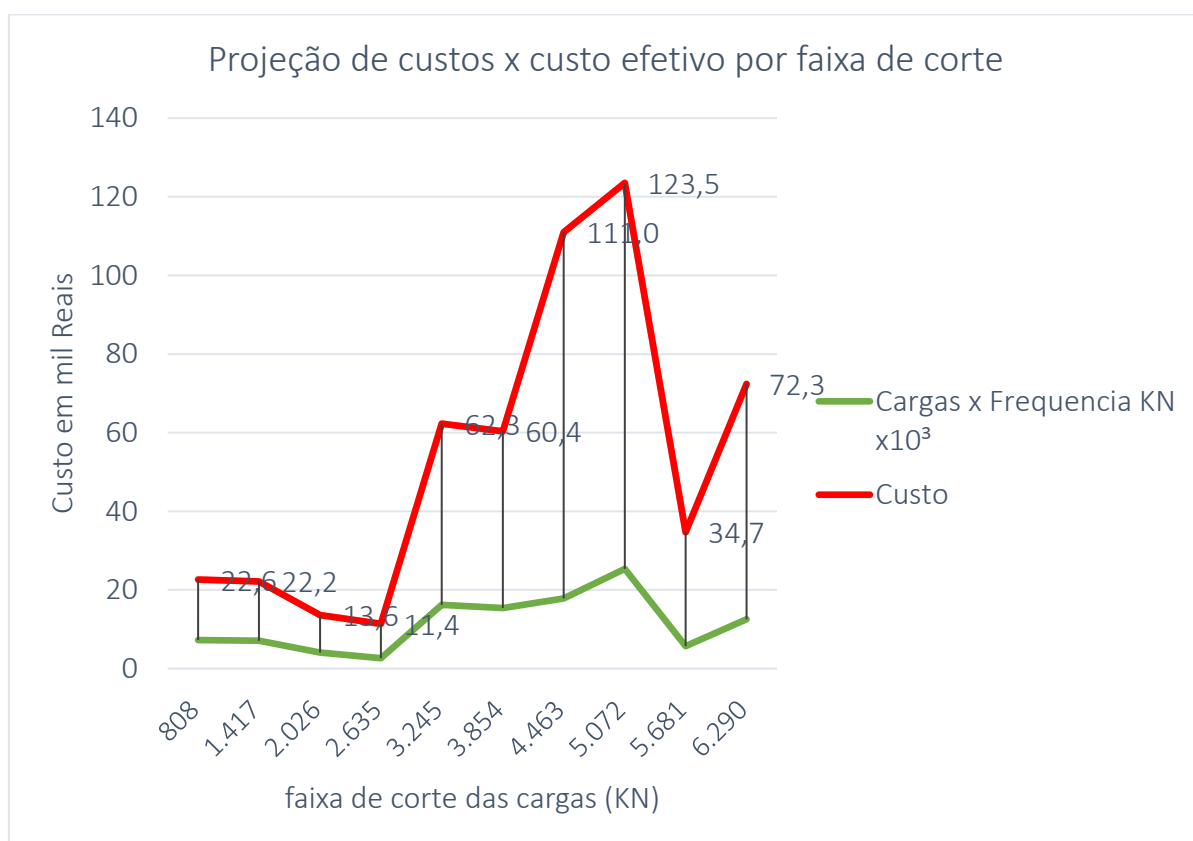
5.6 ANÁLISES GRÁFICAS

5.6.1 Analisando o método estatístico de escolha dos cortes em relação aos custos encontrados.

Podemos observar aqui, conforme os resultados finais obtidos, a correlação entre as proporções de custos e os cortes inicialmente apontados pela frequência, onde os cortes de carga escolhidos representariam a maior parte do consumo total.

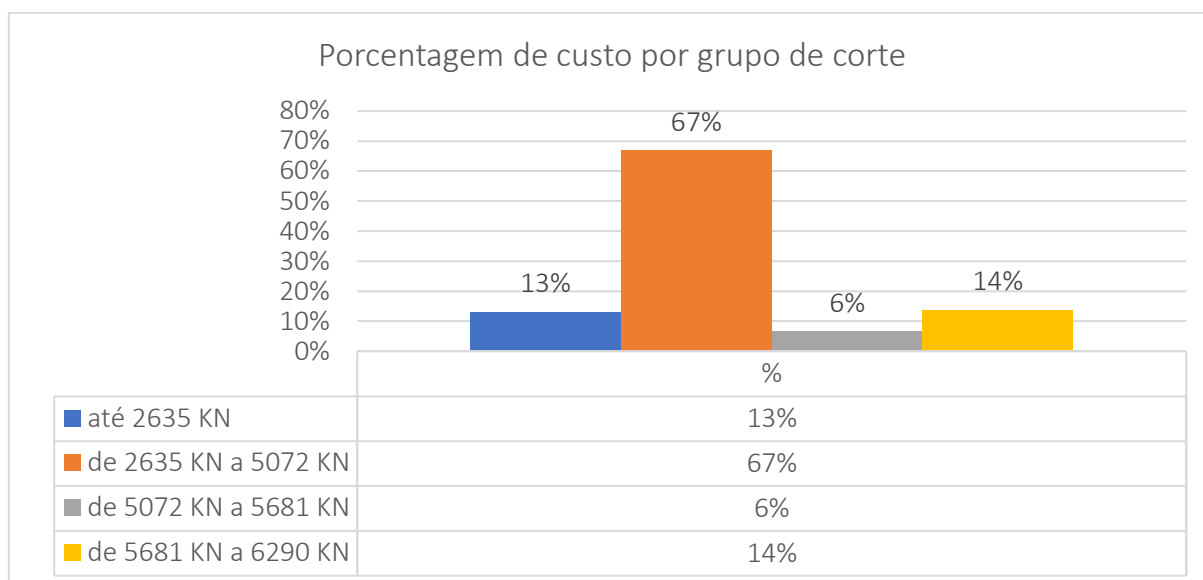
Nesse gráfico 8 representativo do caso 2, podemos observar que isso de fato ocorreu se atendo a semelhança das curvas dos custos encontrados e perceber que são proporcionais a curva das projeções iniciais de Cargas x Frequência:

Gráfico 8: Sobreposição da curva de custos sobre a curva de projeção (cargas de corte x frequência)



No gráfico 9 abaixo mostramos os 4 agrupamentos de corte sendo os dois que foram desconsiderados e os dois cortes otimizados no caso 2.

Gráfico 9: Porcentagem por grupo de corte no custo

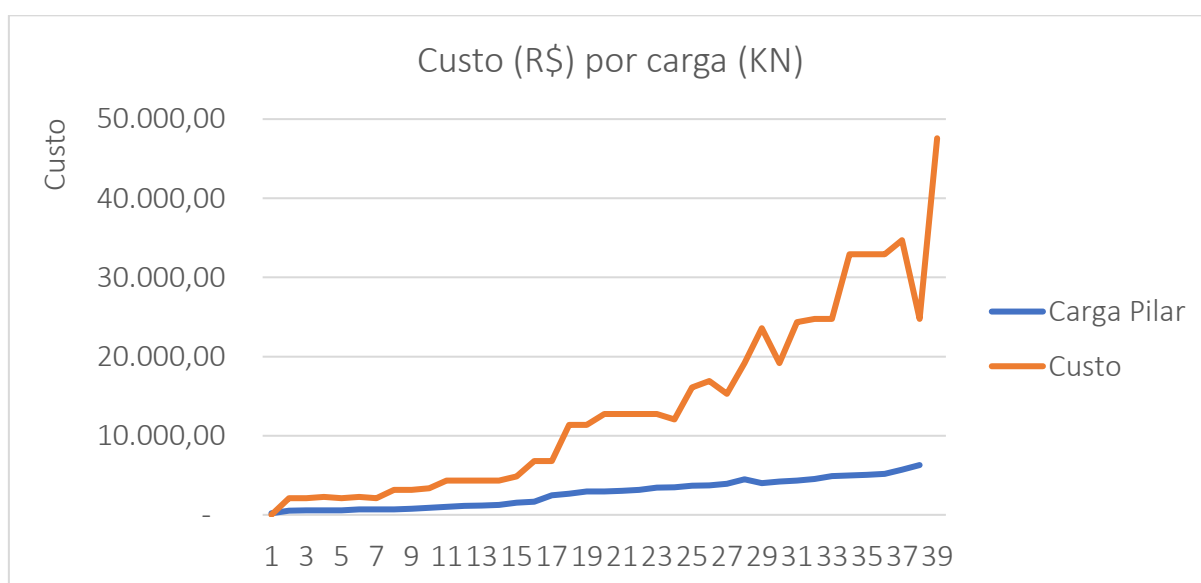


Nota-se pelo gráfico 9, que o método aplicado nos fez debruçar sobre as cargas que impuseram 81% dos custos levantados. Isso é esperado e crucial para o sucesso de uma otimização. Suponhamos que temos disponíveis na região apenas 3 trados com 3 diâmetros específicos e precisamos padronizar então por esses 3 trados. É crucial que saibamos desses grupos principais quais profundidades padronizar. Que as profundidades sejam então em detrimento dessa camada mais representativa de custos. Também o contrário: Suponhamos que tenhamos o limite de 12 m para a profundidade (por questões técnicas do equipamento), precisamos então padronizar os diâmetros prioritariamente dentro dos grupos demonstrados no gráfico 9 e previsto pelo estudo da frequência x carga.

5.6.2 Custo absoluto por carga

Como podemos observar no gráfico 10, enquanto o aumento das cargas segue uma tendência linear, o custo avaliado mantém uma relação exponencial com o aumento da carga e deve estar ligado a necessidade de aumento de diâmetros no conjunto NDP e não ao aumento da profundidade da estaca ou ao número de estacas por bloco. Demonstraremos adiante.

Gráfico 10: Carga do pilar x custo - caso 2

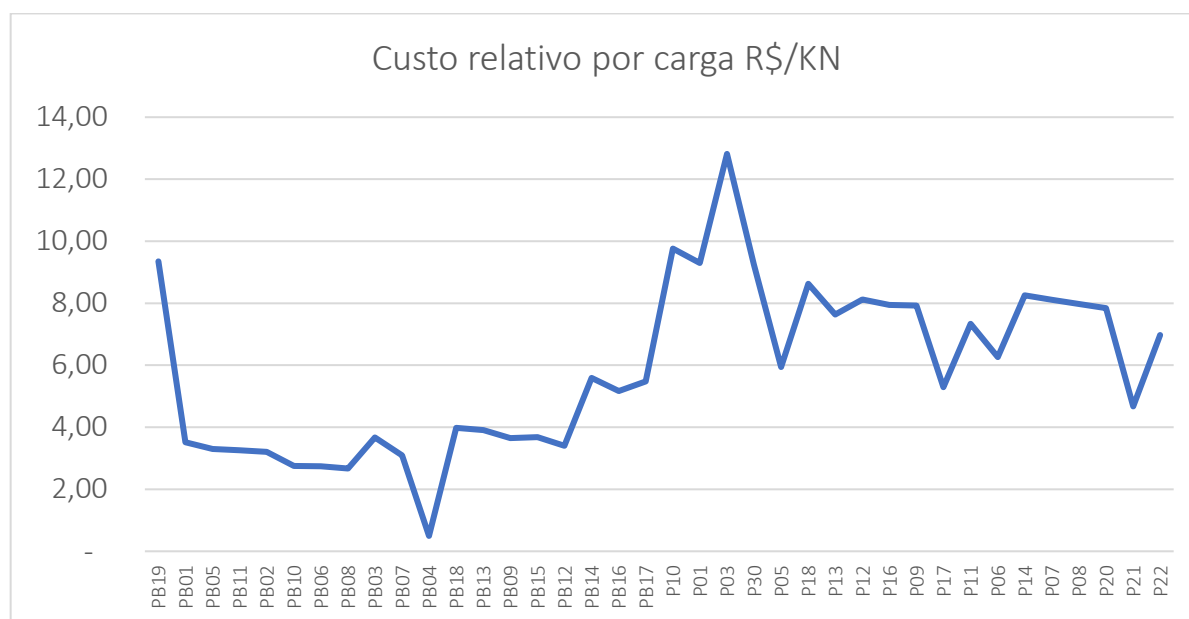


5.6.3 Custos relativos do caso 2

O objetivo de explorar o custo relativo por carga é perceber o comportamento da curva quando as cargas são ordenadas em ordem crescente e identificar algum dimensionamento que pudesse ser otimizado:

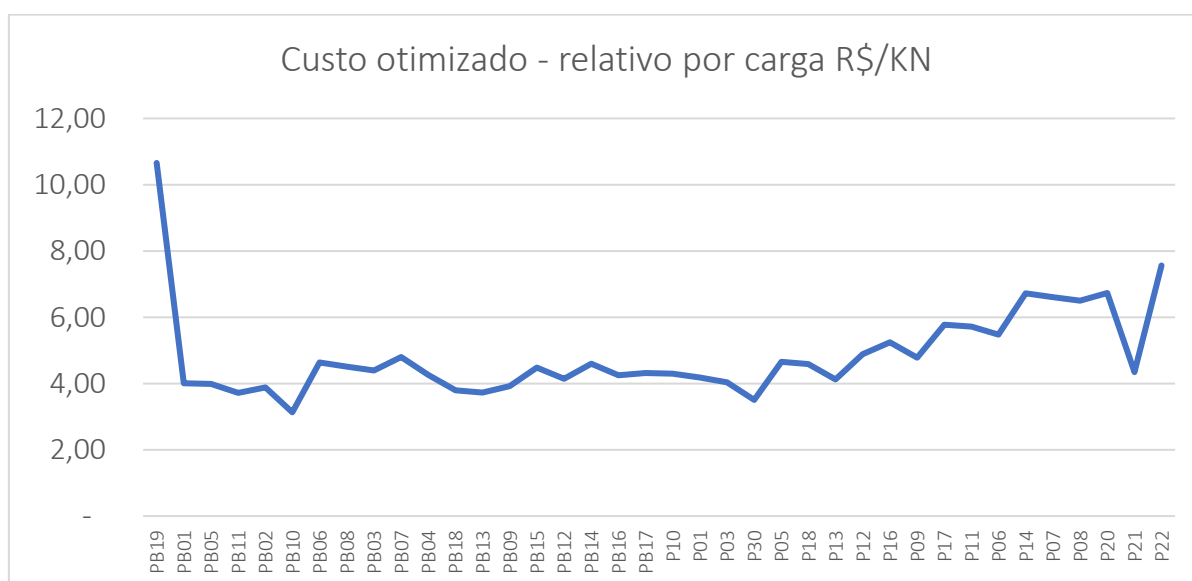
Utilizando como exemplo o projeto original do caso 2, podemos observar no gráfico 11 que a relação custo/KN de execução das estacas e tubulões seguiu um padrão oscilatório não regular indicando a possibilidade de que poderíamos otimizar as escolhas do conjunto (NDP), ou mesmo indicar que houve algum subdimensionamento ou atendeu a solicitações específicas do projeto estrutural.

Gráfico 11: Relação custo/KN x carga do projeto original caso 2.



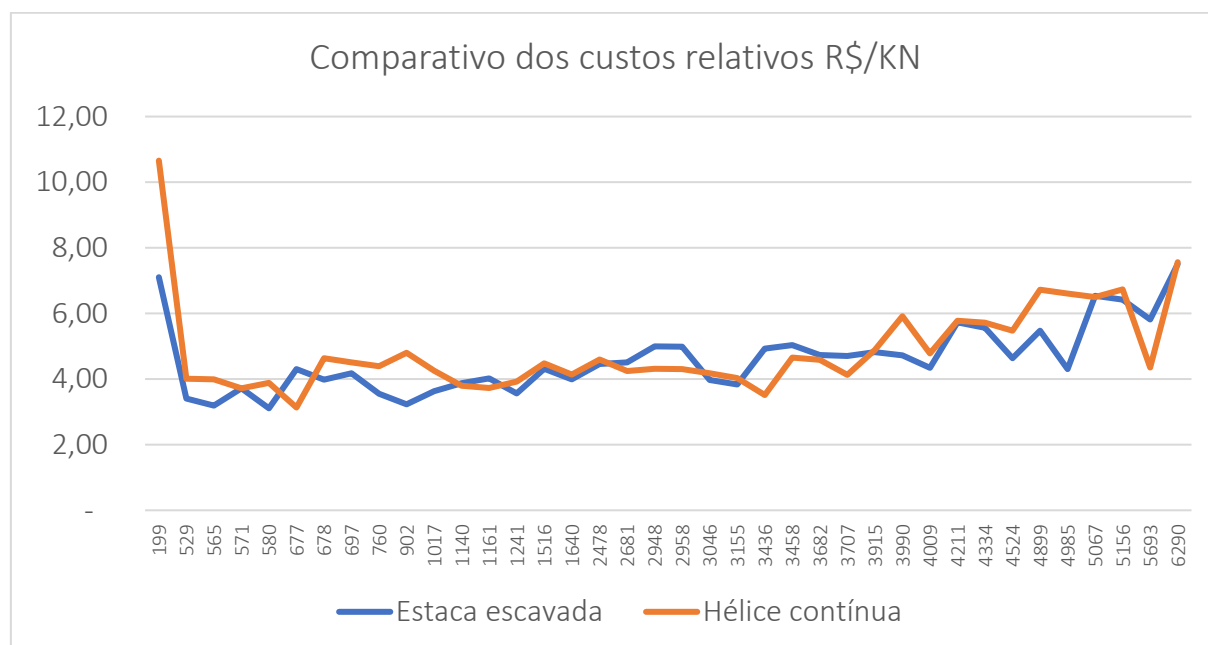
Por outro lado, quando conseguimos padronizar de maneira otimizada os elementos da fundação os custos por KN de cada carga apresentaram-se com uma tendência praticamente constante de se manter estável. Isso evidencia a eficiência do método de padronização. Esse método não admite que duas cargas de valores próximos tenham enormes diferenças de custo relativo. E isso ocorre porque realmente a PLAN_RESULT trouxe todas as cargas próximas a seus limites de dimensionamento. Isso se reflete suavizando a curva como demonstrado no gráfico 12 a seguir.

Gráfico 12: Relação custo/KN x carga do projeto hélice contínua caso 2.



No gráfico 13, em comparação entre os dois métodos construtivos podemos novamente observar essa tendência em estabilizar o custo em relação ao Valor/KN.

Gráfico 13: Relação custo/KN por carga otimizado para as duas propostas de otimização no caso 2.



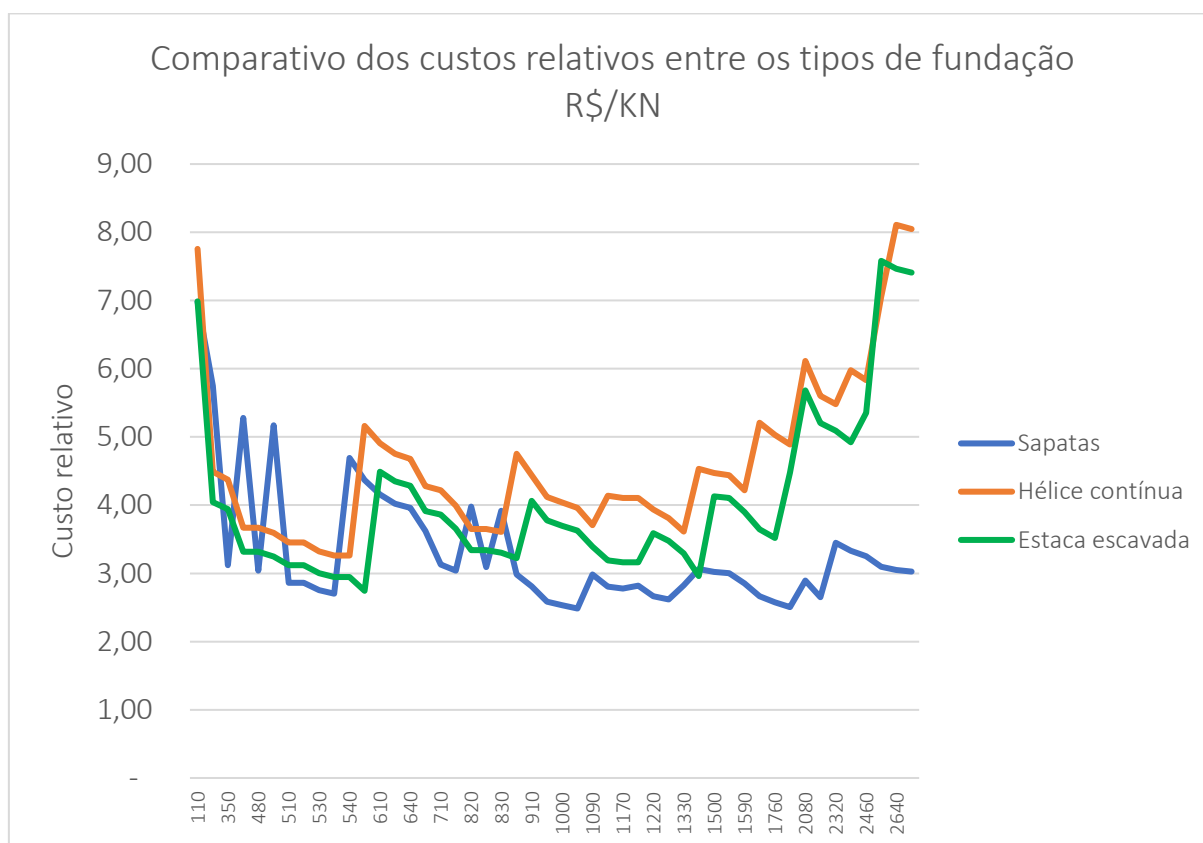
5.6.4 Consumo relativo caso 1

No caso 1 – como observado no gráfico 14 abaixo, apesar da forte oscilação em cargas baixas, no geral as sapatas mantiveram uma relação custo/KN constante nas cargas altas.

Já nas propostas para estacas, a partir de 1330 KN percebe-se um aumento no custo/KN e acreditamos que seja devido a padronização em apenas uma profundidade fixa exigindo a partir dessa carga o aumento dos diâmetros mantendo a profundidade.

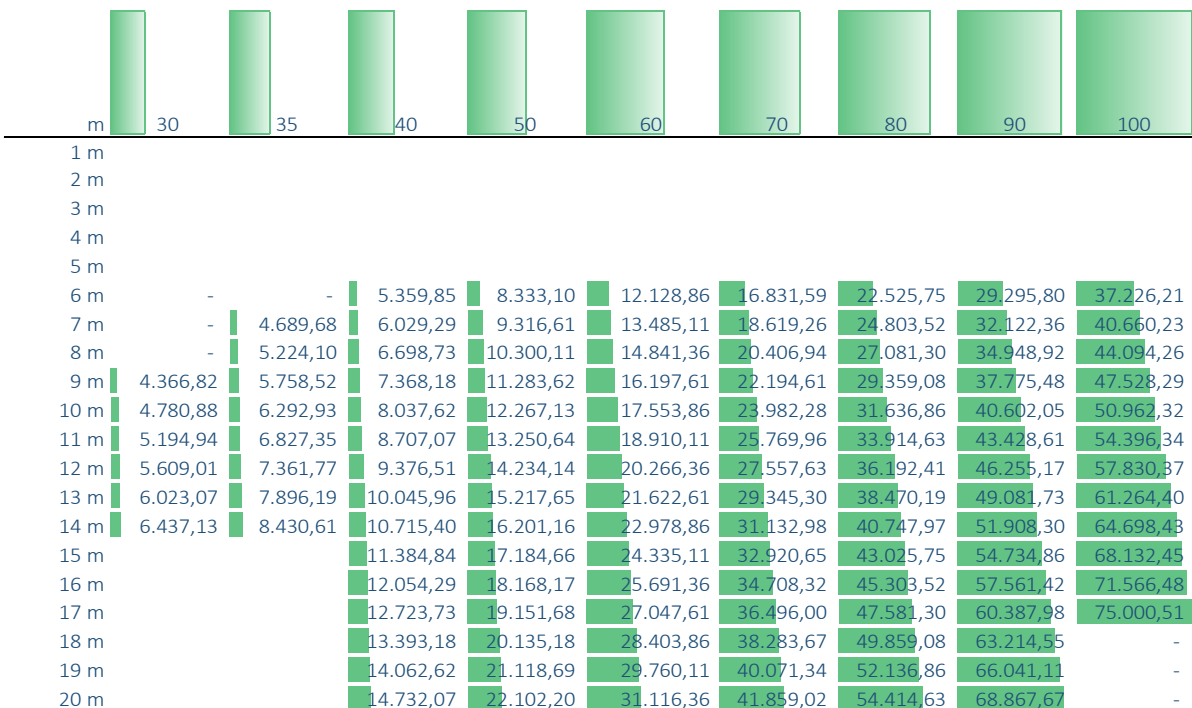
Podemos demonstrar adiante que o aumento de profundidade leva a um aumento linear dos custos, e mantendo-se a profundidade e aumentando o diâmetro leva-se a um aumento exponencial dos custos. Ao se restringir na padronização uma única opção de profundidade vamos perceber esse aumento relativo de custo/KN nas cargas mais altas. Para minimizar isso, se possível aumenta-se a opção de profundidades ou número de estacas por bloco.

Gráfico 14: Relação custo/KN por carga sapatas x propostas – caso 1



Vamos analisar essa questão de linearidade ou exponencialidade do aumento dos custos quando se aumenta a carga (figura 13): Fixando o uso de 5 estacas por bloco para exemplificar: Para uma carga de 1330 KN podemos observar que em qualquer profundidade seguindo em direção (x), que aumenta o diâmetro das estacas, o aumento de custo é praticamente exponencial. Agora, tomando a coluna do diâmetro das estacas e ir em direção (y) das profundidades observamos que o aumento de custos é linear. Isso corrobora o fato de que no caso 1, se tivéssemos a possibilidade de atingir maior profundidades na padronização teríamos mais economia ao invés de ter que aumentar diâmetros para suportar cargas mais altas. Isso pode e deve ser levado em conta nas escolhas de padronização de diâmetros e profundidades.

Figura 13: Fragmento: Custo em cada diâmetro e profundidade para execução de 5 estacas + bloco



m	30	35	40	50	60	70	80	90	100
1 m									
2 m									
3 m									
4 m									
5 m									
6 m	-	-	5.359,85	8.333,10	12.128,86	16.831,59	22.525,75	29.295,80	37.226,21
7 m	-	4.689,68	6.029,29	9.316,61	13.485,11	18.619,26	24.803,52	32.122,36	40.660,23
8 m	-	5.224,10	6.698,73	10.300,11	14.841,36	20.406,94	27.081,30	34.948,92	44.094,26
9 m	4.366,82	5.758,52	7.368,18	11.283,62	16.197,61	22.194,61	29.359,08	37.775,48	47.528,29
10 m	4.780,88	6.292,93	8.037,62	12.267,13	17.553,86	23.982,28	31.636,86	40.602,05	50.962,32
11 m	5.194,94	6.827,35	8.707,07	13.250,64	18.910,11	25.769,96	33.914,63	43.428,61	54.396,34
12 m	5.609,01	7.361,77	9.376,51	14.234,14	20.266,36	27.557,63	36.192,41	46.255,17	57.830,37
13 m	6.023,07	7.896,19	10.045,96	15.217,65	21.622,61	29.345,30	38.470,19	49.081,73	61.264,40
14 m	6.437,13	8.430,61	10.715,40	16.201,16	22.978,86	31.132,98	40.747,97	51.908,30	64.698,43
15 m			11.384,84	17.184,66	24.335,11	32.920,65	43.025,75	54.734,86	68.132,45
16 m			12.054,29	18.168,17	25.691,36	34.708,32	45.303,52	57.561,42	71.566,48
17 m			12.723,73	19.151,68	27.047,61	36.496,00	47.581,30	60.387,98	75.000,51
18 m			13.393,18	20.135,18	28.403,86	38.283,67	49.859,08	63.214,55	-
19 m			14.062,62	21.118,69	29.760,11	40.071,34	52.136,86	66.041,11	-
20 m			14.732,07	22.102,20	31.116,36	41.859,02	54.414,63	68.867,67	-

Ao precisarmos estabelecer uma carga, fixando um diâmetro e tendo liberdade de profundidades os custos sobem linearmente com a profundidade. Já com a restrição de profundidades se não aumentarmos o número de estacas por bloco, obriga-nos a aumentar diâmetros o que leva a um aumento exponencial no custo.

Essas demonstrações gráficas esclarecem o fato de que em termos de economia é importante termos diâmetros menores em profundidades adequadas. Padronizações baseadas em diâmetros generosos tendem a implicar em custos mais elevados frente a outras opções quando possíveis.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Todos os resultados obtidos apontam ou dão uma referência a um dimensionamento no limite das possibilidades por norma, buscando eficiência e economia.

6.1 ADEQUABILIDADE DAS FUNDAÇÕES RASAS (SAPATAS E BLOCOS)

O tipo de fundações por sapata é um dos mais difundidos no Brasil, por sua simplicidade de execução. Pode suportar grandes cargas, mas é necessário alta resistência do solo, algo que só um confiável estudo de solo pode garantir. Macapá não foge dessa realidade uma vez que em locais de boas condições de solo esta é uma das principais soluções para fundações. Tanto o é que foi o tipo escolhido para a execução das fundações da obra de nossa referência nesse estudo. Portanto ao analisarmos isoladamente os resultados de sondagem seria lógico de se esperar que os projetistas considerassem as sapatas como o tipo de fundação a ser executada.

Há que se considerar que nas sondagens do caso 1 não estava representado o nível de água. Sapatas apoiadas demasiadamente próximas ao nível do lençol freático podem ter sua eficiência comprometida. Observamos que em regiões com estações de seca e chuva bem definidas, o período de chuva pode elevar o nível do lençol freático, desse modo uma sondagem nesse período seria de grande valia para melhor compreensão das características do solo.

6.2 ADEQUABILIDADE DAS FUNDAÇÕES PROFUNDAS (HÉLICE CONTÍNUA E ESTACAS ESCAVADAS)

Fundações por hélice contínua e fundações por estacas escavadas aceitam grandes solicitações de esforços, se adequam bem a locais de topografia favorável como é o caso 1 e o caso 2, e entregam elevada segurança quanto a estabilidade das fundações. Ambos os tipos tem a vantagem de não produzir danos por percussão e no caso de hélice contínua são executadas com elevada velocidade.

6.3 PROVAS DE CARGA E OUTROS ENSAIOS PARA FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Geralmente, os testes de carga não fazem parte da rotina dos trabalhos de fundação realizados na América do Sul e, quando realizados, a análise é restrita à determinação ou estimativa da capacidade de carga da fundação. (VALENCIA, CAMAPUM, & LARA, 2011)

Porém, dada a importância de se conhecer as condições do elemento para suportar as cargas que sobrevirão da construção, não se deve deixar de considerar a execução desses serviços.

6.4 INTERAÇÃO FUNDAÇÃO-ESTRUTURA

Na norma NBR 6122:2010 se limitava a informar que a deformabilidade das fundações pode influenciar na distribuição de esforços e que se deve estudar a interação solo-estrutura ou fundação-estrutura.

A atualização da norma NBR 6122:2019 é mais clara e prevê análise da interação fundação- estrutura em algumas situações específicas:

Em estruturas nas quais a deformabilidade das fundações pode influenciar na distribuição de esforços, deve-se estudar a interação solo-estrutura ou fundação-estrutura, sendo obrigatório nos seguintes casos:

- a) estruturas nas quais a carga variável é significativa em relação à carga total, tais como silos e reservatórios;
- b) estruturas com mais de 55 m de altura, medida do térreo até a laje de cobertura do último piso habitável;
- c) relação altura/largura (menor dimensão) superior a quatro;
- d) fundações ou estruturas não convencionais.

Especificamente no caso 2 temos a situação onde a relação altura/largura é superior a 4, cabendo então análises de interação fundação-estrutura.

6.5 EFICIÊNCIA DE GRUPO, EFEITO DE GRUPO E RECALQUE

Segundo Cintra & Aoki (2010). (...) antigamente, considerávamos que a eficiência podia ser menor que a unidade, de acordo com fórmulas empregadas a época. Depois com a realização de ensaios em grupo, constatamos que a eficiência geralmente é igual ou superior a unidade (...), entretanto a prática corrente de projeto de fundações por estaca não leva em conta possíveis benefícios da eficiência de grupo superior a unidade, inclusive porque contar com uma resistência aumentada por causa do efeito de grupo implica a ocorrência de recalques também aumentados.

Os grupos de estaca apresentam sempre recalques superior ao de uma estaca isolada, submetida a mesma carga. (CINTRA & AOKI, 2010)

Como vimos existe a eficiência de grupo devido ao número de estacas, o que não é preocupante, mas existe o efeito de grupo no recalque, o que deve ser verificado.

6.6 ECONOMIA E VIABILIDADE

Esse estudo baseou-se na premissa que elevados volumes de consumo de concreto são diretamente proporcionais ao custo final de execução das fundações.

Esse princípio pode ser aplicado na concorrência entre estacas hélice contínua e estacas escavadas, pois ambas exigem a construção de blocos de coroamento de certa forma com dimensionamentos equivalentes, e por consequência de custos equivalentes.

Concordamos que é de grande utilidade essa análise para fins de definição do tipo mais econômico de fundação. Fazemos a ressalva de que para uma melhor estimativa de custos finais, outras composições devem ser juntadas aos valores estimados, como por exemplo o consumo com armaduras, o custo de arrasamento das estacas, o custo da execução dos blocos e o tempo de execução das estacas, entre outros fatores. Ao se comparar com fundações por sapatas as disparidades podem se ampliar já que são tipos de fundações totalmente distintos.

7. CONCLUSÃO

Ao projetar fundações levando-se em consideração a economia dos recursos necessários, devemos possuir ferramentas e conhecimentos apropriados para podermos ponderar entre diversas variáveis que se apresentam.

Sobre o método de escolha, observamos que a maioria dos estudos lidos partem da premissa que o conjunto NDP já está escolhido previamente. Alguns estudos como o de Carvalho, Vaz & Pereira (2014), que também trata de planilhas eletrônicas para o cálculo, também necessita de ter essa informação pré-definida. Também isso ocorre na utilização do software Cypecad quando dimensionamos o bloco de coroamento. Ora, é justamente essa escolha arbitrária que tem potencial de onerar ou economizar na fundação e é justamente nesse procedimento que interferimos de maneira racional e calculada.

Concordamos que é muito válida essa análise para fins de definição do modelo mais econômico, procurando criar procedimento eficaz para resolver os três métodos de escolha descrito por Cintra & Aoki (2010).

Quando se põe em prática uma rotina de processos que levam a uma escolha consciente, certamente se obtém a otimização dos recursos. A maneira de pensar a otimização nessa etapa de escolhas de profundidades e diâmetros que descrevemos certamente leva a isso.

O raciocínio lógico demonstrado aqui usando estatística e observação aliada a matrizes de cálculo são ferramentas que tiram a decisão final da “preferência” e a leva para a calculada. O certo é que se deu elementos suficientemente técnicos para uma escolha racional.

Concluimos nesse quesito que o método de raciocínio é valido uma vez que se comprovou que as faixas de carga identificadas estatisticamente e que nos debruçamos a otimizar corresponderam precisamente as que mais contribuíram com o consumo e, portanto, as que mais tinham margem para supressão de custos. Demostramos também que, para uma carga, ofertando mais possibilidade de profundidade numa padronização é preferível em termos de consumo por aumentar os custos linearmente, caso contrário o aumento da carga busca aumentos de diâmetro que elevam o consumo de maneira exponencial.

Consideramos ainda que entre duas soluções de fundações por estacas, que são relativamente equivalentes, com poucas diferenças de consumo e, portanto, de custos, deva se levar em conta na decisão final o fator controle operacional do processo de execução. Esse controle, sem dúvida, levará a um estado de segurança além do já intrínseco as normas e fatores no cálculo. Nesse sentido, as estacas hélice contínua podem apresentar melhor custo benefício quando se leva em conta também o tempo de execução.

Um dos maiores limitadores da aplicação de estacas hélice contínua é a disponibilidade da tecnologia na região. Para o estado do Amapá, especificamente os tipos descritos já não são novidade uma vez que algumas obras públicas como o Hospital Universitário, já utilizaram sistemas de hélice contínua. O mais amplo uso esbarra ao que parece apenas na falta de conhecimento ou segurança do projetista em ponderar pela sua aplicação e pelo ainda baixo número de obras do porte necessário para tal.

A racionalização de uma escolha exige ponderar também em todos os seus aspectos técnicos inerentes ao projeto.

Tanto para o caso 1 quanto para o caso 2, otimizando o dimensionamento, concluímos serem as fundações por estacas competentes aos projetos sendo que no CASO 2 as otimizações se mostraram adequadas que o proposto originalmente e no caso 1 equivalentes entre si, mas com aparente e significativa vantagem das sapatas no fator consumo.

Nossos resultados apontaram para um pré-dimensionamento do conjunto NDP muito próximo aos limites das possibilidades dentro das normas consideradas e dá ao engenheiro o ponto de partida para posteriores intervenções devido a verificação, por exemplo, do efeito de grupo, do recalque diferencial, da necessidade de viga de equilíbrio e verificação de esmagamento de biela nos blocos. Devemos ter em mente que toda e qualquer alteração levará inevitavelmente a elevação de custo, uma vez que depois dessa otimização atingimos em tese o mínimo de dimensionamento necessário e possível. A utilidade desse procedimento demonstrado é dar o ponto de partida para o engenheiro pré-dimensionar analisando globalmente as fundações, e interferindo nos casos pontuais necessários, ganhando agilidade e economia de recursos.

Sugerimos para estudos posteriores: a avaliação comparativa dos recalques e fatores de risco; uso de softwares de cálculo de blocos de coroamento e estacas; orçamento pormenorizado via tabela SINAP ou equivalentes. Seria de grande valia calcular e comparar este estuco com outros métodos de obtenção da capacidade de carga.

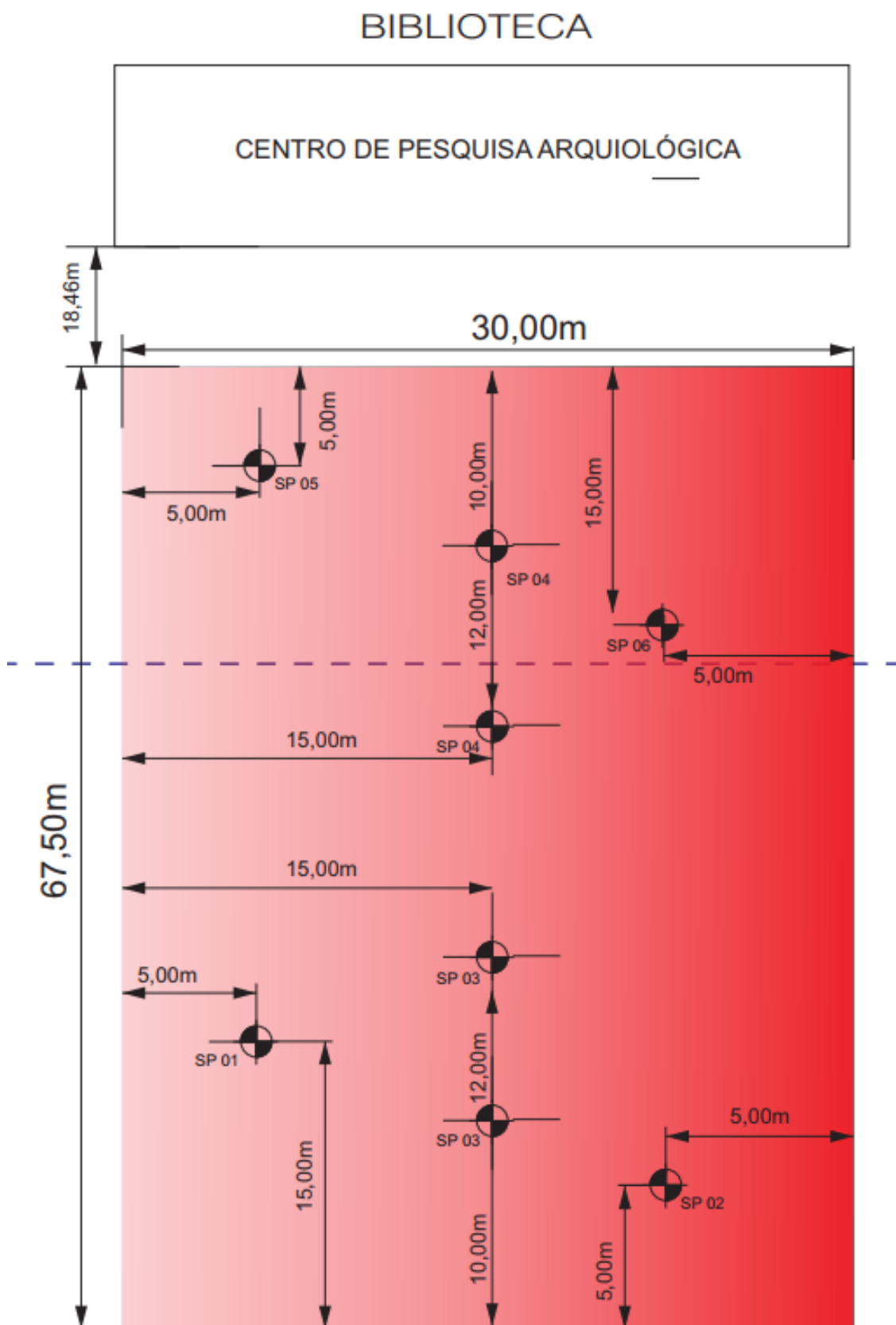
8. BIBLIOGRAFIA

- ABNT/NBR 6484, 2. (2020). ABNT/NBR-6484 2a edição. *Solo - Sondagem de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio*.
- ABNT/NBR-6118. (2014). Projeto de estruturas de concreto - Procedimento.
- ABNT/NBR-6122. (2010). Projeto e execução de fundações.
- ABNT/NBR-6122. (2019). Projeto e execução de fundações.
- ABNT/NBR-6484, 2. (2001). Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio.
- ALONSO, U. R. (2010). *Exercícios de fundações 2ª ed.* São Paulo: Blucher.
- ALVA, G. M. (2007). Projeto estrutural de blocos sobre estacas. Santa Maria, RS. Acesso em 29 de 05 de 2020, disponível em http://coral.ufsm.br/decc/ECC1008/Downloads/Apostila_Blocos.pdf
- APL. (07 de abril de 2021). *Guia completo: Estaca escavada - Trado mecânico*. Acesso em 07 de abril de 2021, disponível em APL Engenharia geotécnica: <https://blog.apl.eng.br/guia-completo-estaca-escavada-trado-mecanico/>
- BASTOS, P. S. (2019). Sapatas de fundação. BAURU, SP. Acesso em 20 de maio de 2020, disponível em <http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto3/Sapatas.pdf>
- BERBERIAN, D. (2015). *Engenharia de fundações passo a passo* (1 ed.). Brasília, Distrito Federal, Brasil: independente.
- CARVALHO, F. V., VAZ, L. E., & PEREIRA, A. (2014). Otimização dos Custos dos Projetos de Estaqueamento Através de uma Planilha de Cálculo Eletrônica de Fundações Profundas.
- CIELO. (abril de 2021). *Blog Cielo*. Acesso em 08/04/2021, disponível em Blog Cielo: <https://blog.cielo.com.br/2019/03/12/os-dados-ajudam-a-combater-o-achismo-nas-empresas/>
- CINTRA, J. C., & AOKI, N. (2010). *Fundações por estacas - projeto geotécnico* (1. ed.). São Paulo, SP: Oficina de Textos.
- DIAS, B. M. (2007). *Fundamentos de engenharia geotécnica* (Tradução da 6. edição norte-americana ed.). Thomson.
- DUTRA, L. H. (Julho de 2012). Estacas pré-fabricadas de concreto: Avaliação do reforço para tensões geradas na cravação. Acesso em 19 de Maio de 2020, disponível em <https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/63198/000863968.pdf>
- FERREIRA, V. A. (2015). *Estatística básica*. Rio de Janeiro: SESES.

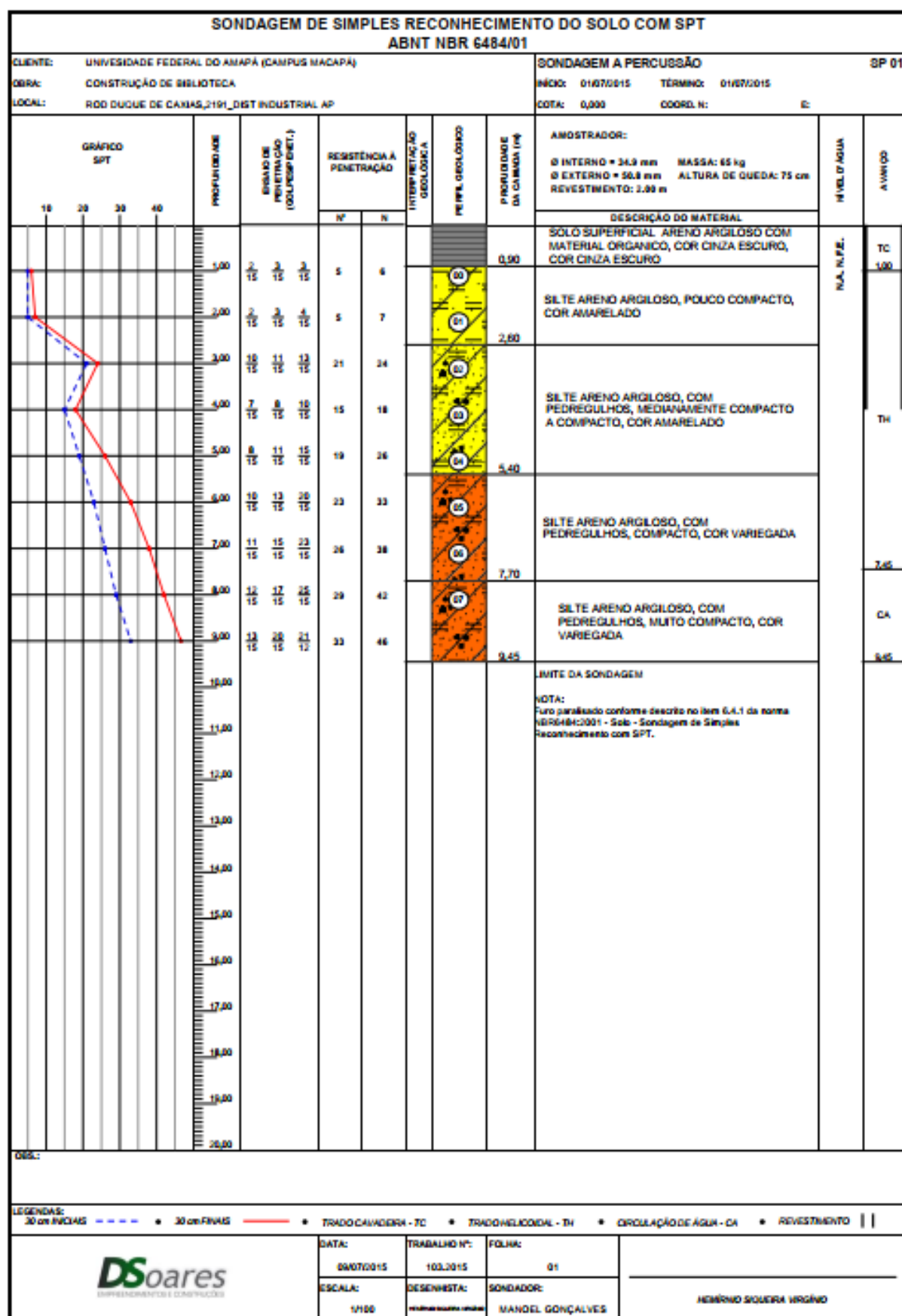
- IBGE. (2019). Acesso em 13 de maio de 2020, disponível em IBGE: <https://www.ibge.gov.br/cidades-e-estados/ap/macapa.html>
- MOROSINI, G. M., NAVIA, J. P., & CUNHA, J. M. (21 de março de 2014). Aplicação da interação solo-estrutura na análise de um edifício com fundações profundas - estudo de caso.
- OLIVEIRA, L. M. (2009). Diretrizes para projeto de blocos de concreto armado sobre estacas.
- PEIXOTO, A. S. (2001). Estudo do ensaio SPT-T e sua aplicação na prática de engenharia de fundações. CAMPINAS, SP. Acesso em 13 de Maio de 2020, disponível em http://repositorio.unicamp.br/bitstream/REPOSIP/257654/1/Peixoto_AnnaSilviaPalcheco_D.pdf
- SCHNAID, F., & ODEBRECHT, E. (2012). *Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações* (2. ed. ed.). São Paulo: Oficina de Textos.
- SEDOP. (2021). *Projeto padrão SEDOP março 2021*. Secretaria de estado de desenvolvimento urbano e obras públicas, Belém.
- SENA, L. (2016). Estudo sobre projetos e fundações por sapatas e por estacas. p. 118. Acesso em 08 de maio de 2020, disponível em <https://repositorio.ufsc.br/bitstream/handle/123456789/174031/TCC%20-%20Leonardo%20Sena.pdf?sequence=1>
- VALENCIA, Y., CAMAPUM, J., & LARA, L. (24 de agosto de 2011). Aplicaciones adicionales de los resultados de pruebas de carga estáticas en el diseño geotécnico de cimentaciones. *Dyna rev.fac.nac.minas*, 79. Fonte: http://www.scielo.org.co/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0012-73532012000500022&lang=pt
- VELOSO, D. D., & LOPES, F. D. (2010). FUNDAÇÕES. *Fundações: critério de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas*,. Oficina de Textos.

9. ANEXOS

Anexo 1 - Croqui disponibilizado: locação dos furos de sondagem caso 1.



Anexo 2 – Sondagens caso 1



SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT
ABNT NBR 6484/01

CLIENTE: UNIVERSIDADE FEDERAL DO AMAPÁ (CAMPUS MACAPÁ)				SONDAGEM A PERCUSSÃO				SP 02	
OBRA: CONSTRUÇÃO DE BIBLIOTECA				INÍCIO: 01/07/2015		TERMINO: 01/07/2015			
LOCAL: RODOVIÁRIO DE CAXIAS, 2191, DIST. INDUSTRIAL AP				COTA: 0,000		COORD. N: E:			

GRÁFICO SPT	PROFUNDIDADE (m)	ESCALA DE PENETRAÇÃO (COLAPSO/CM)	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO		INTERPRETAÇÃO GEOLOGICA	PERFIL GEOLOGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	AMOSTRADOR:	NÍVEL D'ÁGUA	AVANÇO
			Nº	N				Ø INTERNO = 34,9 mm Ø EXTERNO = 50,8 mm REVESTIMENTO: 2,00 m		
	0,00	2/15 3/15 3/15	5	6			0,70	DESCRIÇÃO DO MATERIAL SUPERFICIAL ARENO ARGILOSO COM MATERIAL ORGÂNICO, COR CINZA ESCURO	N.A. N.P.E.	TC 1,00
	1,00	3/15 3/15 4/15	6	7				SILTE ARENO ARGILOSO, POUCO COMPACTO A MEDIANAMENTE COMPACTO, COR AMARELADO		
	2,00	8/15 7/15 10/15	15	17			3,10	SILTE ARENO ARGILOSO, COM PEDREGULHOS, MEDIANAMENTE COMPACTO A COMPACTO COR AMARELADO		
	3,00	8/15 9/15 12/15	17	21						
	4,00	9/15 11/15 16/15	20	27						
	5,00	10/15 12/15 18/15	22	30						
	6,00	12/15 15/15 22/15	27	37			7,80		TH 7,45	
7,00	13/15 18/15 25/15	31	43				ARGILA SILTOSA, COM LATERITA, DURA, COR VARIEGADA	CA 9,45		
8,00	15/15 21/15 28/15	36	51			9,40				
9,00								LIMITE DA SONDAGEM		
10,00								NOTA: Furo paralisado conforme descrito no item 6.4.1 da norma NBR 6484:2001 - Solo - Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT.		
11,00										
12,00										
13,00										
14,00										
15,00										
16,00										
17,00										
18,00										
19,00										
20,00										

LEGENDAS: 30 cm INÍCIO 30 cm FIM TC TRADO CAVADEIRA - TC TH TRADO HELICOIDAL - TH CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA REVESTIMENTO

DS Soares
EMPREENHIMENTOS E CONSTRUÇÕES

DATA: 06/07/2015	TRABALHO Nº: 103.2015	FOLHA: 01
ESCALA: 1/100	DESENHISTA: MANOEL GONÇALVES	SONDADOR: HENRIQUE SIQUEIRA VIRGÍLIO

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT											
ABNT NBR 6484/01											
CLIENTE: UNIVERSIDADE FEDERAL DO AMAPÁ (CAMPUS MACAPÁ)					SONDAGEM A PERCUSSÃO						
OBRA: CONSTRUÇÃO DE BIBLIOTECA					INÍCIO: 01/07/2015 TÉRMINO: 02/07/2015						
LOCAL: RODOVIA DE CAMAS, 2191, DIST. INDUSTRIAL AP					COTA: 0,000 COORD. N: E:						
GRÁFICO SPT		PROFUNDIDADE	ENSAYO DE PENETRAÇÃO (COLPES/DET.)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO		INTERPRETAÇÃO GEOLOGICA	PERFIL GEOLOGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	AMOSTRADOR:		
				Nº	N				Ø INTERNO = 34,9 mm MASSA: 65 kg Ø EXTERNO = 50,8 mm ALTURA DE QUEDA: 75 cm REVESTIMENTO: 2,00 m		
									DESCRIÇÃO DO MATERIAL		
		1,00	2 17	2 13	3 12	4	5	28	0,85	SUPERFICIAL ARENO ARGILOSO COM MATERIAL ORGÂNICO, COR CINZA ESCURO	
		2,00	2 15	3 12	4 12	5	7			SILTE ARENO ARGILOSO, POUCO COMPACTO A MEDIANAMENTE COMPACTO, COR AMARELADO	
		3,00	6 15	9 12	16 12	15	19		3,25		
		4,00	6 12	8 12	12 12	14	20			SILTE ARENO ARGILOSO, COM PEDREGULHOS, MEDIANAMENTE COMPACTO,	
		5,00	7 12	10 12	13 12	17	23				
		6,00	9 12	11 12	17 12	20	28		6,20		
		7,00	12 15	14 15	26 15	26	34		7,50	SILTE ARENO ARGILOSO, COM PEDREGULHOS, COMPACTO, COR VARIEGADA	
		8,00	14 12	17 12	23 12	31	40			ARGILA SILTOSA, COM LATERITA, DURA, COR VARIEGADA	
		9,00	16 12	21 12	26 12	37	47		9,45		
		10,00									
		11,00									
		12,00									
		13,00									
		14,00									
		15,00									
		16,00									
		17,00									
		18,00									
		19,00									
		20,00									
LIMITE DA SONDAGEM NOTA: Furo parafusado conforme descrito no item 6.4.1 da norma NBR 6484:2001 - Solo - Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT.											
LEGENDAS: 30 cm INICIAIS 30 cm FINAIS TRADO CAVIDERA - TC TRADO HELICOIDAL - TH CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA REVESTIMENTO											
			DATA: 09/07/2015 ESCALA: 1/100		TRABALHO Nº: 103/2015 DESENHISTA:		FOLHA: 01 SONDADOR: MANOEL GONÇALVES		HENRIQUE SOARES VIRGÍLIO		

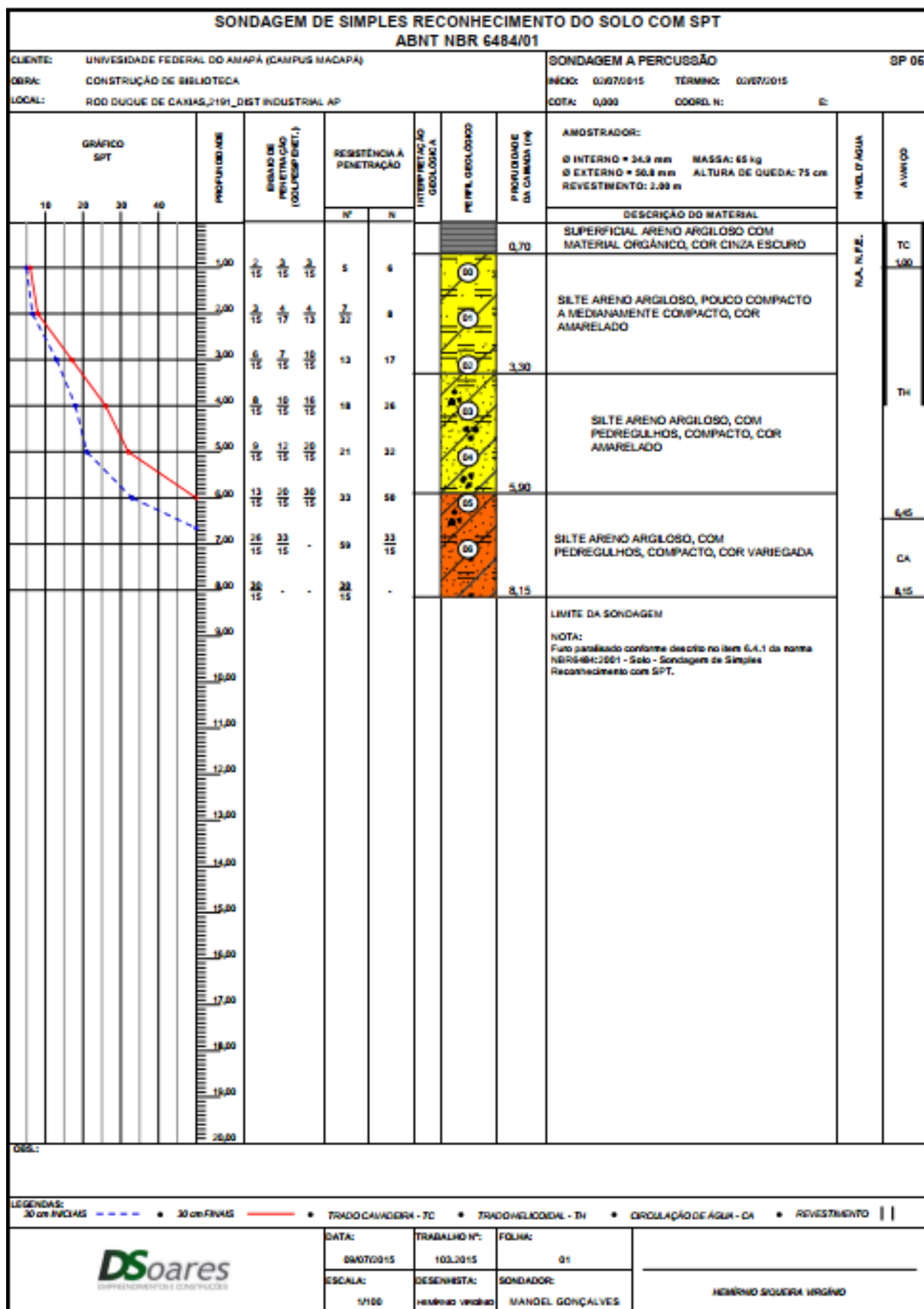
SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT ABNT NBR 6484/01										
CLIENTE: UNIVERSIDADE FEDERAL DO AMAPÁ (CAMPUS MACAPÁ)					SONDAGEM A PERCUSSÃO					
OBRA: CONSTRUÇÃO DE BIBLIOTECA					INÍCIO: 03/07/2015 TÉRMINO: 03/07/2015					
LOCAL: RODOVIÁRIO DE CANAS, 2191, DIST. INDUSTRIAL AP					COTA: 0,000 COORD. N: E:					
GRÁFICO SPT		PROFUNDIDADE (m)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (kgf/cm²)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N/m²)	INTERPRETAÇÃO GEOLOGICA	PERFIL GEOLOGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	AMOSTRADOR:	NÍVEL D'ÁGUA	AVANÇO
								Ø INTERNO = 34,3 mm MASSA: 65 kg Ø EXTERNO = 50,8 mm ALTURA DE QUEDA: 75 cm REVESTIMENTO: 2,00 m		
								DESCRIÇÃO DO MATERIAL		
		1,00	2 12	3 18	5 33	6	0,80	SUPERFICIAL ARENO ARGILOSO COM MATERIAL ORGÂNICO, COR CINZA ESCURO	N.A. N.P.E.	TC 1,00
		2,00	3 12	3 12	6 12	8		SILTE ARENO ARGILOSO, POUCO COMPACTO A MEDIANAMENTE COMPACTO, COR AMARELADO		
		3,00	6 12	7 12	13 12	15	3,60			
		4,00	8 12	9 12	17 12	20				
		5,00	9 12	11 12	20 12	24		SILTE ARENO ARGILOSO, COM PEDREGULHOS, COMPACTO, COR AMARELADO		TH
		6,00	10 12	13 12	23 12	29	6,15			
		7,00	11 12	15 12	26 12	37		SILTE ARENO ARGILOSO, COM PEDREGULHOS, COMPACTO, COR VARIEGADA		7,45
		8,00	12 12	17 12	29 12	42	8,10			
		9,00	16 12	22 12	38 12	42 27	9,45	ARGILA SILTOSA, COM LATERITA, DURA, COR VARIEGADA		CA 9,45
		10,00						LIMITE DA SONDAGEM		
		11,00						NOTA: Furo parafusado conforme descrito no item 6.4.1 da norma NBR 6484/2001 - Solo - Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT.		
		12,00								
		13,00								
		14,00								
		15,00								
		16,00								
		17,00								
		18,00								
		19,00								
		20,00								

ONDA:

LEGENDAS:
30 cm INCLAS 30 cm FINAS TRADO CAVALDEIRA - TC TRADO HELICOIDAL - TH CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA REVESTIMENTO

	DATA: 09/07/2015	TRABALHO Nº: 103.2015	FOLHA: 01
	ESCALA: 1/100	DESENHISTA: Hermínio Vazquez	SONDADOR: MANOEL GONÇALVES

HERMÍNIO SOARES VARGAS



SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT											
ABNT NBR 6484/01											
CLIENTE: UNIVRSIDADE FEDERAL DO AMAPÁ (CAMPUS MACAPÁ)					SONDAGEM A PERCUSSÃO						
OBRA: CONSTRUÇÃO DE BIBLIOTECA					INÍCIO: 02/07/2015 TÉRMINO: 02/07/2015						
LOCAL: RODO DUQUE DE CAIXAS, 2191, DIST. INDUSTRIAL AP					COTA: 0,000 COORD. N: E:						
GRÁFICO SPT		PROFUNDIDADE	ENSAYO DE PENETRAÇÃO (COLPES/CM)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO		INTERPRETAÇÃO GEOLOGICA	PEQUEN. GEOLOGICO	PROFUNDIDADE DA CÁMERA (m)	AMOSTRADOR: Ø INTERNO = 34,9 mm MASSA: 65 kg Ø EXTERNO = 50,8 mm ALTURA DE QUEDA: 75 cm REVESTIMENTO: 2,00 m	NÍVEL D'ÁGUA	AVANÇO
				Nº	N						
10 20 30 40		1,00	2 16	2 12	2 14	4 31	4 29	0,75	SUPERFICIAL ARENO ARGILOSO COM MATERIAL ORGÂNICO, COR CINZA ESCURO	N.A. N.P.E.	TC
		2,00	3 18	2 12	3 15	5	5 27		SILTE ARENO ARGILOSO, POUCO COMPACTO		1,00
		3,00	7 12	8 15	11 12	15	19	2,00		TH	
		4,00	6 12	8 12	10 12	14	18				
		5,00	8 12	11 12	14 12	19	25		SILTE ARENO ARGILOSO, COM PEDREGULHOS, COMPACTO, COR AMARELADO		
		6,00	10 12	12 12	15 12	22	27				
		7,00	12 15	16 15	20 15	28	36	7,10		CA	
		8,00	15 15	18 15	25 15	33	44	7,90	SILTE ARENO ARGILOSO, COM PEDREGULHOS, COMPACTO, COR VARIEGADA		
		9,00	20 15	22 15	25 15	43	53	9,45	ARGILA SILTOSA, COM LATERITA, DURA, COR VARIEGADA		6,45
		10,00							LIMITE DA SONDAGEM		
		11,00							NOTA: Furo paralisado conforme descrito no item 6.4.1 da norma NBR 6484:2001 - Solo - Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT.		
		12,00									
		13,00									
		14,00									
		15,00									
		16,00									
		17,00									
		18,00									
		19,00									
		20,00									

QBS:

LEGENDA: 30 cm INICIAIS 30 cm FINAIS TRADO CAVIDERA - TC TRADO HELICOIDAL - TH CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA REVESTIMENTO

	DATA: 02/07/2015	TRABALHO Nº: 103.2015	FOLHA: 01
	ESCALA: 1/100	DESENHISTA: HEMÍRIO VARGAS	SONDADOR: MANOEL GONÇALVES

HEMÍRIO SOARES VARGAS

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT											
ABNT NBR 6484/01											
CLIENTE: UNIVERSIDADE FEDERAL DO AMAPÁ (CAMPUS MACAPÁ)						SONDAGEM A PERCUSSÃO SP 07					
OBRA: CONSTRUÇÃO DE BIBLIOTECA						INÍCIO: 03/07/2015 TÉRMINO: 03/07/2015					
LOCAL: RODOVIA DE CARIAS, 2191, DIST. INDUSTRIAL AP						COTA: 0,000 COORD. N: E:					
GRÁFICO SPT	PROFUNDIDADE	ENSAYO DE PENETRAÇÃO (COLAPSO ELET.)	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO		INTERPRETAÇÃO GEOLOGICA	PERFIL GEOLOGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	AMOSTRADOR:	NÍVEL D'ÁGUA	AVANÇO	
			Nº	N				Ø INTERNO = 34,9 mm MASSA: 65 kg Ø EXTERNO = 56,8 mm ALTURA DE QUEDA: 75 cm REVESTIMENTO: 2,00 m			
DESCRIÇÃO DO MATERIAL									N.A. N.P.E.	TC 1,00 TH 6,45 CA 8,30	
SUPERFICIAL ARENO ARGILOSO COM MATERIAL ORGÂNICO, COR CINZA ESCURO											
SILTE ARENO ARGILOSO, POUCO COMPACTO											
SILTE ARENO ARGILOSO, COM PEDREGULHOS, COMPACTO, COR AMARELADO											
SILTE ARENO ARGILOSO, COM PEDREGULHOS, COMPACTO A MUITO											
LIMITE DA SONDAGEM											
NOTA: Furo perfurado conforme descrito no item 6.4.1 da norma NBR 6484:2001 - Solo - Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT.											

LEGENDAS: 30 cm INICIAIS 30 cm FINAIS TRADO CAVALGEM - TC TRADO HELICOIDAL - TH CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA REVESTIMENTO

	DATA:	TRABALHO Nº:	FOLHA:	HENRIQUE SOUZA VIRGÍNIO
	03/07/2015	103.2015	01	
	ESCALA:	DESENHISTA:	SONDADOR:	
	1/100	HENRIQUE VIRGÍNIO	MANOEL GONÇALVES	

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT											
ABNT NBR 6484/01											
CLIENTE: UNIVESIDADE FEDERAL DO AMAPÁ (CAMPUS MACAPÁ)					SONDAGEM A PERCUSSÃO						
OBRA: CONSTRUÇÃO DE BIBLIOTECA					INÍCIO: 03/07/2015 TÉRMINO: 03/07/2015						
LOCAL: RODOVIA DE CAMARÁ, 2191, DIST. INDUSTRIAL AP					COTA: 0,000 COORD. N: E:						
GRÁFICO SPT		PROFUNDIDADE	ENSADA DE PENETRAÇÃO (COLAPSO DE 15 cm)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO		INTERPRETAÇÃO GEOLOGICA	PERFIL GEOLOGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	AMOSTRADOR:		
				Nº	N				Ø INTERNO = 34,9 mm MASSA: 65 kg Ø EXTERNO = 50,8 mm ALTURA DE QUEDA: 75 cm REVESTIMENTO: 2,00 m		
									DESCRIÇÃO DO MATERIAL		
		1,00	2 15	2 15	4 15	4	6	0,50	SUPERFICIAL ARENO ARGILOSO COM MATERIAL ORGÂNICO, COR CINZA ESCURO	N.A. N.P.E.	TC
		2,00	2 15	3 15	4 15	5	7		SILTE ARENO ARGILOSO, POUCO COMPACTO COR AMARELADO		1,00
		3,00	5 15	12 15	18 15	17	38	3,17			TH
		4,00	8 15	15 15	22 15	24	37				
		5,00	18 15	16 15	26 15	26	42		SILTE ARENO ARGILOSO, COM PEDREGULHOS, COMPACTO, COR AMARELADO		5,45
		6,00	13 15	22 15	31 15	35	53	6,15			CA
		7,00	20 15	30 15	-	59	38 15		SILTE ARENO ARGILOSO, COM PEDREGULHOS, MUITO COMPACTO,		
		8,00	26 15	38 15	-	56	28 12	8,30			8,30
		9,00	LIMITE DA SONDAGEM NOTA: Furo paralisado conforme descrito no item 6.4.1 da norma NBR 6484:2001 - Solo - Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT.								
DES:											
LEGENDA: 30 cm INICIAIS 30 cm FINAIS TRADO CAVALGEM - TC TRADO HELICOIDAL - TH ORCULAÇÃO DE ÁGUA - CA REVESTIMENTO											
		DATA:	TRABALHO Nº:	FOLHA:	HENRIQUE SOARES VIRGÍLIO						
		03/07/2015	103.2015	01							
		ESCALA:	DESENHISTA:	SONDADOR:							
		1/100	Henrique Soares	MANOEL GONÇALVES							

Anexo 3 – Tabela sondagens - caso 2

Resumo das 3 sondagens do caso 2: NSPT por cota

cota (m)	SP 01	SP 02	SP 03
1 m	9	2	4
2 m	14	5	7
3 m	13	9	10
4 m	12	11	13
5 m	13	16	15
6 m	19	22	20
7 m	31	24	22
8 m	20	23	20
9 m	23	18	17
10 m	26	15	18
11 m	28	14	18
12 m	14	13	16
13 m	16	14	14
14 m	14	13	11
15 m	15	11	10
16 m	17	11	10
17 m	16	10	13
18 m	16	10	14
19 m	30	12	13
20 m	impenetrável	13	15
21 m	impenetrável	16	16
22 m	impenetrável	19	25
23 m	impenetrável	22	25
24 m	14	impenetrável	28
25 m	17	impenetrável	27
26 m	17	impenetrável	26
27 m	26	impenetrável	18
28 m	19	impenetrável	19
29 m	30	impenetrável	impenetrável

Anexo 4 – Composições de custo

041491	Estaca helice de diametro 30cm	M	001.06.09		
D00476	Contratação de empresa para execução de estaca helice de diametro 30cm	M	1,00000000	41,50	41,50
020171	Retirada de entulho c/ equipamento distancia ate 5k	M3	0,18000000	22,46	4,04
050038	Armação p/ concreto	KG	9,00000000	13,12	118,08
051451	Concreto usinado bombeado de 30MPA (incl. lançamento e	M3	0,09000000	622,62	56,04
	Sub-Total				219,66
	Encargos Sociais: H:86,90% ou M:47,89%				0,00
	Total Parcial				219,66
	B.D.I.: 0,00 %				0,00
	Total Geral=>>				219,66
041492	Estaca helice de diametro 40cm	M	001.06.10		
D00477	Contratação de empresa para execução de estaca helice de diametro 40cm	M	1,00000000	47,50	47,50
020171	Retirada de entulho c/ equipamento distancia ate 5k	M3	0,32000000	22,46	7,19
050038	Armação p/ concreto	KG	9,33000000	13,12	122,41
051451	Concreto usinado bombeado de 30MPA (incl. lançamento e	M3	0,16000000	622,62	99,62
	Sub-Total				276,72
	Encargos Sociais: H:86,90% ou M:47,89%				0,00
	Total Parcial				276,72
	B.D.I.: 0,00 %				0,00
	Total Geral=>>				276,72
041493	Estaca helice de diametro 50 cm	M	001.06.11		
D00478	Contratação de empresa para execução de estaca helice de diametro 50 cm	M	1,00000000	60,00	60,00
020171	Retirada de entulho c/ equipamento distancia ate 5k	M3	0,48000000	22,46	10,78
050038	Armação p/ concreto	KG	11,16000000	13,12	146,42
051451	Concreto usinado bombeado de 30MPA (incl. lançamento e	M3	0,24000000	622,62	149,43
	Sub-Total				366,63
	Encargos Sociais: H:86,90% ou M:47,89%				0,00
	Total Parcial				366,63
	B.D.I.: 0,00 %				0,00
	Total Geral=>>				366,63
041494	Estaca helice de diametro 60 cm	M	001.06.12		
D00479	Contratação de empresa para execução de estaca helice de diametro 60 cm	M	1,00000000	70,00	70,00
020171	Retirada de entulho c/ equipamento distancia ate 5k	M3	0,72000000	22,46	16,17
050038	Armação p/ concreto	KG	14,66000000	13,12	192,34
051451	Concreto usinado bombeado de 30MPA (incl. lançamento e	M3	0,36000000	622,62	224,14
	Sub-Total				502,65
	Encargos Sociais: H:86,90% ou M:47,89%				0,00
	Total Parcial				502,65
	B.D.I.: 0,00 %				0,00
	Total Geral=>>				502,65

041495 Estaca helice de diametro 80 cm		M	001.06.13		
D00480	Contratação de empresa para execução de estaca helice de diametro 80 cm	M	1,00000000	100,00	100,00
020171	Retirada de entulho c/ equipamento distancia ate 5k	M3	1,26000000	22,46	28,30
050038	Armação p/ concreto	KG	20,16000000	13,12	264,50
051451	Concreto usinado bombeado de 30MPA (incl. lançamento e	M3	0,63000000	622,62	392,25
Sub-Total					785,05
Encargos Sociais: H:86,90% ou M:47,89%					0,00
Total Parcial					785,05
B.D.I.: 0,00 %					0,00
Total Geral=>>					785,05
051452 Concreto usinado bombeado de 35MPA (incl. lançamento e adensamento)		M3	001.07.01.22		
M00010	Taxa de Bomba	M3	1,00000000	40,00	40,00
D00408	Concreto comprado em central de 35MPA	M3	1,02000000	502,00	512,04
280023	PEDREIRO COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	2,00000000	18,90	37,80
280026	SERVENTE COM ENCARGOS COMPLEMENTARES	H	4,00000000	15,08	60,32
Sub-Total					650,16
Encargos Sociais: H:86,90% ou M:47,89%					0,00
Total Parcial					650,16
B.D.I.: 0,00 %					0,00
Total Geral=>>					650,16

Fonte: SEDOP março 2021

Anexo 5 – Memorial de cálculo: Carga admissível por Decourt & Quaresma

CAPACIDADE DE CARGA (método DECOURT & QUARESMA)

$$R = \alpha \cdot C N_p A_p + \beta \cdot 10 \left(\frac{NL}{3} + 1 \right) \cdot UL$$

RESISTÊNCIA DE PONTA

$$\theta := 0,3 \text{ m} \quad \text{Diâmetro da estaca}$$

Tipo de solo	Valores de α em função do tipo de estaca e solo				
	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,30	0,85	1,00
Solos intermediários	0,60	0,60	0,30	0,60	1,00
Areais	0,50	0,50	0,30	0,50	1,00

Fonte: Décourt (1996)

$$\alpha := 0,3$$

$$N_p := 30 \quad \text{Média NSPT da Ponta}$$

$$A_p := \frac{\pi \cdot \theta^2}{4}$$

$$A_p = 0,0707 \text{ m}^2 \quad \text{Área da ponta da estaca}$$

Coeficiente característico do solo C	
Solo	C (kPa)
Argila	120
Silte argiloso	200
Silte arenoso	250
Areia	400

Fonte: Décourt e Quaresma (1978)

$$C := 200 \text{ kPa}$$

$$R_p := \alpha \cdot C \cdot N_p \cdot A_p$$

$$R_p = 127,23 \text{ kN}$$

RESISTÊNCIA LATERAL

Tipo de solo	Valores de β em função do tipo de estaca e solo				
	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,80	0,90	1,00	1,50	3,00
Solos intermediários	0,65	0,75	1,00	1,50	3,00
Areais	0,50	0,60	1,00	1,50	3,00

Fonte: Décourt (1996)

$$\beta := 1$$

$$L := 6 \text{ m} \quad \text{Comprimento a estaca}$$

$$NL := 17,06 \quad \text{Média NSPT do fuste}$$

$$U := \pi \cdot \theta$$

$$U = 0,9425 \text{ m} \quad \text{Perímetro da estaca}$$

$$R' := 10 \text{ kPa} \cdot \left(\frac{NL}{3} + 1 \right)$$

$$R' = 66,8667 \text{ kPa}$$

$$RL := \beta \cdot R' \cdot U \cdot L$$

$$RL = 378,12 \text{ kN}$$

RESISTÊNCIA (RUPTURA)

$$RT := RL + R_p \quad f1 := 1,3 \quad \text{Fator de minoração da RL do método D&Q}$$

$$RT = 505,36 \text{ kN} \quad f2 := 4 \quad \text{Fator de minoração para } R_p$$

$$RL' := \frac{RL}{f1} = 290,86 \text{ kN} \quad RP' := \frac{R_p}{f2} = 31,81 \text{ kN}$$

$$RT' := RL' + RP' = 322,67 \text{ kN}$$

$$MaxRP := RT' \cdot 0,2 = 64,53 \text{ kN}$$

$$VerRP := \frac{MaxRP}{RP'} = 2,0288$$

$$\text{if } RP' < MaxRP = 31,8086 \text{ kN}$$

$$RP''$$

$$\text{else}$$

$$MaxRP$$

$$\text{if } VerRP < 1 = 31,81 \text{ kN}$$

$$RP'' := MaxRP$$

$$\text{else}$$

$$RP'' := RP'$$

CARGA ADMISSÍVEL PARA UMA ESTACA

$$Q_{adm} := RL' + RP''$$

$$Q_{adm} = 322,67 \text{ kN} \quad Q_{adm}' := \frac{RT}{2} = 252,6783 \text{ kN}$$

Adotar a menor carga:

$$\text{if } Q_{adm} < Q_{adm}' = 252,68 \text{ kN}$$

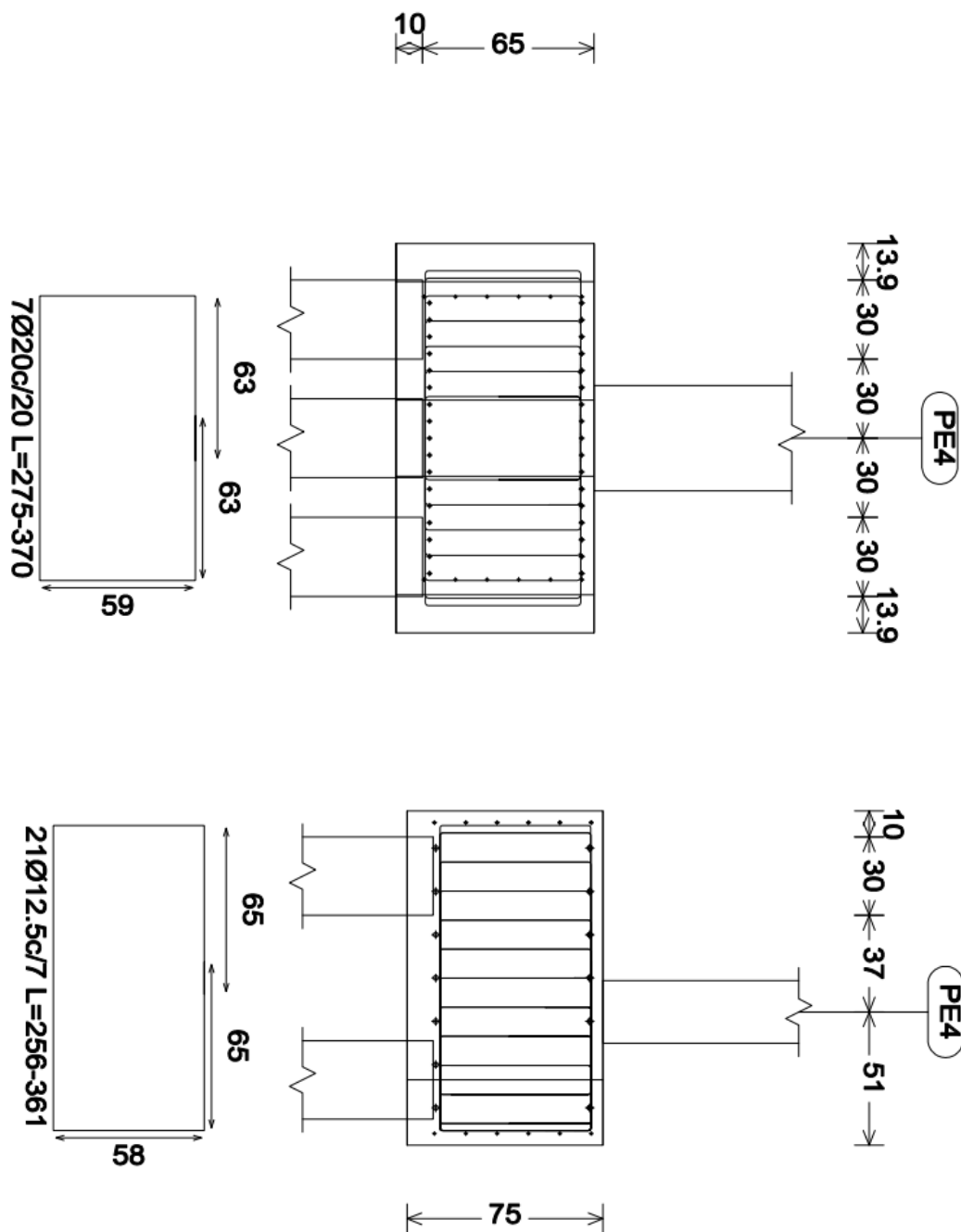
$$Q_{adm}$$

$$\text{else}$$

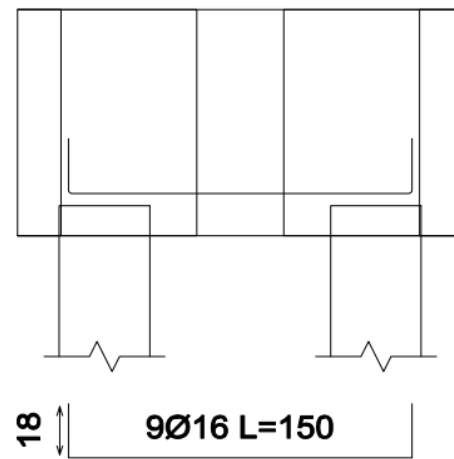
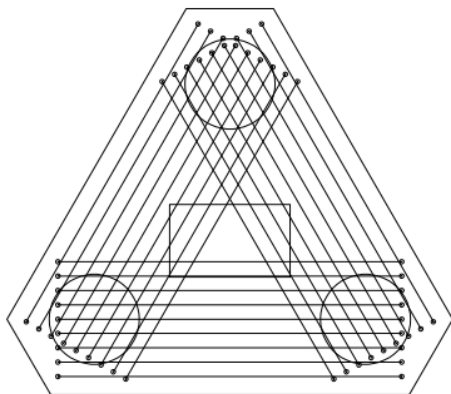
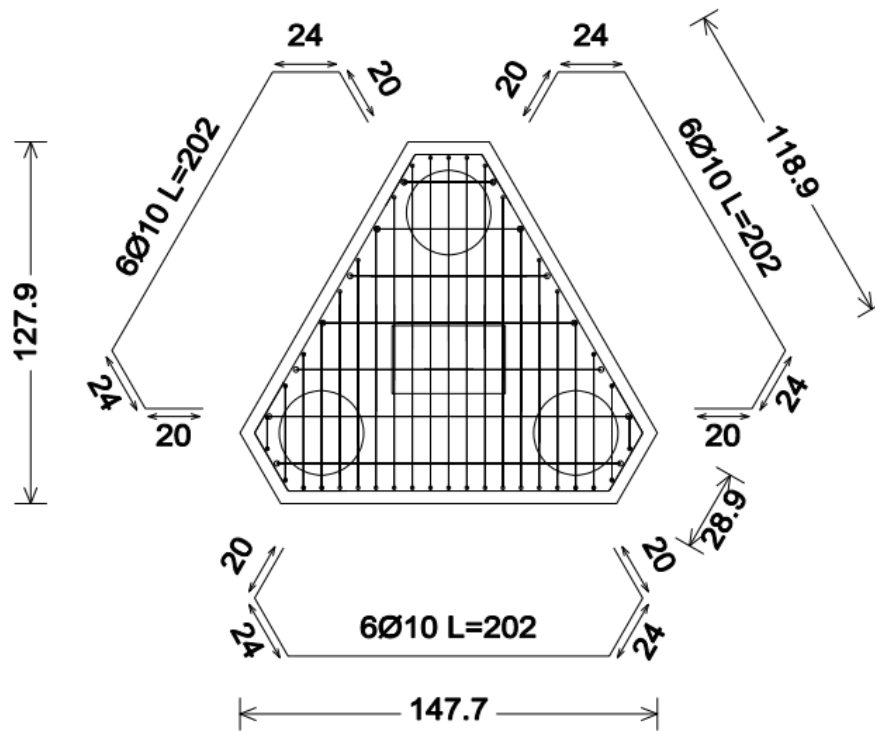
$$Q_{adm}'$$

Anexo 6 – Resumo do dimensionamento de um bloco de coroamento da pelo software Cypecad

P16 – 540 KN – Bloco sobre 3 estacas de 30 cm



Estacas: Estaca 0.3m



Anexo 7 – Vista superior local obra caso 1



Fonte: Google Earth 2020

Anexo 8 - Cargas admissíveis para hélice contínua – caso 1

Referente a sondagem SP01

Tabela 37: Carga admissível em cada profundidade e diâmetro de estaca hélice contínua – caso 2 – SP01

Capacidade de Carga por diâmetro (m) e profundidade (m) área de influência SM01

	0,3	0,35	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,00
1m	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2m	3,11	4,23	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	27,99	34,56
3m	47,95	56,81	65,92	84,87	104,81	125,74	147,66	170,58	194,48
4m	94,85	111,62	128,66	163,57	199,59	236,70	274,91	314,23	354,64
5m	135,56	168,32	203,99	270,69	328,32	387,10	447,05	508,17	570,44
6m	185,43	225,82	268,92	363,25	468,41	584,41	707,47	800,78	895,17
7m	227,22	275,67	327,14	439,17	563,29	699,50	847,81	1.005,96	1.123,78
8m	261,69	314,66	370,29	489,56	619,52	760,16	911,48	1.073,48	1.246,17
9m	300,18	358,18	418,46	545,85	682,35	827,97	982,69	1.146,52	1.319,47
10m	338,98	401,52	465,79	599,52	740,16	887,71	1.042,17	1.203,54	1.371,83
11m	366,39	433,64	502,65	645,99	796,39	953,87	1.118,41	1.290,02	1.468,69
12m	396,94	469,42	543,70	697,70	858,91	1.027,35	1.203,02	1.385,91	1.576,03
13m	425,06	502,50	581,82	746,13	917,97	1.097,36	1.284,28	1.478,75	1.680,75
14m	454,04	536,45	620,78	795,22	977,35	1.167,18	1.364,71	1.569,93	1.782,85
15m	494,64	585,61	679,00	873,10	1.076,94	1.290,51	1.513,83	1.746,88	1.989,68
16m	548,52	653,14	761,52	989,60	1.232,76	1.491,00	1.764,32	2.052,72	2.356,19
17m	602,40	720,67	844,04	1.106,10	1.388,58	1.691,49	2.014,81	2.358,55	2.722,71
18m	668,37	800,39	938,29	1.231,77	1.548,81	1.889,41	2.253,57	2.641,29	3.052,58
19m	751,63	897,51	1.049,29	1.370,52	1.715,31	2.083,66	2.475,58	2.891,05	3.330,09
20m	809,43	960,01	1.115,06	1.438,59	1.780,03	2.139,37	2.516,63	2.911,79	3.324,85
21m	869,36	1.025,38	1.184,59	1.512,55	1.853,23	2.206,63	2.572,75	2.951,60	3.343,18
22m	929,28	1.090,76	1.254,12	1.586,50	1.926,42	2.273,88	2.628,88	2.991,42	3.361,50
23m	964,47	1.133,46	1.304,81	1.654,57	2.013,76	2.382,37	2.760,41	3.147,88	3.544,76
24m	997,30	1.172,04	1.349,21	1.710,86	2.082,25	2.463,38	2.854,24	3.254,85	3.665,19
25m	1.037,90	1.221,20	1.407,43	1.788,74	2.181,84	2.586,71	3.003,36	3.431,80	3.872,01
26m	1.065,08	1.249,33	1.435,50	1.813,62	2.199,43	2.592,94	2.994,15	3.403,05	3.819,65

Referente a sondagem SP02

Tabela 38: Carga admissível em cada profundidade e diâmetro de estaca hélice contínua – caso 2 – SP02

Capacidade de Carga por diâmetro (m) e profundidade (m) área de influência SP02

	0,3	0,35	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,00
1m	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2m	3,46	4,71	6,16	9,62	13,85	18,86	24,63	31,17	38,48
3m	44,98	53,33	61,92	79,84	98,73	118,59	139,43	161,24	184,02
4m	100,58	118,29	136,27	173,04	210,90	249,85	289,88	330,99	373,18
5m	137,05	168,83	203,16	279,47	354,77	417,47	481,20	545,94	611,70
6m	173,10	209,65	248,40	332,49	425,37	527,05	637,53	756,81	865,63
7m	207,58	248,64	291,54	382,88	481,61	587,71	701,20	822,08	950,33
8m	237,03	282,31	329,24	428,04	533,44	645,44	764,04	889,23	1.021,02
9m	264,60	314,34	365,68	473,20	587,16	707,57	834,41	967,69	1.107,41
10m	290,60	344,53	400,03	515,74	637,74	766,03	900,59	1.041,44	1.188,57
11m	314,32	371,93	431,03	553,71	682,35	816,97	957,56	1.104,11	1.256,64
12m	338,90	400,19	462,86	592,32	727,28	867,73	1.013,69	1.165,14	1.322,09
13m	361,91	426,63	492,60	628,32	769,06	914,83	1.065,63	1.221,45	1.382,30
14m	383,20	451,32	520,67	663,01	810,22	962,30	1.119,24	1.281,06	1.447,75
15m	405,89	477,94	551,24	701,62	857,03	1.017,46	1.182,91	1.353,40	1.528,91
16m	428,43	504,65	582,24	741,55	906,35	1.076,65	1.252,45	1.433,74	1.620,54
17m	453,10	534,25	617,01	787,36	964,15	1.147,39	1.337,06	1.533,18	1.735,73
18m	481,61	568,47	657,22	840,38	1.031,07	1.229,31	1.435,08	1.648,39	1.869,25
19m	513,10	606,45	702,04	899,94	1.106,78	1.322,58	1.547,34	1.781,05	2.023,71
20m	531,64	625,88	721,73	918,26	1.121,23	1.330,65	1.546,50	1.768,80	1.997,53

Referente a sondagem SP 03

Tabela 39: Carga admissível em cada profundidade e diâmetro de estaca hélice contínua – caso 2 – SP03

Capacidade de Carga por diâmetro (m) e profundidade (m) área de influência SP02

	0,3	0,35	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,00
1m	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2m	3,39	4,62	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	30,54	37,70
3m	50,43	59,62	69,03	88,52	108,91	130,20	152,38	175,46	199,43
4m	97,23	121,00	139,25	176,50	214,73	253,92	294,09	335,24	377,35
5m	131,24	161,22	193,52	265,07	345,89	408,40	470,45	533,42	597,33
6m	167,68	203,19	240,86	322,67	413,12	512,21	619,94	736,31	835,84
7m	202,40	243,41	286,51	378,95	479,72	588,81	706,23	831,97	966,04
8m	233,11	279,10	327,14	429,35	539,73	658,27	784,98	919,86	1.062,91
9m	263,27	313,74	366,10	476,47	594,39	719,84	852,84	993,37	1.141,45
10m	291,30	345,49	401,29	517,71	640,57	769,87	905,62	1.047,80	1.196,42
11m	316,91	374,54	433,54	555,67	683,30	816,42	955,04	1.099,16	1.248,78
12m	340,78	401,84	464,12	592,32	725,39	863,34	1.006,15	1.153,83	1.306,38
13m	364,19	429,42	495,95	632,90	775,03	922,35	1.074,84	1.232,53	1.395,39
14m	387,44	457,10	528,21	674,79	827,18	985,39	1.149,40	1.319,23	1.494,87
15m	409,98	483,81	559,20	714,71	876,50	1.044,58	1.218,94	1.399,58	1.586,50
16m	436,52	515,05	595,23	760,53	932,42	1.110,92	1.296,01	1.487,70	1.685,99
17m	464,64	548,13	633,35	808,96	991,49	1.180,92	1.377,27	1.580,54	1.790,71
18m	498,26	589,00	681,94	874,41	1.075,68	1.285,75	1.504,61	1.732,27	1.968,73
19m	533,60	631,60	732,20	941,17	1.160,50	1.390,21	1.630,28	1.880,71	2.141,52
20m	571,93	677,97	787,07	1.014,47	1.254,12	1.506,03	1.770,18	2.046,59	2.335,25
21m	617,32	731,21	848,23	1.091,70	1.347,74	1.616,35	1.897,52	2.191,26	2.497,57
22m	662,01	783,48	908,13	1.166,97	1.438,54	1.722,82	2.019,83	2.329,57	2.652,03
23m	703,64	830,67	960,49	1.228,49	1.507,65	1.797,96	2.099,42	2.412,04	2.735,80
24m	745,11	877,95	1.013,27	1.291,33	1.579,28	1.877,13	2.184,87	2.502,51	2.830,05
25m	772,28	906,08	1.041,33	1.316,20	1.596,87	1.883,36	2.175,66	2.473,77	2.777,69

Anexo 9 - cargas admissíveis para estaca escavada – caso 2

Referente a sondagem SP01

Tabela 40: Carga admissível em cada profundidade e diâmetro de estacas escavadas mecanicamente tipo trado – caso 2 – SP01

Capacidade de Carga (KN) por diâmetro (m) e profundidade (m)

	0,3	0,35	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,00
1m	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2m	8,81	11,99	15,67	24,48	35,25	47,98	62,66	79,31	97,91
3m	47,42	57,77	68,83	93,05	120,07	149,89	182,52	217,95	256,19
4m	85,94	102,99	120,81	158,81	199,91	244,14	291,48	341,93	395,50
5m	137,78	163,62	190,29	246,10	305,20	367,59	433,28	502,26	574,53
6m	215,65	254,28	293,68	374,78	458,95	546,19	636,50	729,88	826,33
7m	270,62	318,72	367,67	468,16	572,07	679,41	790,18	904,37	1.021,99
8m	307,09	384,75	444,89	563,68	685,50	810,34	938,21	1.069,11	1.203,03
9m	323,51	400,01	482,97	668,24	812,05	956,42	1.103,38	1.252,92	1.405,04
10m	334,42	407,29	485,06	655,28	845,09	1.054,48	1.275,22	1.443,44	1.613,61
11m	357,79	434,94	517,11	696,45	895,83	1.115,23	1.354,65	1.563,56	1.747,30
12m	383,67	465,53	552,50	741,81	951,59	1.181,84	1.432,57	1.697,60	1.896,45
13m	409,04	495,90	588,11	788,54	1.010,34	1.253,50	1.518,02	1.803,90	2.032,37
14m	433,66	525,02	621,83	831,80	1.063,59	1.317,18	1.592,58	1.889,79	2.173,79
15m	484,83	589,78	701,62	946,01	1.218,00	1.517,57	1.844,74	2.109,23	2.357,38
16m	576,80	710,31	854,51	1.174,96	1.496,71	1.761,12	2.029,80	2.302,75	2.579,97
17m	668,77	830,85	1.007,40	1.328,96	1.612,11	1.901,04	2.195,76	2.496,27	2.802,56
18m	750,29	933,75	1.133,91	1.467,68	1.781,25	2.101,49	2.428,40	2.761,99	3.102,26
19m	816,89	1.011,46	1.222,71	1.672,61	2.027,16	2.388,39	2.756,29	3.130,87	3.512,12
20m	811,39	991,02	1.183,33	1.606,01	2.079,42	2.603,57	3.032,90	3.434,85	3.841,87
21m	811,91	978,77	1.154,64	1.533,42	1.948,26	2.399,14	2.886,08	3.409,06	3.968,09
22m	812,42	966,51	1.125,95	1.460,84	1.817,10	2.194,72	2.593,70	3.014,04	3.455,75
23m	857,81	1.024,15	1.197,16	1.563,20	1.955,96	2.375,41	2.821,57	3.294,43	3.794,00
24m	886,95	1.058,92	1.237,79	1.616,22	2.022,24	2.455,86	2.917,07	3.405,88	3.922,28
25m	938,12	1.123,68	1.317,58	1.730,43	2.176,65	2.656,26	3.169,24	3.715,60	4.295,34
26m	922,49	1.095,32	1.273,60	1.646,52	2.041,25	2.457,79	2.896,13	3.356,28	3.838,24

Referente a sondagem SP 02

Tabela 41: Carga admissível em cada profundidade e diâmetro de estacas escavadas mecanicamente tipo trado – caso 2 – SP02

Capacidade de Carga (KN) por diâmetro (m) e profundidade (m)

	0,3	0,35	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,00
1m	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2m	9,81	13,36	17,45	27,26	39,25	53,43	69,79	88,32	109,04
3m	44,90	54,79	65,38	88,62	114,63	143,39	174,91	209,19	246,23
4m	90,38	108,13	126,64	165,98	208,39	253,87	302,42	354,05	408,74
5m	147,57	174,70	202,55	260,42	321,19	384,84	451,39	520,83	593,17
6m	208,41	245,33	282,87	359,81	439,25	521,18	605,61	692,53	781,93
7m	233,62	290,86	353,32	455,34	552,68	652,11	753,64	857,26	962,97
8m	249,99	308,01	370,71	510,12	646,11	760,34	876,44	994,40	1.114,24
9m	270,61	331,68	397,31	542,25	705,44	856,69	986,37	1.117,88	1.251,21
10m	289,97	353,87	422,23	572,29	740,16	925,83	1.090,12	1.234,39	1.380,45
11m	306,07	371,88	441,92	594,68	764,35	950,93	1.154,43	1.342,14	1.499,73
12m	321,42	388,62	459,72	613,59	783,04	968,07	1.168,67	1.384,85	1.616,61
13m	335,52	403,90	475,85	630,41	799,22	982,27	1.179,56	1.391,10	1.616,87
14m	351,11	421,70	495,74	654,17	826,40	1.012,42	1.212,24	1.425,85	1.653,26
15m	370,71	444,95	522,76	689,06	869,59	1.064,37	1.273,39	1.496,65	1.734,16
16m	393,05	472,19	555,22	732,97	926,30	1.135,20	1.359,68	1.599,74	1.855,37
17m	421,41	507,61	598,37	793,58	1.007,04	1.238,74	1.488,70	1.756,90	2.043,34
18m	454,27	548,68	648,42	863,94	1.100,81	1.359,05	1.638,65	1.939,62	2.261,95
19m	492,41	596,67	707,28	947,52	1.213,13	1.504,10	1.820,45	2.162,16	2.454,52
20m	484,24	580,91	682,14	898,30	1.132,70	1.385,35	1.656,25	1.945,39	2.252,78

Referente a sondagem SP 03

Tabela 42: Carga admissível em cada profundidade e diâmetro de estacas escavadas mecanicamente tipo trado – caso 2 – SP03

Capacidade de Carga (KN) por diâmetro (m) e profundidade (m)

	0,3	0,35	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,00
1m	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2m	9,61	13,08	17,09	26,70	38,45	52,34	68,36	86,52	106,81
3m	48,53	58,84	69,79	93,58	119,90	148,76	180,16	214,10	250,57
4m	91,30	108,93	127,25	165,96	207,42	251,65	298,64	348,39	400,90
5m	144,05	170,36	197,32	253,22	311,74	372,89	436,66	503,06	572,08
6m	201,25	236,93	273,23	347,66	424,53	503,85	585,63	669,84	756,51
7m	238,09	298,42	343,66	435,48	529,65	626,18	725,07	826,31	929,92
8m	261,22	325,01	394,58	512,25	621,64	733,35	847,37	963,71	1.082,36
9m	279,60	344,89	415,53	572,82	715,88	842,67	971,59	1.102,66	1.235,85
10m	291,97	356,60	425,79	577,86	748,17	936,73	1.091,54	1.236,19	1.382,67
11m	303,83	368,10	436,26	584,27	747,86	927,02	1.121,76	1.332,07	1.516,25
12m	317,18	382,12	450,50	597,62	758,54	933,25	1.121,76	1.324,06	1.540,17
13m	338,78	408,10	481,08	638,07	809,75	996,11	1.197,16	1.412,89	1.643,31
14m	363,13	438,06	517,11	687,55	874,46	1.077,84	1.297,69	1.534,00	1.786,78
15m	385,47	465,30	549,57	731,47	931,17	1.148,67	1.383,98	1.637,08	1.907,99
16m	409,59	494,21	583,50	776,10	987,40	1.217,39	1.466,08	1.733,45	2.019,52
17m	434,95	524,58	619,10	822,84	1.046,15	1.289,05	1.551,53	1.833,59	2.135,24
18m	479,09	580,75	688,64	923,10	1.182,50	1.466,81	1.776,05	2.110,21	2.382,70
19m	521,74	634,40	754,40	1.016,44	1.307,85	1.628,63	1.978,78	2.276,51	2.544,15
20m	569,65	694,97	828,96	1.122,99	1.451,73	1.815,19	2.146,45	2.430,38	2.717,78
21m	608,84	741,47	883,00	1.192,76	1.538,12	1.919,09	2.322,52	2.628,86	2.938,76
22m	646,03	785,24	933,47	1.256,96	1.616,51	2.012,10	2.443,74	2.825,54	3.157,51
23m	664,96	803,43	949,81	1.266,26	1.614,31	1.993,96	2.405,20	2.848,05	3.322,50
24m	686,63	825,61	971,59	1.284,58	1.625,62	1.994,69	2.391,80	2.816,95	3.270,14
25m	671,00	797,25	927,61	1.200,68	1.490,21	1.796,22	2.118,69	2.457,63	2.813,03