

**UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA “JÚLIO DE MESQUITA FILHO”
FACULDADE DE ENGENHARIA
CAMPUS DE ILHA SOLTEIRA**

ISADORA FURLAN DE SOUZA NETO

**PROJETO DE FUNDAÇÃO PARA UM EDIFÍCIO DE USO RESIDENCIAL COM 10
PAVIMENTOS NA CIDADE DE MARÍLIA (SP)**



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA
“JÚLIO DE MESQUITA FILHO”
Campus de Ilha Solteira

ISADORA FURLAN DE SOUZA NETO

**PROJETO DE FUNDAÇÃO PARA UM EDIFÍCIO DE USO RESIDENCIAL COM 10
PAVIMENTOS NA CIDADE DE MARÍLIA (SP)**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado à Faculdade de Engenharia de
Ilha Solteira – UNESP como parte dos
requisitos para obtenção do título de
Engenheira Civil.

Adriano Souza
Orientador

Ilha Solteira
2022

FICHA CATALOGRÁFICA

Desenvolvido pelo Serviço Técnico de Biblioteca e Documentação

S729p Souza Neto, Isadora Furlan de.
Projeto de fundação para um edifício de uso residencial com 10 pavimentos na cidade de Marília (SP) / Isadora Furlan de Souza Neto. -- Ilha Solteira: [s.n.], 2022
101 f. : il.

Trabalho de conclusão de curso (GRaduação em Engenharia Civil) -
Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, 2022

Orientador: Adriano Souza
Inclui bibliografia

1. Fundações. 2. Sondagem. 3. Dimensionamento estrutural. 4. Estaca pré-moldada de concreto.


Raiane da Silva Santos

Isadora Furlan de Souza Neto

**PROJETO DE FUNDAÇÃO PARA UM EDIFÍCIO DE USO RESIDENCIAL COM
10 PAVIMENTOS NA CIDADE DE MARÍLIA (SP)**

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) apresentado como parte dos requisitos para obtenção do grau de Engenheiro Civil, junto ao Curso de Graduação em Engenharia Civil, da Faculdade de Engenharia da Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Câmpus de Ilha Solteira.

Aprovado em 28/07/2022

Comissão Examinadora



Prof. Dr. Adriano Souza

UNESP/FE - Campus de Ilha Solteira (Orientador)



Prof. Dr. Marco Antonio de Moraes Alcantara

UNESP/FE - Campus de Ilha Solteira

Rodrigo Andraus Bispo

Prof. MSc. Rodrigo Andraus Bispo

UNESP/FE - Campus de Ilha Solteira

Ilha Solteira, 28 de julho de 2022

AGRADECIMENTOS

A Deus, por me capacitar, dar forças e coragem para prosseguir.

Aos meus pais, Valcenir e Eloísa, por todo amor, apoio, incentivo e educação transmitida, fundamentais para a minha formação como pessoa e profissional.

Ao meu irmão Leonardo, por todo carinho, confiança e momentos de alegria.

Ao meu namorado Leonardo, por todo amor, parceria, compreensão e suporte durante estes anos de graduação.

Às minhas amigas, por todo apoio e companheirismo nos momentos de descontração.

À equipe da Haddad & Cunha Engenharia e Projetos Ltda pela oportunidade de estágio e por todo conhecimento transmitido.

Ao Prof. Adriano, pela orientação, confiança e ensinamentos que me apontaram o caminho para a elaboração deste trabalho.

À UNESP pelo conhecimento, aprendizado, experiências e pelos bons momentos que ali vivi.

RESUMO

As fundações são elementos que têm como finalidade transmitir as cargas da edificação para o solo. Sendo assim, elas consistem em uma etapa importante do projeto de uma construção e influenciam nas etapas posteriores, sendo decisivas para o sucesso de uma obra. Este trabalho consiste em uma solução para a fundação de um edifício residencial hipotético de 10 pavimentos na cidade de Marília – SP. Para isso, foi definida a posição e a dimensão dos pilares do edifício e as cargas atuantes sobre eles. Após isso, com base no perfil de sondagem SPT do solo, foi determinado o tipo de fundação adequada para o local, optando-se pela estaca pré-moldada de concreto com diâmetro de 60 cm, a qual apresenta boa resistência e fácil execução em comparação com as demais fundações. Em seguida foi determinada a quantidade de estacas por pilar segundo a norma brasileira específica de projetos de fundação; a disposição das estacas na planta de pilares; a determinação do comprimento das estacas com base no método Aoki-Velloso e no ensaio de sondagem; e o dimensionamento do bloco de coroamento e das cintas de travamento, em que foram utilizadas as normas de dimensionamento de estruturas de concreto e de fundações. Por fim, concluiu-se que a escolha da fundação atende as necessidades do projeto, mantendo a segurança dele.

Palavras-chave: Fundações; Sondagem; Dimensionamento Estrutural; Estaca pré-moldada de concreto.

ABSTRACT

Foundations are elements whose purpose is to transmit the load of the building to the ground. Therefore, they consist of an important stage of a construction project and influence the subsequent stages, being decisive for the success of a construction. This work consists of a solution for the foundation of a hypothetical 10-story residential building in the city of Marília - SP. For this, the position and dimension of the building's pillar and the load acting on them were defined. After that, based on the SPT profile of the soil, the type of foundation suitable for the site was determined, opting for the precast concrete pile with a diameter of 60 cm, which has good strength and easy execution compared to other foundations. Then, the number of piles per column was determined according to the specific Brazilian standard for foundation projects; the arrangement of the piles in the pillar plan; the determination of the length of the piles based on the Aoki-Velloso method and the drilling test; and the sizing of the crowning block and of the lockings traps, in which the norms of sizing of concrete structure and foundations were used. Finally, it was concluded that the choice of foundation meets the need of the project, maintaining its safety.

Keywords: Foundations; Probing; Structural Dimensioning; Precast concrete pile.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Sondagem a percussão.	18
Figura 2 - Tipos de fundações diretas	23
Figura 3 - Estaca de concreto armado	25
Figura 4 - Processo executivo da estaca Franki.....	28
Figura 5 - Etapas de emprego da estaca do tipo broca	30
Figura 6 - Equipamento de perfuração de estaca hélice contínua	31
Figura 7 - Execução de tubulão a ar comprimido	34
Figura 8 - Perfil de sondagem do solo.....	44
Figura 9 - Carga admissível do material que compõe as estacas.....	45
Figura 10 - Esquema de bloco sobre uma estaca	54
Figura 11 - Distribuição das armaduras dentro de um bloco com uma estaca.....	55
Figura 12 - Esquema de forças atuantes no bloco sobre duas estacas.....	57
Figura 13 - Distribuição das armaduras dentro de um bloco com duas estacas	59
Figura 14 - Disposição de forças em um bloco sobre 3 estacas.....	69
Figura 15 - Distribuição das armaduras dentro de um bloco com três estacas.....	71
Figura 16 - Disposição de forças em um bloco sobre 4 estacas.....	77
Figura 17 - Distribuição das armaduras dentro de um bloco com quatro estacas.....	78
Figura 18 - Disposição de forças em um bloco sobre 5 estacas.....	83

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Área de influência dos pilares	40
Quadro 2 - Coeficiente de majoração adicional para pilares.	41
Quadro 3 - Carga nos pilares	42
Quadro 4 - Quantidade de estacas por pilar.....	46
Quadro 5 - Valores de F1 e F2.....	48
Quadro 6 - Valores de α e K.	49
Quadro 7 - Comprimento da estaca.	50
Quadro 8 - Comprimentos de ancoragem básicos.	52
Quadro 9 - Dimensões mínimas sugeridas para blocos com uma estaca.	55
Quadro 10 - Diâmetro das barras e espaçamentos sugeridos para blocos de uma estaca.	55
Quadro 11 - Diâmetro das barras sugeridos para blocos com duas estacas.	59
Quadro 12 - Diâmetro das barras sugeridos para blocos com três estacas.....	70

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	11
2.	OBJETIVO.....	12
2.1.	OBJETIVO GERAL.....	12
2.2.	OBJETIVO ESPECÍFICO	12
3.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	12
3.1.	INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO	12
3.1.1.	Sondagem a trado	15
3.1.2.	Sondagem à percussão SPT	16
3.1.3.	Sondagem Rotativa (SR)	18
3.1.4.	Sondagem Mista (SM)	19
3.1.5.	Ensaio de penetração de cone (CPT)	19
3.2.	FUNDAÇÕES	20
3.2.1.	Fundação direta	21
3.2.2.	Fundação indireta	23
4.	MATERIAIS E MÉTODOS	34
4.1.	MATERIAIS	34
4.2.	MÉTODOS	35
4.2.1.	Considerações iniciais.....	35
4.2.2.	Cálculo do consumo médio diário	35
4.2.3.	Divisão de volume nos reservatórios.....	35
4.2.4.	Dimensionamento dos reservatórios	37
4.2.5.	Carga total do reservatório superior	38
4.2.6.	Locação e dimensionamento dos pilares	39
4.2.7.	Área de influência	39
4.2.8.	Carga nos pilares.....	40
4.2.9.	Carga de projeto nos pilares	41
4.2.10.	Escolha da fundação.....	43
4.2.11.	Quantidade de estacas por pilar.....	45
4.2.12.	Comprimento da estaca	47
4.2.13.	Dimensionamento e detalhamento dos blocos	50
4.2.14.	Bloco sobre uma estaca.....	53
4.2.15.	Bloco sobre duas estacas	57
4.2.16.	Bloco sobre 3 estacas	68
4.2.17.	Bloco sobre 4 estacas.....	77
4.2.18.	Bloco sobre 5 estacas.....	83

4.2.19. Dimensionamento das cintas	88
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	88
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	89
REFERÊNCIAS.....	90
Apêndice A – Posicionamento, dimensionamento e área de influência dos pilares ..	97
Apêndice B – Estacas, blocos e cintas	99
Anexo A – Consumo predial diário (valores indicativos)	101
Anexo B – Classificação de áreas de risco quanto à ocupação	102
Anexo C – Classificação de Risco quanto a Carga de Incêndio	102
Anexo D – Classificação das Edificações e Áreas de Risco Quanto À Carga de Incêndio.....	102
Anexo E – Reservas de Incêndio e Tipo das Edificações	103

1. INTRODUÇÃO

O trabalho proposto trata do desenvolvimento de um projeto de fundação, para um edifício residencial de 10 pavimentos, na cidade de Marília (SP), a ser executado em um terreno cujo entorno é constituído por outros edifícios, e com a limitação de não poder se utilizar fundações que produzam vibração no terreno durante o seu processo construtivo.

Inicialmente foi feita a escolha técnica e econômica do tipo de fundação que atendia tanto as limitações construtivas, quanto a oferta de equipamentos e materiais na região onde será construído o edifício.

A metodologia de cálculo utilizada está fundamentada na aplicação de métodos de dimensionamento semiempíricos, baseados em resultados do ensaio de sondagem à percussão SPT (*Standard Penetration Test*).

O termo fundação é aplicado para a estrutura que transmite ao terreno subjacente seu próprio peso, o peso da superestrutura e qualquer outra força que venha a atuar, solicitando-a (SOUZA, 2001).

A estrutura de fundação é responsável por transferir todas as cargas provenientes da edificação (superestrutura) para o solo de fundação, por este motivo é classificada como elemento de transição entre a estrutura e o solo (ALONSO, 2019).

Milititsky, Consoli e Schnaid (2015) definiram que uma fundação é o resultado da necessidade de transferência das cargas ao solo pela construção de uma estrutura. Seu desempenho, em longo prazo, pode ser afetado por diversos fatores, começando por aqueles resultantes do projeto, que abrange o conhecimento do solo, passando pelos métodos construtivos e finalizando por efeitos de acontecimentos pós-implantação, incluindo sua possível degradação.

A NBR 6122 (ABNT, 2019) recomenda que para qualquer tipo de construção deva ser feita uma investigação geotécnica preliminar, no mínimo desenvolvida por meio de sondagens a percussão (como o SPT), objetivando a determinação da estratigrafia e classificação dos solos, a posição do nível d'água e a medição do índice de resistência à penetração (N_{SPT}).

As fundações são convencionalmente divididas em dois grandes grupos: fundações superficiais (ou rasas) e fundações profundas (VELLOSO e LOPES, 2011).

Os dimensionamentos estruturais dos blocos de coroamento e das cintas estão em consonância com o prescrito na NBR 6118 (ABNT, 2014).

2. OBJETIVO

2.1. OBJETIVO GERAL

Elaborar um projeto completo de fundação para um edifício de 10 pavimentos na cidade de Marília (SP).

2.2. OBJETIVO ESPECÍFICO

Coletar os dados do projeto;

Coletar os dados geotécnicos e de resistência do solo; e

Realizar os cálculos geotécnico e estrutural para o dimensionamento da fundação.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1. INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO

A execução competente de uma construção depende da realização do cumprimento de várias etapas antes e durante toda a obra. É importante conceber um pré-projeto e avaliação da viabilidade a partir de estudo que envolve os aspectos estruturais e econômicos, com vistas a evitar desperdícios e gastos desnecessários e alcançar o sucesso, sempre sob a supervisão de profissional qualificado, de modo a evitar transtornos futuros.

A sondagem do solo antes de iniciar qualquer projeto, portanto, é ação necessária e fundamental para garantir o bom andamento do processo construtivo, bem como um produto final de qualidade, livre de adversidades futuras. De acordo com a NBR 6122 (ABNT/2019), para a execução de qualquer edificação é imprescindível que se proceda à análise geotécnica; uma prática pouco comum em casos de construções de pequeno porte. Nesses casos, são grandes e reais as possibilidades de eventuais danos à construção e consequentes prejuízos financeiros, ou seja, a ausência de investigação geotécnica ou o descuido em sua

execução se constitui de um dos principais fatores responsáveis por patologias em fundações e estruturas (DO CARMO, 2003; ZUCHETTI, 2015).

Milititsky *et al.* (2008) comentam que mais de 80% das ocorrências de patologias observadas em fundações de obras de pequeno e médio portes são resultado de investigações geotécnicas realizadas de forma inadequada ou mesmo da dispensa de uso desse expediente. Logo, essas patologias seriam evitadas caso o solo e subsolo fosse alvo de um processo de investigação responsável. Ainda de acordo com Milititsky *et al.* (2008), são problemas frequentes na execução da sondagem:

- ✓ Localização inadequada do sítio da obra;
 - ✓ ensaios fora do padrão normativo estabelecido;
 - ✓ utilização de equipamentos defeituosos ou fora do padrão normativo;
 - ✓ furos nivelados em desacordo com a referência identificada e permanente,
- e
- ✓ má descrição do tipo de solo.

Thomaz (2001) e Lima (2020) apontam a avaliação insatisfatória da resistividade do solo durante a concepção do projeto estrutural como fator decisivo para a ocorrência de manifestações patológicas. O erro na avaliação do solo redundava em sérios problemas nas demais etapas da execução da obra.

Portanto, não se deve prescindir da investigação geotécnica do solo como fator fundamental para o sucesso de uma obra, haja vista sua importância para o sucesso de qualquer empreendimento na construção civil.

Brito (2013) define que o objetivo da sondagem consiste em verificar e caracterizar o solo impenetrável, utilizando como critérios: resistência, deformação, descontinuidades, interferências hídricas e alterações.

Campos (2015) e Carioca (2020) relatam que a análise do estudo de sondagem se configura como um meio mais seguro de identificar a carga de ruptura de uma construção, garantir maior eficiência à fundação, intensificar a resistividade do solo-estaca e reduzir gastos com mão de obra e materiais de construção, assegurando maior economia na construção.

Leal e Chini (2020) justificam que o estudo de investigação geotécnica por meio da sondagem consiste num método de precisão do dimensionamento de fundações, as autoras corroboram os discursos sobre a importância de se investir

nesse estudo geotécnico considerando que sua realização reduz os custos e os riscos para o empreendimento.

Tavares (2014) deixa claro que a finalidade do estudo de solo realizado por sondagem consiste em compreender as características do solo, tais como: compacidade, resistência, consistência, deformabilidade. Assim, com a investigação do solo, é possível conceber as condições estruturais de seu perfil e idealizar o projeto de uma fundação mais segura e menos propensa a desenvolver.

Pereira (2015) explica que o papel da sondagem se configura como um meio para atingir um fim, afinal, segundo a autora, a fundação de uma construção suporta e distribui os pesos. O projeto e execução de uma fundação depende do conhecimento das características geométricas do solo e subsolo a partir da investigação geotécnica, em especial com o SPT.

Martinse Azevedo (2016) comenta que se faz necessária a análise da sondagem do solo lançando mão de cálculos rigorosos que fundamentem a escolhada fundação.

A sondagem serve de embasamento para obtenção das cotas inferiores da perfuração, do nível de água, das cotas do terreno para se verificaro perfil do subsolo ou seçõesdo subsolo (Prasnievski, 2014).

As obras de fundação demandam sondagens geotécnicas para seu dimensionamento e sua correta execução, haja vista sua importância para entender a resistência, a capacidade de suporte de carga do solo, sua profundidade, ângulo de atrito, além de evitar atrasos e danos à obra, bem como prejuízos financeiros.

Schnaid (2000) aponta que a aplicação do N_{SPT} pode ser realizada com métodos diretos e indiretos. Em métodos diretos, o uso do N_{SPT} é indicado para, a partir de correlações ecálculos empíricos, estipular os valores de tensão admissíveis do solo ou de recalque em fundações. Em métodos indiretos, a aplicação do N_{SPT} usualmente se dá a partir do uso dos dados obtidos para a definição de outros parâmetros do solo, obtidos por meio de correlação com ensaios *in situ* oude laboratório.

Em ambos o métodos apresentados, ante os resultados possíveis de serem obtidos a partir de correlações utilizando o N_{SPT} , se destacam as resistências de ponta e lateral, ângulo de atrito, coesão, densidades, índice de compressão, módulo de elasticidade, coeficiente de adensamento, recalque, entre outros.

O procedimento de sondagem, ainda que seja um método investigativo, exerce papel principal na etapa da concepção, projeção e planejamento.

Os dados coletados durante a investigação do solo permitem ao engenheiro determinar com segurança a profundidade ideal para as fundações de uma construção, definir dimensões e se decidir pela tecnologia apropriada para as escavações. Para tanto, uma investigação geotécnica de qualidade deve se constituir de sondagens a percussão SPT, no mínimo, com vistas à determinação da estratigrafia, ou seja, do estudo dos estratos e camadas do solo, da classificação do solo e subsolo, da posição do nível da água do índice de resistência à penetração N_{SPT} .

O trabalho de sondagem do solo se configura, portanto, como uma radiografia que expõe a tensão à qual o solo consegue resistir, de modo a auxiliar o construtor a definir o tipo ideal de fundação e a profundidade adequada para que o terreno suporte o peso da construção.

Há vários tipos de sondagens de solo, sendo cada uma indicada para determinado tipo de terreno. Convém conhecê-los para compreender as informações que podem agregar ao projeto.

3.1.1. Sondagem a trado

A sondagem a trado é a mais simples que há. Costuma ser empregada em obras de saneamento e de estradas. Esse tipo de sondagem pode fornecer informações adicionais e permitir a coleta de amostragem do solo.

A sondagem a trado proporciona um conhecimento inicial sobre a estratigrafia do solo e as amostras coletadas servem para futuros ensaios em laboratórios.

- Sondagem a trado manual

Na sondagem a trado manual, a perfuração do solo se utiliza de cavadeiras manuais para obtenção de amostras das camadas de solo que apresentam baixa resistência e se localizam acima do nível da água. Trata-se de um processo ágil e econômico em comparação aos demais, por exigir apenas duas pessoas para girar a cavadeira. É um processo utilizado para indicar o nível do lençol freático (PEREIRA, 2015).

As amostras do solo são coletadas a cada metro perfurado. Procedese, então, ao registro da profundidade e das alterações nas características das amostras coletadas e pode chegar a seis metros.

Não é um procedimento indicado para análise de terrenos nos quais se pretenda construir fundações, por não permitir a medição da resistência do solo.

- Sondagem a trado mecânico

A sondagem a trado mecânico é muito utilizada em canteiros de obra haja vista que se trata de um processo mais limpo em relação aos demais, pois não gera lama, apresenta maior mobilidade em sua execução e não exige muitos recursos humanos, isto é, demanda um número reduzido de trabalhadores, além de não emitir vibrações nas perfurações de solos mais resistentes (PEREIRA, 2015).

3.1.2. Sondagem à percussão SPT

A sondagem à percussão — também conhecida como sondagem SPT (Standard Penetration Test) — do índice de resistência à penetração N_{SPT} . É um processo de exploração e reconhecimento do solo e do subsolo. Caracteriza-se por determinar o índice de resistência à penetração a partir da análise da estratigrafia e de informações relevantes para a execução de projetos de fundações, tais como a localização exata do lençol de água.

Para a efetiva execução da sondagem à percussão, utiliza-se um amostrador padrão, do tipo *Raymond*, para a coleta de amostras do solo e subsolo e realização do ensaio de penetração dinâmica SPT (Standard Penetration Test), com o qual se obtém o N_{SPT} (índice de resistência a penetração do SPT).

O amostrador é cravado em pontos pré-determinados do solo por um martelo de 65 kg, posicionado a 75 cm de altura. Devem-se anotar os resultados obtidos para se cravar o amostrador em 45 cm, analisando-se o número de golpes dados em um intervalo de cravação de 15 cm. Esse ensaio é executado a cada metro escavado no subsolo. A quantidade de pontos a serem sondados é determinada a partir das características do terreno e do tipo de obra que ele abrigará.

O número de golpes permite estabelecer o índice de resistência do solo. Caso exista um lençol freático no percurso, sua posição é anotada e considerada nos cálculos para as fundações. O processo de sondagem se encerra ao se atingir a profundidade limite estabelecida pelo projeto ou quando o amostrador Raymond

atinge um obstáculo impenetrável. O valor do Índice de Resistência a Penetração (N_{spt}), é a soma do número de golpes necessários para penetrar o amostrador nos últimos 30 cm de solo (QUARESMA *et al.*, 1998).

Atualmente a execução do ensaio de sondagem a percussão é regulamentado pela Norma Brasileira NBR 6484 (ABNT, 2020).

A NBR 6484 (ABNT, 2020) determina que o método correto de execução da sondagem à percussão (SPT) consiste na perfuração e cravação dinâmica de um amostrador padrão, a cada metro de solo, e culmina na identificação dos tipos de solo, em suas respectivas etapas, além do índice de resistência à penetração a cada metro, a posição do nível do lençol freático.

O ensaio tem início com a sondagem a trado do terreno a partir da superfície de instalação do equipamento até um metro de profundidade com o trado manual com o qual é coletada a amostra inicial. A sondagem à percussão se inicia a partir dos dois metros de perfuração com o amostrador padrão fixado no conjunto de hastes do equipamento.

O número mínimo de sondagens deve ser de duas perfurações para áreas de até 200 m² de projeção em planta, três para área entre 200 m² e 400 m² e para os casos em que ainda não haja a disposição em planta das construções, tal qual nos estudos de viabilidade da construção, a quantidade de sondagens deve ser estipulada considerando a distância máxima entre elas seja de 100 m, configurando um mínimo de três sondagens. A profundidade a ser explorada, no entanto, dependem do tipo de construção, sua estrutura e condições geotécnicas e topográficas do terreno, de modo a garantir que não ocorram prejuízos à estabilidade e ao comportamento estrutural da edificação (SCARABEL, 2012).

A NBR 6484 (ABNT, 2020) define que a sondagem de reconhecimento simples é um procedimento de investigação geotécnica cujos objetivos são: o reconhecimento do tipo de solo, a determinação do nível da água e o índice de resistência à penetração (N_{SPT}) a cada metro de profundidade do solo.

O índice N_{SPT} é utilizado para definir a consistência ou a compacidade do solo, cargas e recalque das fundações e se constitui como um valor significativo para projeções em projeto (MORAIS, 2014).

Figura 1 - Sondagem a percussão.



Fonte: ESTATEC (2022).

3.1.3. Sondagem Rotativa (SR)

Sondagem Rotativa (SR) é o método de investigação geotécnica que consiste no uso de um conjunto motomecanizado projetado para a coleta de amostras de materiais rochosos, cuja ação perfurante é dada basicamente por forças de penetração e rotação que, conjugadas, atuam com poder cortante. A amostra de rocha obtida é chamada de testemunho. (WILSON, 1999).

Galvão *et al.* (2019) comentam que a sondagem rotativa é um processo de investigação geotécnica que coleta amostras do solo utilizando equipamento próprio para avançar a investigação de solos que apresentam alta resistência, rochas e matações – material composto por blocos de rochas soltos no meio do solo e que pode dar a falsa impressão de se atingir uma barreira impenetrável.

Os resultados obtidos por meio desse processo de sondagem devem ser anexados à planta e devem apontar os pontos perfurados, assim como os perfis geológicos e geotécnicos de cada sondagem. Nesses relatórios devem conter as seguintes informações: número, inclinação e direção da sondagem, localização do furo, nível do lençol freático (caso exista), profundidade das camadas do solo, datas de início e fim do processo, comprimento das manobras, número de golpes do martelo, recuperação dos testemunhos, faturamento, RQD descontinuidades e as classificações e interpretações geológicas do solo (PEREIRA, 2015).

3.1.4. Sondagem Mista (SM)

A Sondagem Mista (SM) é um método de investigação geológica-geotécnica que consiste na aplicação da Sondagem a Percussão (SP) e da Sondagem Rotativa (SR) em um mesmo furo. É um recurso utilizado para caracterizar os parâmetros do solo e da rocha ao longo da profundidade, em casos nos quais a sondagem SPT atinge matacões ou blocos de rocha. Esse expediente possibilita a continuidade da incursão no solo e a determinação do índice N_{SPT} .

A sondagem mista é recomendada quando é necessário promover ensaios SPT no trecho em solo de uma sondagem rotativa. A passagem do método de sondagem a percussão para o método rotativo deve ser feita, obrigatoriamente, quando se atinge o impenetrável ao SPT, sem recorrer ao método de lavagem para o avanço da perfuração, haja vista que o processo de lavagem prejudica a coleta de amostras confiáveis.

Esse procedimento é necessário para assegurar a amostragem do material atravessado e possibilitar sua classificação geológico-geotécnica.

A análise do testemunho é visual e enquadrado no índice de qualidade da rocha (RQD – Rocky Quality Designation), que indica a porcentagem de recuperação de amostra (razão entre o comprimento da amostra recuperada e o comprimento de perfuração) para fragmentos maiores que 10 cm. É importante que sejam informados junto ao RQD o tipo e o diâmetro do amostrador utilizado, pois esse parâmetro depende da qualidade da sondagem. Outras características como tipo de rocha, índice de recuperação da amostra, grau de alteração, fraturamento, coerência, xistosidade e as características das discontinuidades também devem ser indicadas após análise dos testemunhos por um especialista (VELLOSO e LOPES, 2011).

3.1.5. Ensaio de penetração de cone (CPT)

É um tipo de sondagem cujo processo de execução consiste em cravar uma ponta de metal de formato cônico (penetrômetro) com um sensor no solo para levantamento de dados sobre a pressão da água no solo e o excesso de poro-pressão para conceber projetos de fundação de estruturas. Barnes (2016) relata que o ensaio deve ser finalizado ao atingir areias densas, solos cascalhosos, rochas ou em caso de desalinhamento vertical excessivo.

Silva (2019) ressalta que é possível determinar, a partir de correlações, outras propriedades do solo como o ângulo de atrito, histórico de tensões, densidade relativa etc. No entanto, este método não permite a coleta de amostras, o que impossibilita a análise tátil-visual do solo, logo é preciso recorrer a ábacos para classificá-lo. É considerado um procedimento semidireto. O equipamento utilizado apresenta relativa fragilidade e pode sofrer avarias em caso de penetração em materiais rígidos e, por esse motivo, é um procedimento recomendado para investigação de solos menos densos, sem matacões, rochas ou pedregulhos.

O diferencial entre o método CPT e o método SPT são os registros que, no CPT, são feitos de modo contínuo, o que possibilita descartar erros humanos e reduz a possibilidade de erros na aferição dos resultados (Silva, 2019).

- Cone Elétrico

No início da década de 1970, surge o cone elétrico, idealizado a partir do cone mecânico, com dimensões básicas idênticas ao seu predecessor. O interior do cone mecânico foi modificado para receber uma célula de carga de ponta cuja função é trabalhar a compressão e a célula de carga de atrito a tração.

- Piezocone (CPTU)

O equipamento para ensaio CPTU trabalha com rapidez e praticidade, possibilita o uso compatível com variadas condições geológicas, e permite a identificação estratigráfica de forma quase instantânea.

O Piezocone (CPTU) resulta da combinação do cone elétrico de sondagem com a sonda piezométrica, constituída de uma ponta cônica e apresenta um dispositivo poroso cilíndrico conectado a um transdutor elétrico de pressão, o que tornou possível mensurar a poro-pressão do solo.

3.2. FUNDAÇÕES

No universo da Construção Civil, o sistema estrutural responde por considerável parcela do desempenho de uma edificação, portanto, qualquer projeto a ser desenvolvido exige do Engenheiro Civil responsável especial atenção para a parte estrutural: lajes, vigas, pilares e fundações.

Para este trabalho de conclusão de curso, optou-se por aprofundar os estudos sobre as fundações e seu papel no processo construtivo, haja vista que

estas são fundamentais para a transmissão de todos os tipos de cargas verticais e horizontais presentes em qualquer construção; ou seja, a fundação é certamente o elemento estrutural mais importante, pois cabe a ela suportar toda a carga da construção.

Uma fundação de qualidade começa pela opção de uma solução responsável, do ponto de vista técnico e econômico. Durante a fase de execução, não raro ocorrem intercorrências que exigem modificações no projeto a fim de evitar os riscos de patologias no construto da edificação. Há variáveis a serem consideradas no projeto da fundação a fim de garantir um resultado satisfatório. São elas: condições das edificações vizinhas da obra, geotecnia local, viabilidade executiva e existência de mão de obra especializada para proceder à solução mais adequada ao projeto.

O projeto e construção de fundações devem contemplar as condições de segurança, funcionalidade e durabilidade, quando submetidas ao carregamento de serviço (MIRANDA, 2015).

A opção pelo tipo ideal de fundação e seu dimensionamento se dá a partir da investigação do solo, processo amplamente abordado neste estudo, no qual, portanto, as fundações e os tipos de fundação constituem o foco desta revisão bibliográfica.

O tipo de fundação a ser construída é definido a partir da análise dos resultados da investigação do solo, ou seja, a fundação é definida a partir do estudo da viabilidade e da estimativa das cargas estruturais. Com base nos cálculos apropriados, é possível chegar ao dimensionamento e definição do tipo de fundação adequada a cada obra.

De acordo com as formas de transferências de cargas advindas da estrutura para o solo, a fundação pode ser denominada direta ou indireta.

3.2.1. Fundação direta

A fundação direta, também conhecida como fundação rasa ou fundação superficial, é o tipo de fundação na qual a carga transmitida para o solo da edificação se dá por meio de elementos superficiais, ou seja, não exige grandes equipamentos para a cravação ou escavação. Este tipo de fundação é executado manualmente. Geralmente, não há necessidade de máquinas para auxiliar nesse tipo de procedimento.

Este tipo de fundação é assentado logo na primeira camada do solo, geralmente a uma profundidade de no máximo 3 metros.

A fundação direta se apoia imediatamente sob a infraestrutura e é responsável pela transmissão da carga para o solo com esforços distribuídos ao longo de sua base.

A utilização desse tipo de fundação é recomendada em casos nos quais a camada estável do solo se encontra próxima à superfície.

De acordo com a ABMS e ABEF (1998), para a construção de fundações diretas, é possível utilizar os seguintes recursos:

Bloco - elemento de fundação de concreto simples, dimensionado de maneira que as tensões de tração nele produzidas possam ser resistidas pelo concreto, sem necessidade de armadura;

Sapata - elemento de fundação de concreto armado, de altura menor que o bloco, utilizando armadura para resistir aos esforços de tração;

Viga de fundação - elemento de fundação que recebe pilares alinhados, geralmente de concreto armado; pode ter seção transversal, tipo bloco (sem armadura transversal), quando são frequentemente chamadas de baldrame, ou tipo sapata, armadas;

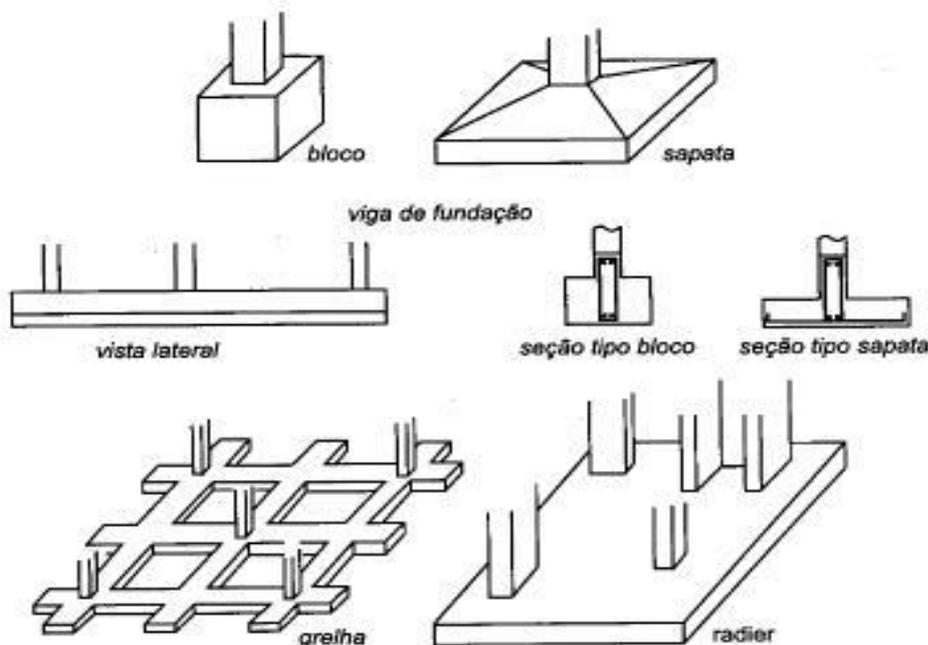
Grelha - elemento de fundação constituído por um conjunto de vigas que se cruzam nos pilares;

Sapata associada - elemento de fundação que recebe parte dos pilares da obra, o que a difere do radier, sendo que estes pilares não são alinhados, o que a difere da viga de fundação;

Radier - elemento de fundação que recebe todos os pilares da obra.

JOPPERT JÚNIOR (2007) destaca que a opção pela fundação direta é interessante do ponto de vista técnico em virtude da viabilidade de sua execução, tendo em vista que não exige equipamentos ou profissionais especiais. Basta a mão de obra comum: pedreiros, serventes, carpinteiros, serralheiros; fato este que reduz consideravelmente os custos da construção.

Figura 2 - Tipos de fundações diretas



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

3.2.2. Fundação indireta

Fundações indiretas, também chamadas de fundações profundas são aquelas construídas nas camadas mais profundas do solo e, geralmente, necessitam do auxílio de equipamentos de cravação ou de escavação.

A NBR 6122 (2019) define fundação indireta ou profunda como “elemento de fundação que transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste), ou por uma combinação das duas, em que está assente em profundidade de no mínimo 3 m. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e ostulhões.

É o tipo de fundação cuja opção se justifica pela baixa capacidade de carga ou alta compressibilidade do solo próximo à superfície do terreno. Dessa forma, as cargas estruturais são transferidas a maiores profundidades, à uma camada de terreno com maior capacidade de carga.

Pereira (2013) comenta que a profundidade das fundações indiretas se deve à necessidade de transmitir os esforços impostos pelas estruturas até as camadas mais fundas do solo e, ao contrário das fundações superficiais, seu comprimento é mais importante que a seção transversal. Sua aplicação é recomendada para

construções de grande porte, ou quando a investigação do solo residual aponta deficiências mecânicas.

As fundações mecânicas podem ser executadas de duas formas diferentes, de acordo com as necessidades previstas no projeto, que de acordo com a ABMS e ABEF (1998), são:

Estaca - elemento de fundação indicado para solos com pouca resistência. Este tipo de fundação transmite as cargas ao solo por atrito lateral. A escavação se dá com trado manual ou mecânico (broca); cravação a percussão, prensagem, vibração ou mesmo de forma mista, utilizando mais de um desses processos;

Tubulão - elemento de fundação profunda de forma cilíndrica, em que, pelo menos na sua fase final de execução, há a descida de operário (o tubulão não difere da estaca por suas dimensões, mas pelo processo executivo, que envolve a descida de operário).

3.2.2.1. Estacas

UVA (2014) e a NBR 6122 definem que as estacas são:

Elemento de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja descida de operário. Os materiais empregados podem ser: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado *in situ* ou mistos.

No Brasil, as estacas mais utilizadas são classificadas em dois tipos: estacas de deslocamento e estacas escavadas.

3.2.2.1.1. Estacas de deslocamento

As estacas de deslocamento são aquelas que são inseridas no terreno sem retirada do solo, porém com seu deslocamento vertical e lateral (ALVES; LOPES, 2004).

Figuram entre as estacas de deslocamento os seguintes tipos: estaca pré-moldada de concreto, estaca metálica, estaca de madeira e estaca tipo Franki.

- Estaca pré-moldada de concreto

É feita de concreto armado ou concreto protendido, pode ser cravada por percussão, prensagem ou vibração. Oferece boa capacidade de carga e boa resistência a flexão e cisalhamento.

A energia empregada na cravação deve ser suficiente para que a estaca penetre no terreno sem que haja danos a sua constituição. Devido à vibração e ruídos inerentes ao procedimento, este método não é recomendado para lugares onde haja construções antigas ao seu redor (GOTLIEB, 2010).

Estacas pré-moldadas são cravadas no solo com golpes sucessivos de martelos de queda-livre levantados por guindastes; seu processo de execução dispensa a etapa de escavação, pois os elementos da fundação são introduzidos no solo pelos golpes do martelo.

Segundo historiadores, as estacas cravadas são citadas em manuscrito do século IX a.C., cuja autoria é atribuída a Heródoto, o patriarca da História. No documento, Heródoto faz referência às habitações dos peônios: edificações sustentadas por estacas cravadas no leito de um lago.

Há, ainda, registros do uso de estacas por engenheiros gregos e romanos em obras às margens do Mar Mediterrâneo.

No Brasil, as primeiras fundações de estacas pré-moldadas datam de 1926.

Figura 3 - Estaca de concreto armado



Fonte: SOTEF Engenharia.

O método mais utilizado para cravação de estacas pré-moldadas é por percussão com bate-estaca em queda livre. O equipamento é composto de uma torre montada sobre uma plataforma, possui um martelo com o qual se crava a estaca, levantado por cabos de aço acionados por um guincho mecânico, composto de dois tambores, dos quais, o segundo é responsável pela movimentação e carregamento da estaca. O equipamento se movimenta sobre pranchas, rolos ou esteiras (APL Engenharia, 2019).

Há, ainda, guindastes adaptados com torres para o martelo de queda livre, vibratório ou automático. A altura da torre-guia deve ser compatível com os demais elementos da estaca a ser cravada e o guincho deve ter capacidade de carga adequada ao peso do martelo e dos demais elementos da estaca que serão levantados.

As estacas devem ser manejadas e armazenadas conforme as especificações do fabricante, que deve disponibilizar todas as informações para o manejo e armazenamento. Todas as medidas possíveis devem ser tomadas para evitar riscos de fraturas e/ou fissuramento excessivo.

Para a locação de cada estaca deve ser aberto no solo um furo com o mesmo diâmetro da estaca. Em seguida, este furo deve ser preenchido com areia, assim, as sinalizações dos locais das estacas não são danificadas pelo trânsito de equipamentos e pessoas. O furo deve ser guia para a cravação de cada estaca.

As estacas são posicionadas e içadas pelo equipamento bate-estaca com um cabo auxiliar que eleva a torre e a coloca na posição vertical. Assim, possibilita o assentamento no local da cravação. A fim de evitar qualquer contratempo, é preciso que se obedeça à seguinte ordem: primeiro, os prumos da face frontal e lateral são verificados, em seguida, apruma-se a torre do bate-estacas, finalmente, apruma-se a estaca. Em caso de desaprumo das estacas, não se faz necessária a verificação da estabilidade e resistência, ou mesmo, empreender medidas corretivas para possíveis desvios de execução, desde que estes sejam menores que 1/100 (APL Engenharia, 2019).

O procedimento de cravação de estacas pré-moldadas de concreto é o de cravação dinâmica, no qual o bate-estacas utilizado é o bate-estacas de gravidade. É um procedimento que provoca um alto nível de vibração, o que pode prejudicar construções vizinhas do local da obra.

- Estaca metálica

Idêntica à pré-moldada recebe o mesmo processo de cravação no solo. No entanto, atinge maior profundidade, pois as emendas são efetuadas com maior facilidade e segurança. Pode ser cravada em qualquer tipo de terreno, apresenta facilidade de corte e emenda, atinge excelente capacidade carga, reage bem à flexão e, ainda, é utilizada em serviços provisórios, pode ser reutilizada outras vezes.

Panoni (2006) afirma que, geralmente, as estacas metálicas dispensam tratamento anticorrosivo, pois a velocidade da corrosão de metais enterrados em solo seco pode ser desconsiderada. No entanto, em circunstâncias de aumento da umidade do solo, a velocidade da corrosão pode ser controlada pela resistividade elétrica, níveis de PH, teor de oxigênio, concentração de íons agressivos e atividade biológica do solo. Em solos de baixa resistividade elétrica e PH baixo, é necessário proceder ao tratamento anticorrosão conforme estabelecido pela NBR 6122 (ABNT, 2019).

- Estacas de madeira

São cravadas no solo com o método de percussão com pilões de queda-livre ou automáticos.

Estas estacas são troncos retilíneos de madeira resistente e possuem boa capacidade de carga. No Brasil, a madeira mais empregada é o eucalipto, principalmente como fundação de obras provisórias. Para obras definitivas são geralmente utilizadas às chamadas “madeiras de lei”, como a peroba rosa, a aroeira, a maçaranduba, o ipê, braúna entre outras.

- Estacas do tipo Franki

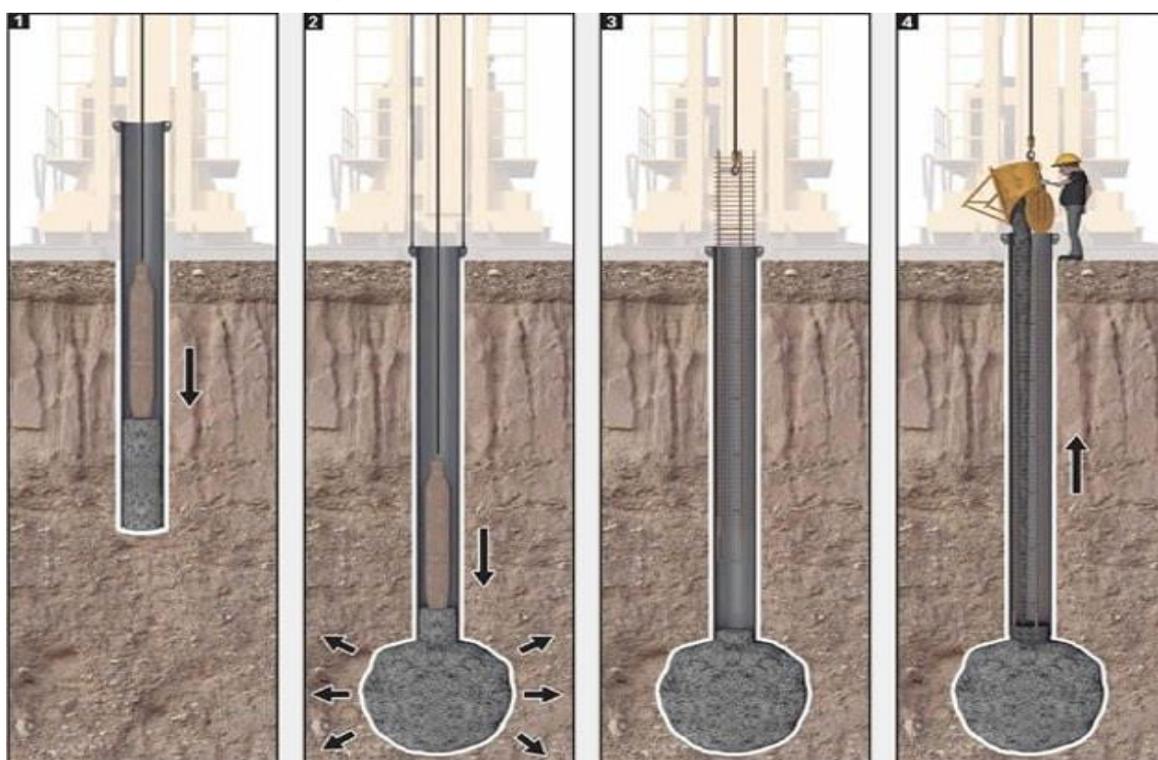
Possuem grande capacidade de carga e consegue alcançar grandes profundidades. É executada por meio de perfurações, através da cravação de um tubo de ponta fechada, com o auxílio de um bate estaca.

O equipamento necessário para trabalhar com esse tipo de estaca é composto por uma torre metálica da qual é lançado o peso de um pilão para a cravação de um tubo metálico em cuja ponta é colocada um tubo de concreto seco chamado de “bucha seca”. Essa ação deve gerar atrito na parede do tubo. A “bucha seca” deve ter um diâmetro com uma vez e meia ou duas vezes o diâmetro do tubo.

A bucha seca pode ser um tampão de brita com areia ou concreto magro. Procedese então à concretagem em camadas de 50 cm que devem ser apiloadas pelo pilão. Ao término, a concretagem deve ter 30 cm acima da cota de arrasamento da estaca (REBELLO, 2008).

A NBR 6122 (ABNT, 2019) estabelece que as estacas Franki podem ser executadas sem o uso de armaduras em casos especiais. Entretanto, ainda que as solicitações de carga a que as estacas estarão submetidas não indiquem o uso de armadura, costuma-se aplicar uma armadura mínima em razão de ordem construtiva.

Figura 4 - Processo executivo da estaca Franki



Fonte: Infraestrutura Urbana.

3.2.2.2. Estacas escavadas

Estacas escavadas ou estacas moldadas são elementos de concreto armado executados *in loco*, com perfuração do solo, geralmente com trados mecânicos. Nesse caso, há a necessidade de retirada do material escavado, o que desencadeia a perda da compressão natural do solo e, por conseguinte, a redução de sua resistência.

O método de execução para este tipo de estacas é simples e pode ser aplicado a quase todos os tipos de solo, incluindo aqueles em que há existência de lençóis freáticos. No caso da execução em solos moles, poderá ser necessário utilizar lamas bentoníticas. Há vários tipos de estacas escavadas, para os quais o método de execução deve ser escolhido de acordo com as condições do local e dimensões da estrutura.

Encaixam-se neste grupo: estacas tipo broca, Strauss, trado rotativo, hélice contínua e as estacas raiz. (Marangon, 2018).

- Estaca tipo broca

É uma das fundações profundas mais utilizadas na construção civil brasileira, em obras de pequeno porte, devido a facilidade de execução, que não exige mão de obra especializada, nem maquinário.

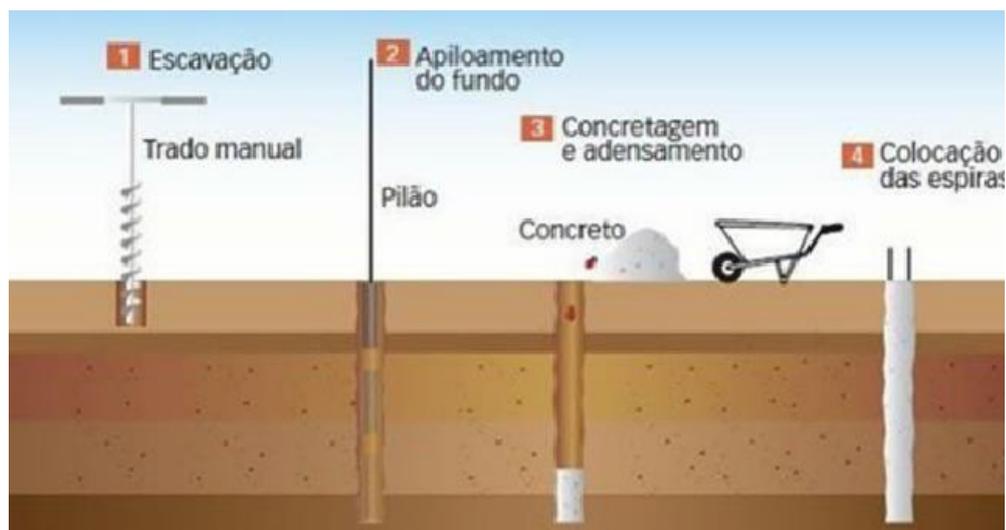
Trata-se de estaca escavada manualmente; a escavação é realizada com trado concha ou cavadeira.

A Norma de Fundações NBR 6122 (ABNT, 2019) define a estaca escavada mecanicamente como a estaca executada por perfuração do solo com trado mecânico, sem emprego de revestimento ou fluido estabilizante. A estaca broca se configura como um caso particular de estaca escavada mecanicamente, pois se trata de um tipo de estaca executada com trado manual; os diâmetros mais utilizados por esse tipo de estaca variam entre 25 cm e 30 cm e suportam cargas de até 150 kN.

A profundidade máxima da estaca broca é de oito metros. O procedimento é simples e consiste em:

1. Escavação manual da estaca;
2. Apiloamento do fundo da estaca;
3. Concretagem da estaca, e
4. Colocação da armadura da estaca.

Figura 5 - Etapas de emprego da estaca do tipo broca



Fonte: Nelso Schneider (2019).

- Estaca Strauss

Tipo de estaca executada por perfuração com piteira, com uso parcial ou total de revestimento recuperável e posterior concretagem *in loco*. A execução requer um equipamento constituído de um tripé de madeira ou de aço, um guincho acoplado a um motor (combustão ou elétrico), uma sonda de percussão munida de válvula em sua extremidade inferior, para a retirada de terra, um soquete com aproximadamente 300 kg, tubulação de aço com elementos de 2 a 3 metros de comprimento, rosqueáveis entre si, um guincho manual para retirada da tubulação, além de roldanas, cabos de aço e ferramentas. As estacas Strauss foram criadas para substituir as estacas pré-moldadas cravadas no solo por percussão, a ocorrência de vibração e o excesso de ruídos causados pelo processo de cravação.

A estaca Strauss não é obrigatoriamente armada, mas caso necessário, a armadura utilizada serve somente para arranque ou ancoragem. É um tipo de estaca cuja base não é alargada (MARAGON, 2018).

- Estacas a trado rotativo ou mecanizado

São estacas executadas por meio de um torque. O solo é retirado quando o trado se enche e a cota de assentamento é atingida. A concretagem da estaca é iniciada após a limpeza do furo e o apiloamento da base. Essas estacas requerem um processo produtivo menos oneroso e são utilizadas em vários tipos de solos, até naqueles com presença de lençol freático, desde que utilizadas camisas metálicas

antes da escavação. São executadas por meio de trado helicoidal e posterior preenchimento com concreto.

A perfuração é feita por rotação e quando é necessária a retirada de solo, é realizada a subida do trado. Ao atingir a profundidade desejada, a armadura é posicionada e iniciada a concretagem.

Estacas a trado rotativo não emitem vibrações, logo, podem ser executadas próximas a divisas. O equipamento pode alcançar grandes profundidades e coletar amostras do solo escavado sem produzir muita sujeira na obra. Entretanto, a resistência de ponta não contribui para a capacidade de carga da estaca, portanto, o emprego desse recurso é geralmente recomendado apenas para solos coesos e acima do nível de água (PEREIRA, 2019).

- Estacas hélice contínua

É constituída de uma haste tubular cuja ponta há uma hélice que deve ser cravada no solo com o emprego de um torque. Com esse tipo de procedimento é possível monitorar eletronicamente as etapas de execução do trabalho observando a profundidade atingida, a velocidade de rotação e a descida do trado. A cada 2 metros, o trado é acionado a girar no sentido contrário para retirada de solo (REBELLO, 2008).

Apresenta alta produtividade, de 250 a 600 metros por dia, dependendo do diâmetro da hélice, da profundidade da fundação da estaca e do tipo de terreno.

Na realização de fundação do tipo estaca Hélice Contínua monitorada de pequeno porte, destacam-se três etapas distintas do processo da técnica executiva: perfuração, concretagem e colocação da armadura.

Figura 6 - Equipamento de perfuração de estaca hélice contínua



Fonte: Fabrício Rossi (2022).

- Estacas raiz

É um tipo de estaca escavada que chega a atingir profundidade maior que 50 metros, com diâmetro de 80 a 500 mm, tanto em solo como em rochas. É uma estaca argamassada “in loco”, diretamente no local estipulado no projeto de fundações e se caracteriza por perfuração rotativa ou roto-percussiva e por apresentar elevada tensão de trabalho ao longo do fuste, o qual é inteiramente armado em todo o comprimento.

Para sua execução, são empregados tubos de revestimento metálico, em todo o trecho do solo após a escavação, pois em solos mais arenosos (ou até mesmo pouco argilosos) há o risco desmoronamento. Após o preenchimento da estaca com argamassa de cimento com areia e a fixação da armadura, os tubos metálicos utilizados são recuperados. A argamassa é adensada com o auxílio de pressão por ar comprimido (PEREIRA, 2018).

3.2.2.3. Tubulões

A NBR 6122 (ABNT, 2029) define que o tubulão é um elemento de fundação profunda, escavado no terreno em que pelo menos na sua etapa final, haja a descida de pessoas, que se faz necessária para executar o alargamento da base ou para a limpeza do fundo da escavação, uma vez que neste tipo de fundação as cargas são transmitidas preponderantemente pela ponta.

Os tubulões podem ter ou não base alargada e podem ser executados com ou sem revestimentos de aço ou de concreto. São dois os tipos de tubulões: a céu aberto e a ar comprimido.

- Tubulão a céu aberto

Os tubulões a céu aberto são elementos estruturais de fundação constituídos de um poço aberto no terreno, geralmente dotado de uma base alargada.

Os tubulões a céu aberto são indicados para suportar grandes cargas, principalmente em áreas nas quais não se pode utilizar equipamentos mecanizados ou em que há restrição quanto ao acesso, como acontece em grandes centros urbanos (Marangon, 2018).

O procedimento é executado em terrenos de solo mais rígido ou mais resistente (Marangon, 2018).

Ainda, segundo Marangon (2018), os tubulões apresentam vantagens em relação aos demais tipos de fundações entre elas está à falta de vibrações ou ruídos e os custos inferiores.

Em caso de detecção de presença de água, é possível contê-la e tirá-la do fuste, visto que ela não pode causar danos à perfuração. (MARANGON, 2018).

- Tubulão a ar comprimido

Os tubulões a ar comprimido são fundações com transmissão das cargas estruturais para solos de maior capacidade de suporte, situados em maiores profundidades. As escavações devem ter formato cilíndrico, possuindo ou não base alargada de formato tronco-cônico.

Este tipo de fundação é recomendado para os casos em que os níveis de água são muito altos, como nos casos de construções de pontes e viadutos. Este procedimento é indicado, pois, uma vez perfurado e com o nível da água muito alto, não é possível retirar devido ao risco de desmoronamento das paredes do fuste. (Hachich *et al.*, 1998; Marangon, 2018).

É possível proceder à execução do tubulão ar comprimido de duas maneiras: revestimento com “camisa” de concreto ou “camisa” de aço. (HACHICH *et al.*, 1998).

O tubulão é, portanto, trabalhado com sua estrutura totalmente vedada para evitar qualquer risco de presença de água dentro do ambiente da escavação (Marangon, 2018).

A execução desse tipo de fundação exige a verificação das condições de compressão e descompressão em nome da segurança e dos bons resultados técnicos.

Figura 7 - Execução de tubulão a ar comprimido



Fonte: LinkedIn – Eng. Rodrigo Cardoso

4. MATERIAIS E MÉTODOS

4.1. MATERIAIS

Para a realização deste trabalho foram utilizados os seguintes materiais:

- Softwares computacionais como Autocad, TQS e Excel;
- Materiais didáticos do professor Adriano Souza que foram utilizados durante o curso de graduação; e
- Livros e as normas técnicas da ABNT, que foram destacados na bibliografia.

4.2. MÉTODOS

Os métodos utilizados em cada etapa estão descritos em seu respectivo item e estão apresentados a seguir.

4.2.1. Considerações iniciais

O projeto consiste em um edifício residencial de 10 pavimentos. Analisando sua planta baixa, constatou-se que são 2 apartamentos por pavimento e estima-se que a taxa de ocupação é de 4 habitantes por apartamento.

Portanto, tem-se que o número de habitantes no edifício (P) é de:

$$P = 10 \text{ pav} * 2 \frac{\text{apto}}{\text{pav}} * 4 \frac{\text{hab}}{\text{apto}} = 80 \text{ habitantes}$$

Ou seja, a ocupação total desse edifício é de 80 habitantes.

4.2.2. Cálculo do consumo médio diário

O consumo médio diário (CD) representa o valor médio de consumo na edificação em 24 horas e é dado pela equação 1.

$$CD = P * q \quad [1]$$

Onde:

CD: Consumo médio diário (L/dia);

P: População ocupante (hab), e

q: consumo per capita (L/hab.dia).

CARVALHO JR (2013) define que o consumo médio diário em apartamentos é equivalente a 200 L/dia per capita. Logo:

$$CD = 80 \text{ hab} * 200 \frac{\text{L}}{\text{hab*dia}} = 16000 \frac{\text{L}}{\text{dia}} = 0,185 \frac{\text{L}}{\text{s}}$$

4.2.3. Divisão de volume nos reservatórios

A NBR 5626 (ABNT, 2020) recomenda que se adote um volume (V_T) de 1 a 3 vezes o valor do consumo diário, além da reserva para combate a incêndio.

Deste modo, neste projeto, foi adotado 1,5.CD.

$$V_T = 1,5 * CD = 1,5 * 16000 = 24000 \frac{L}{dia}$$

Em seguida, foi realizada uma divisão de volumes no reservatório superior e inferior, que está representada a seguir:

- Reservatório superior:

$$R_S = \frac{2}{5} * V_T = \frac{2}{5} * 24000 = 9600 \frac{L}{dia}$$

- Reservatório inferior:

$$R_I = \frac{3}{5} * V_T = \frac{3}{5} * 24000 = 14400 \frac{L}{dia}$$

Como é recomendado, a partir de 5 m³ de volume nos reservatórios deve-se dividir em câmaras. Nesse caso, os dois reservatórios foram divididos em duas câmaras cada, como exemplificado a seguir:

- Reservatório superior:

$$R_S \rightarrow V_{câm} = \frac{9600}{2} = 4800 \frac{L}{dia}$$

- Reservatório inferior:

$$R_I \rightarrow V_{câm} = \frac{14400}{2} = 7200 \frac{L}{dia}$$

De acordo com o Decreto N^o 63.911, de 10 de dezembro de 2018, o qual institui o regulamento de segurança contra incêndios nas edificações, conclui-se que este edifício é classificado como tipo A-2 e de baixo risco. Sendo assim, o volume para reserva de incêndio a ser considerado no reservatório superior corresponde a 8 m³, o qual deve ser dividido entre os compartimentos resultando em 4 m³ para cada reservatório. Logo:

- Reservatório superior:

$$R_S \rightarrow V_{câm} = 4800 + 4000 = 8800 \frac{L}{dia}$$

4.2.4. Dimensionamento dos reservatórios

- Reservatório superior

Nesta etapa foram adotadas as seguintes dimensões para o reservatório superior:

- Comprimento: 2,00 m
- Largura: 2,00 m

A altura útil é dada pela equação 2.

$$h_{\text{útil}} = \frac{V_{\text{compartimento}}}{A_{\text{reservatório}}} \quad [2]$$

Onde:

$h_{\text{útil}}$: Altura útil do reservatório (m);

$V_{\text{compartimento}}$: Volume do compartimento do reservatório (m³), e

$A_{\text{reservatório}}$: Área do reservatório (m²).

$$h_{\text{útil}} = \frac{4,8}{2*2} = 1,2 \text{ m}$$

A partir da Equação [2] adaptada para volume de incêndio:

$$h_{\text{inc}} = \frac{4}{2*2} = 1 \text{ m}$$

A altura total do reservatório superior é dada pela soma das alturas útil, de incêndio e pela folga de 5 cm a ser considerada neste projeto.

$$h_{T_{RS}} = 1,2 + 1 + 0,05 = 2,25 \text{ m}$$

A altura total do reservatório superior é de 2,25 m.

- Reservatório inferior

Nesta etapa foram adotadas as seguintes dimensões para o reservatório inferior:

- Comprimento: 2,50 m

- Largura: 2,50 m

A altura útil é avaliada pela Equação [2]:

$$h_{\text{útil}} = \frac{7,2}{2,5 * 2,5} = 1,15 \text{ m}$$

No reservatório inferior deve ser previsto uma reserva de limpeza, a qual, neste projeto, será adotada com o valor corresponde a 0,05 m. A altura total do reservatório inferior é dada pela soma entre a altura útil e a reserva destinada à limpeza.

$$h_{TRI} = 1,15 + 0,05 = 1,2 \text{ m}$$

A altura total do reservatório inferior é de 1,2 m.

4.2.5. Carga total do reservatório superior

A carga total do reservatório superior é dada pela soma entre a carga de água e a carga da estrutura.

Com base nos dados calculados anteriormente, tem-se que o volume de água presente no reservatório é equivalente a:

$$Volume_{\text{água}} = 2 * 2 * 2,25 = 9 \text{ m}^3$$

Assim, considerando que o peso específico da água é de 9810 N/m³, conclui-se que a carga de água é de:

$$Carga_{\text{água}} = 9 * 9810 = 88290 \text{ N} = 88,29 \text{ kN}$$

Em relação à carga da estrutura, adotou-se uma espessura de 20 cm para a parede do reservatório, a qual é de concreto. Logo, tem-se:

$$Volume_{\text{concreto}} = (2 * 0,2 * 2 + 2,4 * 0,2 * 2) * 2,25 = (0,8 + 0,96) * 2,25 = 3,96 \text{ m}^3$$

Considerando que o peso específico do concreto é de 24000 N/m^3 , conclui-se que a carga da estrutura é de:

$$Carga_{estrutura} = 3,96 * 24000 = 95040 \text{ N} = 95,04 \text{ kN}$$

Sabendo-se que a carga total do reservatório (água + estrutura) corresponde a todas as cargas atuantes no edifício, percebe-se que ela vale:

$$Carga_{total\ reservatório\ superior} = 88290 + 95040 = 183330 \text{ N} = 183,33 \text{ kN}$$

Este reservatório está apoiado sobre os pilares P35, P36, P38 e P39 e tem como base uma área de $5,76 \text{ m}^2$, logo, tem-se que a carga atuante por metro quadrado equivale a:

$$Carga/m^2_{reservatório\ superior} = 31,83 \text{ kN/ m}^2$$

4.2.6. Locação e dimensionamento dos pilares

Os pilares geralmente são posicionados nos cantos e nos encontros de vigas.

Para a realização dessa etapa foi utilizado o software TQS, onde os pilares foram alocados e dimensionados de modo a garantir que o edifício tivesse todas as condições de estabilidade e que fosse possível realizar seu dimensionamento de acordo com as normas.

A configuração final adotada para este edifício pode ser verificada no Apêndice A.

4.2.7. Área de influência

A área de influência de um pilar corresponde a uma parte da carga total do pavimento que será transferida a esse pilar. Esta área equivale à região compreendida entre as mediatrizes dos segmentos de reta entre os pilares.

O traçado das mediatrizes foi realizado no software AutoCAD e pode ser verificado no Apêndice A. Os resultados obtidos estão apresentados no quadro 1.

Quadro 1 - Área de influência dos pilares

Pilar	Área de influência (m ²)	Pilar	Área de influência (m ²)
P1	6,43	P21	3,40
P2	12,86	P22	3,40
P3	7,09	P23	7,61
P4	7,09	P24	7,61
P5	12,86	P25	7,46
P6	6,43	P26	28,54
P7	9,98	P27	30,45
P8	11,00	P28	30,45
P9	11,00	P29	28,54
P10	9,98	P30	7,46
P11	19,97	P31	3,87
P12	19,97	P32	11,15
P13	12,40	P33	11,15
P14	18,99	P34	3,87
P15	12,50	P35	19,10
P16	4,70	P36	17,62
P17	4,70	P37	14,11
P18	12,50	P38	5,18
P19	18,99	P39	7,78
P20	12,40	P40	2,97

Fonte: A autora.

4.2.8. Carga nos pilares

As cargas nos pilares ($N_{k,i}$) são determinadas pela área de influência de cada pilar seguindo a equação 3.

$$N_{k,i} = N_{pav} \cdot A_i \cdot q \quad [3]$$

Onde:

N_{pav} : número de pavimentos;

A_i : área de influência de cada pilar, e

q : carga distribuída por metro quadrado. Em edifícios de múltiplos pavimentos essa carga é um valor adotado entre 10 kN/m² a 12 kN/m² (por pavimento), nesse caso, por se tratar de edifício residencial adotou-se 12 kN/m².

Além disso, os pilares que apóiam o reservatório tem suas cargas acrescidas utilizando o método da área de influência do reservatório sobre os pilares.

4.2.9. Carga de projeto nos pilares

As cargas nos pilares são estimadas considerando uma força normal de compressão equivalente que pondera os efeitos de flexão presente nos pilares e é dada pela equação 4.

$$Nd, est, i = \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot \alpha \cdot Nk, i \quad [4]$$

Dessa forma, a força normal atuante é corrigida por um coeficiente α que varia de acordo com a posição do pilar e segundo PINHEIRO (2003) equivale a:

- $\alpha = 1,3$ para pilares internos ou de extremidade; na direção da maior dimensão;
- $\alpha = 1,5$ para pilares de extremidades; na direção da menor dimensão;
- $\alpha = 1,8$ para pilares de canto.

Além disso, tem-se o coeficiente de segurança (γ_f) que é igual a 1,4 e os coeficientes de majoração adicionais para pilares com a menor dimensão inferior a 19 cm (γ_n), apresentados no quadro 2.

Quadro 2 - Coeficiente de majoração adicional para pilares.

b cm	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

Neste projeto, todos os pilares têm dimensão maior do que 19 cm, logo γ_n é equivalente a 1.

Com os fatores apresentados acima, conclui-se que a carga estimada dos pilares é dada pela equação 5.

$$Nd, est, i = \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot \alpha \cdot Nk, i \quad [5]$$

Sendo:

Nk, i : valor médio de carga por m^2 de área de influência do pilar “i”. Em edifícios de múltiplos pavimentos essa carga é um valor adotado entre 10 kN/m^2 a 12 kN/m^2 (por pavimento), nesse caso, por se tratar de edifício residencial adotou-se 12 kN/m^2 .

Ademais, sabe-se que geralmente o reservatório superior é locado sobre a caixa da escada. Dessa forma, ele ficará exatamente entre os pilares P35, P36, P38 e P39, de modo que a área de influência do reservatório sobre eles será igual e equivalente a 1,44 m². Assim, conclui-se que a carga do reservatório superior acrescida nesses pilares é

$$Carga_{\text{acréscimo do reservatório}} = 31,83 * 1,44 = 45,83 \text{ kN}$$

Com base nestes passos foram determinadas as cargas de projeto nos pilares, as quais estão apresentadas no quadro 3.

Quadro 3 - Carga nos pilares

Pilar	Área de influência (m ²)	Localização	Nk (kN)	Acréscimo Reservatório (kN)	Nd (kN)
P1	6,43	canto	771,6	0	1944,43
P2	12,86	extremidade (direção da maior dimensão)	1543,2	0	2808,62
P3	7,09	canto	850,8	0	2144,02
P4	7,09	canto	850,8	0	2144,02
P5	12,86	extremidade (direção da maior dimensão)	1543,2	0	2808,62
P6	6,43	canto	771,6	0	1944,43
P7	9,98	extremidade (direção da menor dimensão)	1197,6	0	2514,96
P8	11	extremidade (direção da maior dimensão)	1320,0	0	2402,40
P9	11	extremidade (direção da maior dimensão)	1320,0	0	2402,40
P10	9,98	extremidade (direção da menor dimensão)	1197,6	0	2514,96
P11	19,97	interno	2396,4	0	4361,45
P12	19,97	interno	2396,4	0	4361,45
P13	12,4	canto	1488,0	0	3749,76
P14	18,99	interno	2278,8	0	4147,42
P15	12,5	canto	1500,0	0	3780,00
P16	4,7	extremidade (direção da maior dimensão)	564,0	0	1026,48
P17	4,7	extremidade (direção da maior dimensão)	564,0	0	1026,48
P18	12,5	canto	1500,0	0	3780,00
P19	18,99	interno	2278,8	0	4147,42
P20	12,4	canto	1488,0	0	3749,76
P21	3,4	canto	408,0	0	1028,16
P22	3,4	canto	408,0	0	1028,16

Quadro 3 – Carga nos pilares – continuação.

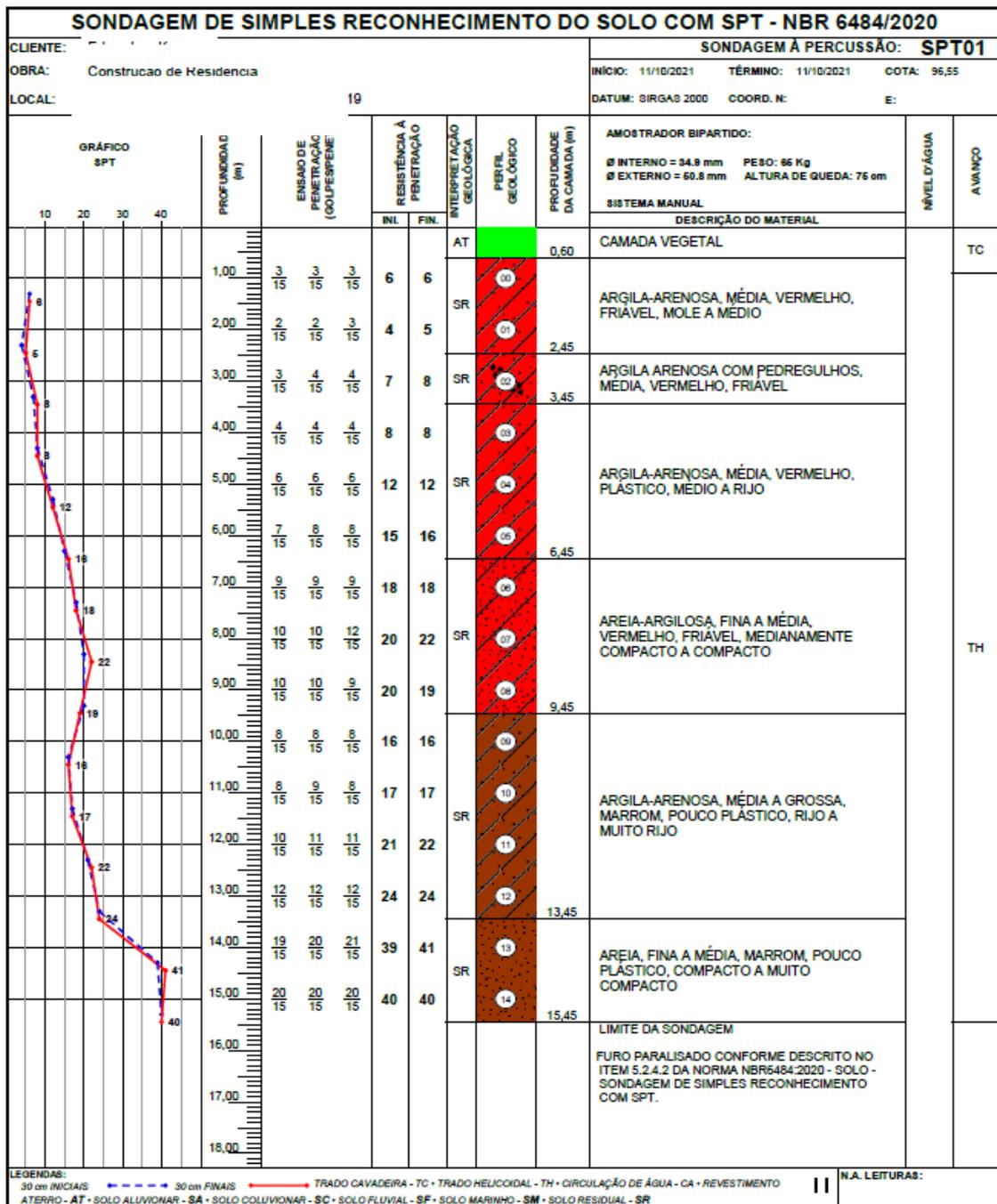
Pilar	Área de influência (m²)	Localização	Nk (kN)	Acréscimo Reservatório (kN)	Nd (kN)
P23	7,61	interno	913,2	0	1662,02
P24	7,61	interno	913,2	0	1662,02
P25	7,46	canto	895,2	0	2255,90
P26	28,54	interno	3424,8	0	6233,14
P27	30,45	interno	3654,0	0	6650,28
P28	30,45	interno	3654,0	0	6650,28
P29	28,54	interno	3424,8	0	6233,14
P30	7,46	canto	895,2	0	2255,90
P31	3,87	canto	464,4	0	1170,29
P32	11,15	extremidade (direção da maior dimensão)	1338,0	0	2435,16
P33	11,15	extremidade (direção da maior dimensão)	1338,0	0	2435,16
P34	3,87	canto	464,4	0	1170,29
P35	19,1	canto	2292,0	45,83	5891,34
P36	17,62	interno	2114,4	45,83	5443,79
P37	14,11	canto	1693,2	0	4266,86
P38	5,18	canto	621,6	45,83	1681,93
P39	7,78	extremidade (direção da maior dimensão)	933,6	45,83	2468,17
P40	2,97	canto	356,4	0	898,13

Fonte: A autora.

4.2.10. Escolha da fundação

A escolha da fundação é essencial para o sucesso da obra. Sendo assim, é necessário conhecer as características do solo em que será a construção. Para isso, foi solicitado a Reiz Engenharia, escritório de projetos de Marília - SP, um relatório de sondagem SPT de um terreno da cidade, o qual é apresentado na Figura 8. Os dados sobre o cliente, obra e local da obra não foram divulgados para preservar sua identidade, conforme estabelece a legislação nacional sobre proteção de dados.

Figura 8 - Perfil de sondagem do solo



Fonte: Reiz Engenharia (2022).

Com base no perfil acima, observa-se que o terreno superficial não apresenta uma boa resistência para o apoio da estrutura, sendo preciso escavar maiores profundidades. Por isso, será escolhida a fundação em estacas de concreto pré-moldado com diâmetro de 60 cm, visto que elas apresentam boa capacidade de carga e colaboram para uma obra mais limpa, uma vez que não há escavação.

4.2.11. Quantidade de estacas por pilar

Para a determinação do número de estacas por pilar foi utilizada a equação 6.

$$NE_i = \frac{P_i}{\bar{P}_e} \quad [6]$$

Onde:

NE_i : Número de estacas necessárias para o pilar "i";

P_i : Carga atuante no pilar "i"; e

\bar{P}_e : Carga admissível para o material da estaca.

Porém, só é possível utilizar a equação 6 se o centro de carga (C.C.) do pilar coincidir com o centro de gravidade (C.G.) do estaqueamento e, se no bloco forem usadas estacas do mesmo tipo e diâmetro. Tais condições serão garantidas nesse trabalho.

A carga admissível do material que compõe as estacas está apresentada na Figura 9.

Figura 9 - Carga admissível do material que compõe as estacas.

Tipo de estaca		Seção transversal (cm ou pol)	Carga (kN)	d (m)	a (m)	Comprimento normal (m)
Estacas pré-moldadas	Seção de fuste quadrada	15 × 15	150	0,60	0,30	3 a 8
		20 × 20	200	0,60	0,30	3 a 12
		25 × 25	300	0,65	0,35	3 a 12
		30 × 30	400	0,75	0,40	3 a 12
		35 × 35	500	0,90	0,40	3 a 12
		40 × 40	700	1,00	0,50	3 a 12
	Seção de fuste circular	∅ 20	200	0,60	0,30	4 a 10
		∅ 25	300	0,65	0,30	4 a 14
		∅ 30	400	0,75	0,35	4 a 16
		∅ 35	550	0,90	0,40	4 a 16
		∅ 40	700	1,00	0,50	4 a 16
		∅ 50	1 000	1,30	0,50	4 a 16
		∅ 60	1 500	1,50	0,50	4 a 16

Fonte: MARAGOM (2018).

Desse modo, observa-se que uma estaca pré-moldada de concreto com diâmetro de 60 cm suporta uma carga de 1500 kN.

O número de estacas necessárias em cada pilar foi arredondado para o número inteiro imediatamente superior e os resultados obtidos estão apresentados no Quadro 4.

Quadro 4 - Quantidade de estacas por pilar.

Pilar	Nd (kN)	Número de Estacas	Número de estacas corrigido
P1	1944,43	1,30	2
P2	2808,62	1,87	2
P3	2144,02	1,43	2
P4	2144,02	1,43	2
P5	2808,62	1,87	2
P6	1944,43	1,30	2
P7	2514,96	1,68	2
P8	2402,40	1,60	2
P9	2402,40	1,60	2
P10	2514,96	1,68	2
P11	4361,45	2,91	3
P12	4361,45	2,91	3
P13	3749,76	2,50	3
P14	4147,42	2,76	3
P15	3780,00	2,52	3
P16	1026,48	0,68	1
P17	1026,48	0,68	1
P18	3780,00	2,52	3
P19	4147,42	2,76	3
P20	3749,76	2,50	3
P21	1028,16	0,69	1
P22	1028,16	0,69	1
P23	1662,02	1,11	2
P24	1662,02	1,11	2
P25	2255,90	1,50	2
P26	6233,14	4,16	5
P27	6650,28	4,43	5
P28	6650,28	4,43	5
P29	6233,14	4,16	5
P30	2255,90	1,50	2
P31	1170,29	0,78	1
P32	2435,16	1,62	2
P33	2435,16	1,62	2
P34	1170,29	0,78	1
P35	5891,34	3,93	4
P36	5443,79	3,63	4

Quadro 4 – Quantidade de estacas por pilar – continuação.

Pilar	Nd (kN)	Número de Estacas	Número de estacas corrigido
P37	4266,86	2,84	3
P38	1681,93	1,12	2
P39	2468,17	1,65	2
P40	898,13	0,60	1
		Total	98

Fonte: A autora.

Portanto, serão utilizadas 98 estacas neste projeto.

4.2.12. Comprimento da estaca

Para a determinação do comprimento das estacas foi utilizado o método Aoki-Velloso, o qual se baseia em dados obtidos no ensaio SPT.

Dessa forma, para achar o comprimento da estaca é necessário analisar a capacidade de carga dela, ou seja, deve-se encontrar a profundidade em que a estaca suporta a transferência de carga, de modo que não ocorra a ruptura do solo ou do próprio material da estaca.

A capacidade de carga ou de ruptura (Q_r) é dada pela equação 7.

$$Q_r = Q_{s,r} + Q_{p,r} \quad [7]$$

Onde:

$Q_{s,r}$: Carga de atrito lateral, na ruptura; e

$Q_{p,r}$: Carga de ponta, na ruptura.

A carga de atrito lateral e de ponta são definidas pelas equações 8 e 9.

$$Q_{s,r} = \sum_{i=1}^n f_{máx,i} * A_{s,i} \quad [8]$$

$$Q_{p,r} = q_{p,r} * A_p \quad [9]$$

Onde:

$f_{máx,i}$: Atrito lateral unitário máximo na seção “i” da estaca;

$A_{s,i}$: Área da superfície lateral na seção “i” da estaca;

$q_{p,r}$: Reação de ponta; e

A_p : Área da seção transversal da ponta da estaca.

A partir disso, têm-se que o atrito lateral unitário e a reação de ponta são dados pelas equações 10 e 11.

$$f_{máx,i} = \frac{\alpha_i * K_i * N_{méd}}{F_2} \quad [10]$$

Onde:

α_i : Coeficiente que correlaciona o atrito lateral do cone com a resistência de ponta do cone (q_c) na camada de solo “i”; (Quadro 6)

K_i : Fator que converte a resistência à penetração (N) do ensaio SPT em resistência de ponta do cone (q_c) na camada de solo “i”; (Quadro 6)

$N_{méd}$: Valor médio de “N” do SPT na camada de solo “i”; e

F_2 : Fator de carga lateral, dado em função do tipo de solo. (Quadro 5)

$$q_{p,r} = \frac{K_p * N_p}{F_1} \quad [11]$$

Onde:

K_p : Fator que converte a resistência à penetração (N) do ensaio SPT em resistência de ponta do cone (q_c); (Quadro 6);

N_p : Valor de “N” do SPT na cota da ponta da estaca; e

F_1 : Fator de carga de ponta, dado em função do tipo de solo. (Quadro 5).

Os Quadros 5 e 6 apresentam os valores necessários para a utilização das equações anteriores.

Quadro 5 - Valores de F_1 e F_2 .

Tipo de estaca		F_1	F_2
Franki		2,5	5
Aço		1,75	3,5
Concreto (pré-moldada)		$1 + \frac{D(cm)}{80}$	$2 * F_1$
Escavada	Pequeno diâmetro	3	6
	Grande diâmetro*	3,5	7

Fonte: Aoki e Velloso (1975).

*proposta por Alonso (1980).

Sabendo que a estaca será em concreto pré-moldado com diâmetro de 60 cm, conclui-se que F1 é igual a 1,75 e F2 é igual a 3,5.

Quadro 6 - Valores de α e K.

Tipo de terreno	K (Mpa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia silto-argilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilo-siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte areno-argiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argilo-arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila areno-siltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila silto-arenosa	0,33	3,0

Fonte: Aoki e Velloso (1975).

Para a realização dos cálculos deve-se transformar o valor de K de MPa para kN/m².

Além disso, a NBR 6122 (ABNT 2019) define que é necessário garantir-se contra o risco de recalques. Desse modo, para o caso de estacas de deslocamento, tem-se que a capacidade de ruptura deve ser o dobro da carga admissível, determinada anteriormente.

Logo, a carga de ruptura deve ser maior que 3000 kN.

Com base nessas informações e no relatório de sondagem já apresentado é possível descobrir o comprimento necessário para as estacas do projeto, o qual é feito por meio de tentativas e está apresentado no Quadro 7.

Quadro 7 - Comprimento da estaca.

i	Δl_i (m)	α_i	K_i (kPa)	$N_{méd,i}$	$f_{máx,i}$ (kPa)	K_p (kPa)	N_p	$q_{p,r}$ (kPa)	$A_{s,i}$ (m ²)	A_p (m ²)	$Q_{p,r}$ (kN)	$Q_{s,r,i}$ (kN)	$\Sigma Q_{s,r,i}$ (kN)	Q_r (kN)	Obs.
1	2,45	0,024	350	5,5	13,20	350	5	1000,0	4,62	0,283	282,7	61,0	61,0	343,7	Não Ok
2	1	0,024	350	8	19,20	350	8	1600,0	1,88	0,283	452,4	36,2	97,2	549,6	Não Ok
3	3	0,024	350	12	28,80	600	16	5485,7	5,65	0,283	1551,1	162,9	260,1	1811,2	Não Ok
4	3	0,030	600	19,67	101,14	350	19	3800,0	5,65	0,283	1074,4	572,0	832,1	1906,5	Não Ok
5	4	0,024	350	19,75	47,40	1000	24	13714,3	7,54	0,283	3877,6	357,4	1189,5	5067,1	OK
Prof. (m)	13,45														

Fonte: A autora.

Portanto, o comprimento da estaca, de acordo com o método de Aoki-Velloso, será de aproximadamente 13,5 metros.

4.2.13. Dimensionamento e detalhamento dos blocos

Os blocos sobre estacas são elementos de transição entre a estrutura e a fundação. Sendo assim, sua função é transmitir as cargas que chegam na estrutura para as estacas, de modo que os esforços sejam distribuídos uniformemente.

Para o dimensionamento dos blocos geralmente são considerados apenas os esforços verticais, visto que os momentos e forças horizontais não apresentam intensidades consideráveis e o solo ao redor do bloco é capaz de absorver o esforço horizontal através de empuxos passivos em relação ao solo.

Os blocos são classificados em rígidos e flexíveis. Nos rígidos a distribuição de carga é plena nas estacas e é transmitida pelas bielas, de modo que a ruptura ocorre somente pela compressão das bielas. Nos flexíveis é necessária uma análise mais criteriosa, desde os esforços transmitidos para as estacas até a punção oferecida pelo pilar.

Um bloco é considerado rígido quando atende a equação 12 (Carvalho & Pinheiro, 2009).

$$h \geq \frac{a-a_0}{3}$$

[12]

Onde:

a : Dimensão do bloco na direção analisada;

a_0 : Dimensão do pilar na direção analisada; e

h : Altura do bloco.

Quando houver blocos sobre uma ou duas estacas será necessário que estes sejam travados por meio de uma viga baldrame, a fim de evitar possíveis momentos advindos de excentricidades nas cargas (CAMPOS, 2015).

Além disso, sabe-se que a única armadura que efetivamente contribui para o aumento da capacidade de carga nos blocos é a principal de tração. As outras são dispostas apenas por necessidades construtivas e não estruturais.

Logo, tem-se que o dimensionamento será por meio do método das bielas, o qual consiste em idealizar uma treliça espacial no interior do bloco, com as extremidades no eixo das estacas e em um ponto conveniente do pilar. Com isso, o concreto resistirá a força de compressão e as armaduras resistiram à tração (CAMPOS, 2015).

A disposição das estacas deve garantir que os blocos tenham as menores dimensões possíveis. Para isso, recomenda-se que as distâncias mínimas entre estacas pré-moldadas de concreto seja 2,5 vezes o diâmetro. Logo, nesse projeto a distância entre estacas será igual a 1,5 metros.

É necessário que a estaca adentre de 3 a 10 cm no bloco. Além disso, para definir as dimensões do bloco foi considerada a distância mínima de 15 cm entre a face do bloco e da estaca.

A ancoragem da armadura principal de tração no bloco ocorre a partir da face interna da estaca. Ela se estende de face a face do bloco e apresenta ganchos em suas extremidades. Quando considerado um efeito favorável de compressão para este tipo de ancoragem, deve-se reduzi-la em 20%.

Além disso, o bloco deve ser capaz de ancorar a armadura de arranque do pilar e esses comprimentos devem ser iguais, considerando também o efeito da compressão (CARVALHO, 2015).

O comprimento de ancoragem necessário é dado pela equação 13.

$$l_{b,nec} = \alpha * l_b * \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq \begin{cases} 0,3 * l_b \\ 10 * \emptyset \\ 100 \text{ mm} \end{cases} \quad [13]$$

Onde:

α : coeficiente que correlaciona barras retas ou com gancho (1 ou 0,7, respectivamente);

l_b : comprimento básico (Quadro 8);

$A_{s,calc}$: área de aço calculada; e

$A_{s,ef}$: área de aço efetiva.

Para encontrar o comprimento de ancoragem básico para barras de aço é utilizado o Quadro 8, o qual depende de variáveis como: tipo de concreto, tipo de aço e diâmetro da barra utilizados.

Quadro 8 - Comprimentos de ancoragem básicos.

Concreto	CA25 (barras lisas)	CA50 (barras nervuradas)	CA60 (barras entalhadas)
C10	78,1 ϕ	69,4 ϕ	133,8 ϕ
C15	59,6 ϕ	53,0 ϕ	102,1 ϕ
C20	49,2 ϕ	43,7 ϕ	84,3 ϕ
C25	42,4 ϕ	37,7 ϕ	72,6 ϕ
C30	37,5 ϕ	33,4 ϕ	64,3 ϕ
C35	33,9 ϕ	30,1 ϕ	58,0 ϕ
C40	31,0 ϕ	27,5 ϕ	53,1 ϕ
C45	28,6 ϕ	25,5 ϕ	49,4 ϕ
C50	26,7 ϕ	23,7 ϕ	45,8 ϕ

Fonte: Carvalho (2015).

As barras de tração devem apresentar ganchos em suas extremidades e quando o diâmetro das barras for maior ou igual a 20 mm os ganchos devem ter uma angulação de 135° ou 180° (CARVALHO, 2015).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define que a armadura complementar em malha é prevista com no máximo 20% dos esforços totais. Ademais, a armadura de suspensão não será calculada, uma vez que a carga é transmitida somente pelas bielas.

O cálculo das armaduras de pele é dado pela equação 14.

$$A_{s,lat} \geq \begin{cases} (0,2 \text{ a } 0,3) * A_{s,long} \\ 0,10\% * A_{c,alma} \text{ em cada face} \end{cases} \quad [14]$$

Ainda segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), o diâmetro da armadura deve ser maior que 12,5 mm e o espaçamento segue a equação 15.

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{3} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad [15]$$

A determinação dos estribos verticais (malha) é dada pelas equações 16 e 17.

$$\emptyset_e \geq 10 \text{ mm} \quad [16]$$

$$S_e \geq \begin{cases} 12 \text{ cm quando } N_s \leq 800 \text{ kN} \\ 10 \text{ cm quando } N_s > 800 \text{ kN} \end{cases} \quad [17]$$

Já a armadura superior é determinada pela equação 18.

$$A'_s = \frac{1}{8} * A_s \quad [18]$$

Para dimensionar e detalhar os blocos de coroamento foram adotados os seguintes valores.

Cobrimento: $c = 5 \text{ cm}$;

Concreto C50: $f_{ck} = 50 \text{ Mpa}$;

Engastamento da estaca no bloco: $m = 10 \text{ cm}$;

Aço: CA50; e

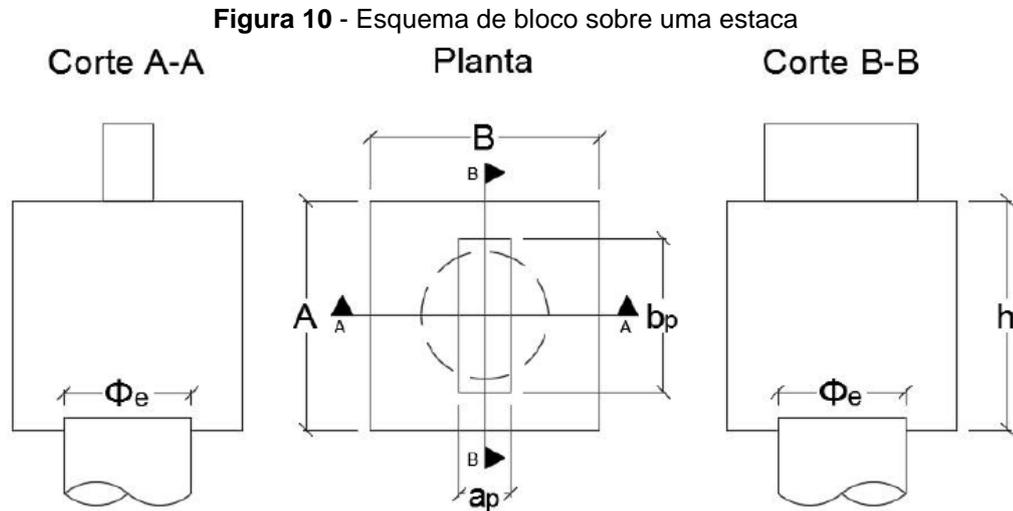
Espaçamento entre estacas: 150 cm.

4.2.14. Bloco sobre uma estaca

Não há necessidade de ter armadura nesse tipo de bloco, visto que as cargas são transmitidas diretamente do pilar para a estaca. Logo, as armaduras são colocadas apenas por motivos construtivos e para que a carga se distribua de maneira uniforme sobre o bloco.

Para determinar a altura do bloco é considerado o comprimento necessário para a distribuição uniforme das cargas na base do bloco. Este comprimento

equivale à menor dimensão da seção do bloco. O esquema de um bloco sobre uma estaca está apresentado na figura 10.



Fonte: BOAVENTURA (2016).

A força de tração horizontal será calculada pelo modelo de Langendonck (1957), o qual prevê tensões de fendilhamento a partir das equações 19, 20 e 21.

$$R_{std,x} = 0,28 * \left(\frac{\phi_{est} - a_p}{\phi_{est}} \right) * F_{sd} \quad [19]$$

$$R_{std,y} = 0,28 * \left(\frac{\phi_{est} - b_p}{\phi_{est}} \right) * F_{sd} \quad [20]$$

$$A_{st,x} = \frac{R_{std,x}}{f_{yd}} \quad [21]$$

Onde:

R_{std} : tração na direção analisada;

A_{st} : área de armadura na direção analisada; e

F_{sd} : solicitação na estaca.

Em favor da segurança foi adotada a maior área obtida para estribos horizontais e os estribos verticais apresentaram o mesmo valor, facilitando assim a execução do projeto.

Carvalho e Pinheiro (2009) sugerem valores para as dimensões do bloco e do diâmetro e espaçamento das armaduras. Esses valores dependem das variáveis

geométricas e das cargas atuantes nas estacas, como demonstrado nos Quadros 9 e 10.

Quadro 9 - Dimensões mínimas sugeridas para blocos com uma estaca.

Variável	Significado	Valores Mínimos
ϕ	Diâmetro da estaca	$\geq 20 \text{ cm}$
b	Distância entre a face do bloco e da estaca	$\geq 10 \text{ cm}$
m	Face da estaca após arrasamento	$\geq 3 \text{ cm}$
c	Cobrimento	$\geq 3 \text{ cm}$

Fonte: CARVALHO e PINHEIRO (2009).

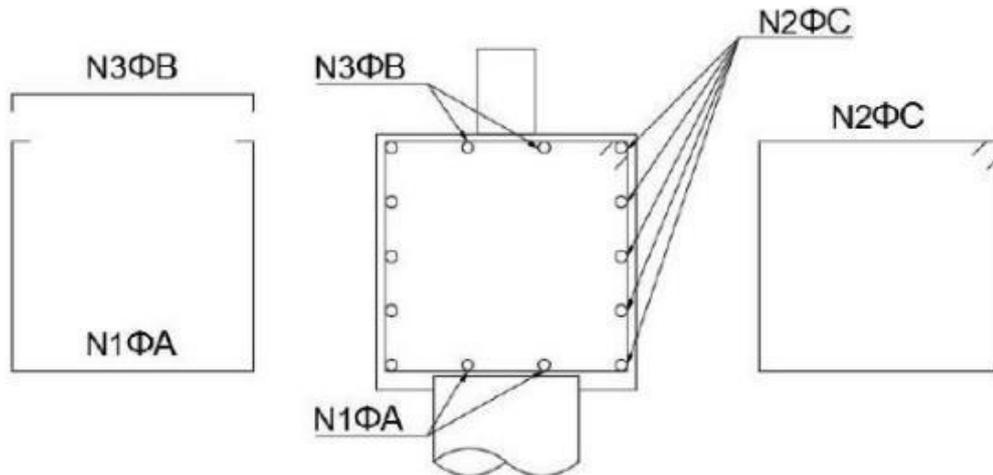
Quadro 10 - Diâmetro das barras e espaçamentos sugeridos para blocos de uma estaca.

	Estacas até 500 kN	Estacas acima de 500 kN
Diâmetro da N1 (A)	$\geq 10 \text{ mm}$	$\geq 12,5 \text{ mm}$
Diâmetro da N2 (C)	$\geq 6,3 \text{ mm}$	$\geq 8 \text{ mm}$
Diâmetro da N3 (B)	$\geq 8 \text{ mm}$	$\geq 10 \text{ mm}$
Espaçamento (e)	$\leq 20 \text{ cm}$	$\leq 15 \text{ cm}$

Fonte: CARVALHO e PINHEIRO (2009).

Finalmente, o esquema de distribuição das armaduras para o bloco sobre uma estaca é escolhido como na figura 11.

Figura 11 - Distribuição das armaduras dentro de um bloco com uma estaca



Fonte: BOAVENTURA (2016).

- Pilares P21, P22, P31, P34 e P40

No dimensionamento destes pilares será considerada a carga atuante de 1170,29 kN, referente ao pilar 31, que é o pilar mais solicitado. Esses pilares apresentam seção de 20 x 50 cm. Portanto, tem-se:

$$A = \phi_e + 2 * 15 = 60 + 2 * 15 = 90 \text{ cm} = B \text{ (bloco quadrado)}$$

$$h = 90 \text{ cm}$$

$$d = \text{altura útil} = h - c = 85 \text{ cm}$$

Considerando $\phi 16 \text{ mm}$ da armadura no pilar, tem-se que:

$$l_{b,nec} = 1 * 0,8 * 23,7 * 1,6 * 1 = 30,34 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,3 * 23,7 * 1,6 = 11,38 \text{ cm} \\ 10 * 1,6 = 16 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d > l_{b,nec} \rightarrow Ok!$$

Logo, a força de fendilhamento é:

$$R_{std,x} = 0,28 * \left(\frac{60-20}{60}\right) * 1170,29 = 218,45 \text{ kN}$$

$$R_{std,y} = 0,28 * \left(\frac{60-50}{60}\right) * 1170,29 = 54,61 \text{ kN}$$

Considerando a pior situação, que é aquela com maior esforço, tem-se que a armadura de tração é:

$$A_{st,x} = \frac{218,45}{\frac{50}{1,15}} = 5,02 \text{ cm}^2 = 5 \phi 12,5 \text{ mm}$$

- Pilares P16 e P17

No dimensionamento destes pilares será considerada a carga atuante deles, que é igual a 1026,48 kN. Além disso, eles apresentam seção de 60 x 20 cm.

Isto posto, tem-se que:

$$A = \phi_e + 2 * 15 = 60 + 2 * 15 = 90 \text{ cm} = B \text{ (bloco quadrado)}$$

$$h = 90 \text{ cm}$$

$$d = \text{altura útil} = h - c = 85 \text{ cm}$$

Considerando $\varnothing 16 \text{ mm}$ da armadura no pilar, tem-se que:

$$l_{b,nec} = 1 * 0,8 * 23,7 * 1,6 * 1 = 30,34 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,3 * 23,7 * 1,6 = 11,38 \text{ cm} \\ 10 * 1,6 = 16 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d > l_{b,nec} \rightarrow Ok!$$

Logo, a força de fendilhamento é:

$$R_{std,x} = 0,28 * \left(\frac{60-60}{60}\right) * 1026,48 = 0 \text{ kN}$$

$$R_{std,y} = 0,28 * \left(\frac{60-20}{60}\right) * 1026,48 = 191,61 \text{ kN}$$

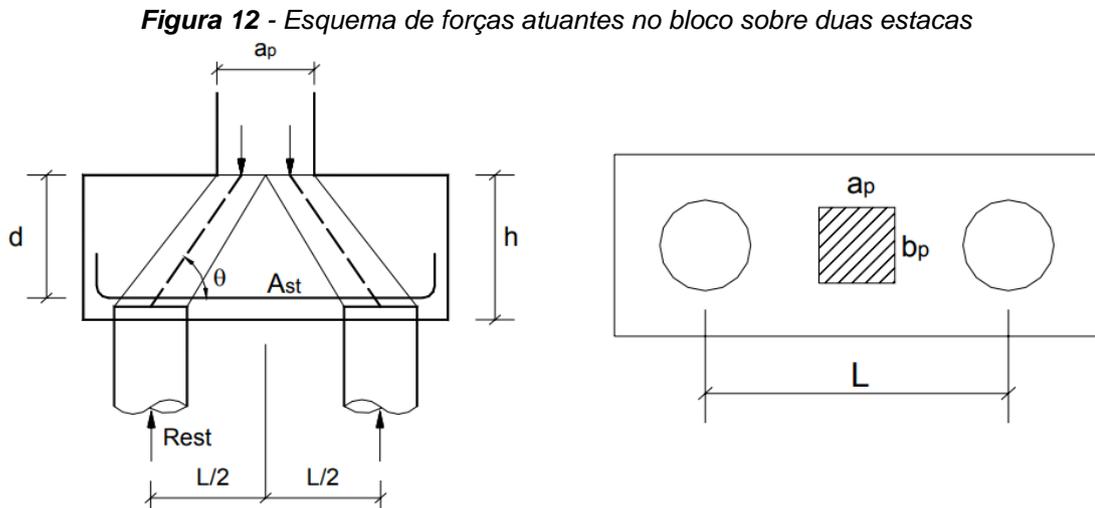
Considerando a pior situação, que é aquela com maior esforço, tem-se que a armadura de tração é:

$$A_{st,y} = \frac{191,61}{\frac{50}{1,15}} = 4,41 \text{ cm}^2 = 4 \varnothing 12,5 \text{ mm}$$

4.2.15. Bloco sobre duas estacas

Ainda utilizando o método das bielas, nesse caso são formadas duas bielas de compressão. Assim, o dimensionamento do bloco, de acordo com o método de Blèvot e Frémy, consiste em determinar a área necessária para resistir à tração nos tirantes e verificar a tensão de compressão nas bielas (Carvalho e Pinheiro, 2009).

O esquema de forças atuando no bloco sobre duas estacas está apresentado na Figura 12.



Fonte: SISNIEGAS (2007).

Considerando o equilíbrio de forças no nó junto à estaca é possível determinar a força de compressão na biela e a força de tração no tirante, conforme as equações 22 e 23.

$$F_b = \frac{N}{n \cdot \text{sen}\theta} \quad [22]$$

$$F_t = \frac{N}{n \cdot \text{tan}\theta} \quad [23]$$

Onde:

N: Carga na estaca;

n: Número de estacas no bloco (para blocos regulares);

F_b : Força de compressão na biela; e

F_t : Força de tração no tirante.

Para a determinação do ângulo θ utiliza-se a altura útil, que é a distância entre a face pilar-biela e o tirante e a distância horizontal, que é um quarto de a_p até o eixo da estaca, partindo do eixo do pilar. Logo, tem-se a equação 24.

$$\text{tg}\theta = \frac{d}{\frac{L}{2} - \frac{a_p}{4}} \quad [24]$$

Onde:

d: Altura útil do bloco;

L: Distância entre as estacas; e

a_p : Dimensão do pilar na direção analisada.

Desse modo, o valor de “d” estará entre os seguintes limites, de acordo com o ângulo $45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ$ (Carvalho e Pinheiro, 2009), conforme mostra a equação 25.

$$\left(\frac{L}{2} - \frac{a_p}{4}\right) \leq d \leq 1,43 * \left(\frac{L}{2} - \frac{a_p}{4}\right) \quad [25]$$

É realizada uma verificação na área de contato biela-pilar e biela-estaca, apesar dessa verificação de tensão ser quase sempre garantida quando o bloco é dimensionado como recomendado. As tensões biela-pilar e biela-estaca encontram-se nas equações 26, 27 e 28.

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{N}{A_{pilar} * \text{sen}^2 \theta} \quad [26]$$

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{N}{2 * A_{estaca} * \text{sen}^2 \theta} \quad [27]$$

$$\sigma_{c,lim} = 0,9 * f_{ck} \quad [28]$$

A área de armadura principal de tração é dada pela equação 29.

$$A_s = \frac{F_t}{f_{yd}} \quad [29]$$

Carvalho e Pinheiro (2009) sugerem valores de diâmetros mínimos das barras de armaduras no bloco e seu espaçamento. Esses valores dependem da posição de armaduras no bloco e das cargas atuantes nas estacas, como demonstrado no Quadro 11.

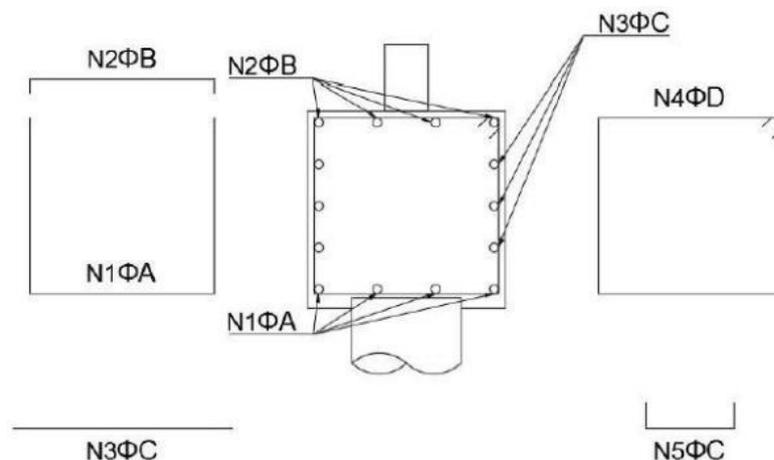
Quadro 11 - Diâmetro das barras sugeridos para blocos com duas estacas.

Posição	Estacas até 500 kN	Estacas acima 500 kN
A	≥ 12,5 mm	≥ 16 mm
B	≥ 10 mm	≥ 12,5 mm
C	≥ 8 mm	≥ 10 mm
D	≥ 6,3 mm	≥ 8 mm
Espaçamento	15 cm	10 cm

Fonte: CARVALHO e PINHEIRO (2009).

Finalmente, o esquema de distribuição de armaduras para o bloco de duas estacas é escolhido como na figura 13.

Figura 13 - Distribuição das armaduras dentro de um bloco com duas estacas



Fonte: BOAVENTURA (2016).

Observa-se que a barra N5 funciona como uma presilha para armadura de pele, fazendo com que os dois maiores lados do bloco se unam.

- Pilares P1, P3, P4, P6 e P38

No dimensionamento destes pilares será considerada a carga atuante de 2144,02 kN, referente ao pilar 3, que é o pilar mais solicitado. Esses pilares apresentam seção de 20 x 50 cm. Logo, tem-se que:

$$A = \phi_e + 2 * 15 = 60 + 2 * 15 = 90 \text{ cm}$$

$$B = 150 + 2 * 30 + 2 * 15 = 150 + 60 + 30 = 240 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{150}{2} - \frac{50}{4}\right) \leq d \leq 1,43 * \left(\frac{150}{2} - \frac{50}{4}\right)$$

$$62,5 \leq d \leq 89,375$$

$$d = 75 \text{ cm}$$

$$h = 80 \text{ cm}$$

Considerando $\phi 16 \text{ mm}$ da armadura no pilar, tem-se que:

$$l_{b,nec} = 1 * 0,8 * 23,7 * 1,6 * 1 = 30,34 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,3 * 23,7 * 1,6 = 11,38 \text{ cm} \\ 10 * 1,6 = 16 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d > l_{b,nec} \rightarrow Ok!$$

Ângulo de inclinação da biela:

$$tg\theta = \frac{75}{\frac{150}{2} - \frac{50}{4}} = 1,2 \rightarrow \theta = 50,19^\circ$$

Força de compressão na biela:

$$F_b = \frac{2144,02}{2 * \text{sen } 50,19} = 1395,53 \text{ kN}$$

Força de tração no tirante:

$$F_t = \frac{2144,02}{2 * \text{tan } 50,19} = 893,48 \text{ kN}$$

Verificação da região biela-pilar:

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{2144,02}{20 \cdot 50 \cdot \text{sen}^2 50,19} = 3,63 \frac{kN}{cm^2} < 4,5 \frac{kN}{cm^2} \rightarrow OK!$$

Verificação da região biela-estaca:

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{2144,02}{2 \cdot \frac{\pi \cdot 60^2}{4} \cdot \text{sen}^2 50,19} = 0,64 \frac{kN}{cm^2} < 4,5 \frac{kN}{cm^2} \rightarrow OK!$$

Verificação da tensão limite:

$$\sigma_{c,lim} = 0,9 \cdot f_{ck} = 0,9 \cdot 5 = 4,5 \frac{kN}{cm^2}$$

Logo, as armaduras de tração e superior são:

$$A_s = \frac{893,48}{\frac{50}{1,15}} = 20,55 \text{ cm}^2 = 11 \text{ } \emptyset 16 \text{ mm}$$

$$A'_s = \frac{1}{8} \cdot 20,55 = 2,57 \text{ cm}^2 = 6 \text{ } \emptyset 8 \text{ mm}$$

Dimensionamento da armadura de pele (estribo horizontal) e dos estribos verticais:

$$A_{s,lat} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot A_{s,long} = 0,3 \cdot 20,55 = 6,16 \text{ cm}^2 \\ 0,10\% \cdot A_{c,alma} = 0,001 \cdot 80 \cdot 90 = 7,2 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow 6 \text{ } \emptyset 12,5 \text{ mm}$$

$$A_{s,estribo} = A_{s,lat} = 7,2 \text{ cm}^2 \rightarrow 15 \text{ } \emptyset 8 \text{ mm}$$

$$s_{lat} \leq \begin{cases} \frac{d}{3} = \frac{75}{3} = 25 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

- Pilares P7, P10, P25, P30, P32, P33

No dimensionamento destes pilares será considerada a carga atuante de 2514,96 kN, referente ao pilar 7, que é o pilar mais solicitado. Esses pilares apresentam seção de 60 x 20 cm. Portanto temos:

$$A = \phi_e + 2 \cdot 15 = 60 + 2 \cdot 15 = 90 \text{ cm}$$

$$B = 150 + 2 \cdot 30 + 2 \cdot 15 = 150 + 60 + 30 = 240 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{150}{2} - \frac{60}{4}\right) \leq d \leq 1,43 * \left(\frac{150}{2} - \frac{60}{4}\right)$$

$$60 \leq d \leq 85,8$$

$$d = 75 \text{ cm}$$

$$h = 80 \text{ cm}$$

Considerando $\emptyset 16 \text{ mm}$ da armadura no pilar, tem-se que:

$$l_{b,nec} = 1 * 0,8 * 23,7 * 1,6 * 1 = 30,34 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,3 * 23,7 * 1,6 = 11,38 \text{ cm} \\ 10 * 1,6 = 16 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d > l_{b,nec} \rightarrow \text{Ok!}$$

Ângulo de inclinação da biela:

$$\text{tg}\theta = \frac{\frac{75}{2}}{\frac{150-60}{4}} = 1,25 \rightarrow \theta = 51,34^\circ$$

Força de compressão na biela:

$$F_b = \frac{2514,96}{2 * \text{sen } 51,34} = 1610,36 \text{ kN}$$

Força de tração no tirante:

$$F_t = \frac{2514,96}{2 * \text{tan } 51,34} = 1005,99 \text{ kN}$$

Verificação da região biela-pilar:

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{2514,96}{20 * 60 * \text{sen}^2 51,34} = 3,43 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 4,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{OK!}$$

Verificação da região biela-estaca:

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{2514,96}{2 * \frac{\pi * 60^2}{4} * \text{sen}^2 51,34} = 0,73 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 4,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{OK!}$$

Verificação da tensão limite:

$$\sigma_{c,lim} = 0,9 * f_{ck} = 0,9 * 5 = 4,5 \frac{kN}{cm^2}$$

Logo, as armaduras de tração e superior são:

$$A_s = \frac{1005,99}{\frac{50}{1,15}} = 23,14 \text{ cm}^2 = 12 \text{ } \emptyset \text{ 16 mm}$$

$$A'_s = \frac{1}{8} * 23,14 = 2,89 \text{ cm}^2 = 6 \text{ } \emptyset \text{ 8 mm}$$

Dimensionamento da armadura de pele (estribo horizontal) e dos estribos verticais:

$$A_{s,lat} \geq \begin{cases} 0,3 * A_{s,long} = 0,3 * 23,14 = 6,94 \text{ cm}^2 \\ 0,10\% * A_{c,alma} = 0,001 * 80 * 90 = 7,2 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow 6 \text{ } \emptyset \text{ 12,5 mm}$$

$$A_{s,estribo} = A_{s,lat} = 7,2 \text{ cm}^2 \rightarrow 15 \text{ } \emptyset \text{ 8 mm}$$

$$s_{lat} \leq \begin{cases} \frac{d}{3} = \frac{75}{3} = 25 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

- Pilares P8 e P9

No dimensionamento destes pilares será considerada a carga atuante de 2402,40 kN, referente ao pilar 8, que é o pilar mais solicitado. Esses pilares apresentam seção de 25 x 65 cm, e obtém:

$$A = \emptyset_e + 2 * 15 = 60 + 2 * 15 = 90 \text{ cm}$$

$$B = 150 + 2 * 30 + 2 * 15 = 150 + 60 + 30 = 240 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{150}{2} - \frac{65}{4}\right) \leq d \leq 1,43 * \left(\frac{150}{2} - \frac{65}{4}\right)$$

$$58,75 \leq d \leq 84,01$$

$$d = 70 \text{ cm}$$

$$h = 75 \text{ cm}$$

Considerando $\emptyset 16 \text{ mm}$ da armadura no pilar, tem-se que:

$$l_{b,nec} = 1 * 0,8 * 23,7 * 1,6 * 1 = 30,34 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,3 * 23,7 * 1,6 = 11,38 \text{ cm} \\ 10 * 1,6 = 16 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d > l_{b,nec} \rightarrow Ok!$$

Ângulo de inclinação da biela:

$$\text{tg}\theta = \frac{70}{\frac{150-65}{2} \cdot \frac{65}{4}} = 1,19 \rightarrow \theta = 49,96^\circ$$

Força de compressão na biela:

$$F_b = \frac{2402,40}{2 * \text{sen } 49,96} = 1568,97 \text{ kN}$$

Força de tração no tirante:

$$F_t = \frac{2402,40}{2 * \tan 49,96} = 1009,36 \text{ kN}$$

Verificação da região biela-pilar:

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{2402,40}{25 * 65 * \text{sen}^2 49,96} = 2,52 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 4,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \rightarrow OK!$$

Verificação da região biela-estaca:

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{2402,40}{2 * \frac{\pi * 60^2}{4} * \text{sen}^2 49,96} = 0,72 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 4,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \rightarrow OK!$$

Verificação da tensão limite:

$$\sigma_{c,lim} = 0,9 * f_{ck} = 0,9 * 5 = 4,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Logo, as armaduras de tração e superior são:

$$A_s = \frac{1009,36}{\frac{50}{1,15}} = 23,22 \text{ cm}^2 = 12 \emptyset 16 \text{ mm}$$

$$A'_s = \frac{1}{8} * 23,22 = 2,90 \text{ cm}^2 = 6 \text{ } \phi 8 \text{ mm}$$

Dimensionamento da armadura de pele (estribo horizontal) e dos estribos verticais:

$$A_{s,lat} \geq \begin{cases} 0,3 * A_{s,long} = 0,3 * 23,22 = 6,97 \text{ cm}^2 \\ 0,10\% * A_{c,alma} = 0,001 * 75 * 90 = 6,75 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow 6 \text{ } \phi 12,5 \text{ mm}$$

$$A_{s,estribo} = A_{s,lat} = 6,97 \text{ cm}^2 \rightarrow 14 \text{ } \phi 8 \text{ mm}$$

$$s_{lat} \leq \begin{cases} \frac{d}{3} = \frac{70}{3} = 23,33 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

- Pilares P23, P24 e P39

No dimensionamento destes pilares será considerada a carga atuante de 2468,17 kN, referente ao pilar 39, que é o pilar mais solicitado. Esses pilares apresentam seção de 80 x 20 cm, obtendo-se:

$$A = \phi_e + 2 * 15 = 60 + 2 * 15 = 90 \text{ cm}$$

$$B = 150 + 2 * 30 + 2 * 15 = 150 + 60 + 30 = 240 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{150}{2} - \frac{80}{4}\right) \leq d \leq 1,43 * \left(\frac{150}{2} - \frac{80}{4}\right)$$

$$55 \leq d \leq 78,65$$

$$d = 70 \text{ cm}$$

$$h = 75 \text{ cm}$$

Considerando $\phi 16 \text{ mm}$ da armadura no pilar, tem-se que:

$$l_{b,nec} = 1 * 0,8 * 23,7 * 1,6 * 1 = 30,34 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,3 * 23,7 * 1,6 = 11,38 \text{ cm} \\ 10 * 1,6 = 16 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d > l_{b,nec} \rightarrow Ok!$$

Ângulo de inclinação da biela:

$$tg\theta = \frac{60}{\frac{150}{2} - \frac{80}{4}} = 1,09 \rightarrow \theta = 47,46^\circ$$

Força de compressão na biela:

$$F_b = \frac{2468,17}{2 \cdot \sin 47,46} = 1674,91 \text{ kN}$$

Força de tração no tirante:

$$F_t = \frac{2468,17}{2 \cdot \tan 47,46} = 1132,42 \text{ kN}$$

Verificação da região biela-pilar:

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{2468,17}{20 \cdot 80 \cdot \sin^2 47,46} = 2,84 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 4,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{OK!}$$

Verificação da região biela-estaca:

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{2468,17}{2 \cdot \frac{\pi \cdot 60^2}{4} \cdot \sin^2 47,46} = 0,80 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 4,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{OK!}$$

Verificação da tensão limite:

$$\sigma_{c,lim} = 0,9 \cdot f_{ck} = 0,9 \cdot 5 = 4,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Logo, as armaduras de tração e superior são:

$$A_s = \frac{1132,42}{\frac{50}{1,15}} = 26,04 \text{ cm}^2 = 13 \text{ } \emptyset 16 \text{ mm}$$

$$A'_s = \frac{1}{8} \cdot 26,04 = 3,255 \text{ cm}^2 = 7 \text{ } \emptyset 8 \text{ mm}$$

Dimensionamento da armadura de pele (estribo horizontal) e dos estribos verticais:

$$A_{s,lat} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot A_{s,long} = 0,3 \cdot 26,04 = 7,81 \text{ cm}^2 \\ 0,10\% \cdot A_{c,alma} = 0,001 \cdot 75 \cdot 90 = 6,75 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow 7 \text{ } \emptyset 12,5 \text{ mm}$$

$$A_{s,estribo} = A_{s,lat} = 7,812 \text{ cm}^2 \rightarrow 17 \text{ } \emptyset 8 \text{ mm}$$

$$s_{lat} \leq \begin{cases} \frac{d}{3} = \frac{70}{3} = 23,3 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

- Pilares P2 e P5

No dimensionamento destes pilares será considerada a carga atuante de 2808,62 kN, referente ao pilar 2, que é o pilar mais solicitado. Esses pilares apresentam seção de 100 x 20 cm, obtendo-se:

$$A = \phi_e + 2 * 15 = 60 + 2 * 15 = 90 \text{ cm}$$

$$B = 150 + 2 * 30 + 2 * 15 = 150 + 60 + 30 = 240 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{150}{2} - \frac{100}{4}\right) \leq d \leq 1,43 * \left(\frac{150}{2} - \frac{100}{4}\right)$$

$$50 \leq d \leq 71,5$$

$$d = 60 \text{ cm}$$

$$h = 65 \text{ cm}$$

Considerando ϕ 16 mm da armadura no pilar, tem-se que:

$$l_{b,nec} = 1 * 0,8 * 23,7 * 1,6 * 1 = 30,34 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,3 * 23,7 * 1,6 = 11,38 \text{ cm} \\ 10 * 1,6 = 16 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d > l_{b,nec} \rightarrow Ok!$$

Ângulo de inclinação da biela:

$$tg\theta = \frac{60}{\frac{150}{2} - \frac{100}{4}} = 1,2 \rightarrow \theta = 50,19^\circ$$

Força de compressão na biela:

$$F_b = \frac{2808,62}{2 * \text{sen } 50,19} = 1828,12 \text{ kN}$$

Força de tração no tirante:

$$F_t = \frac{2808,62}{2 * \tan 50,19} = 1170,44 \text{ kN}$$

Verificação da região biela-pilar:

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{2808,62}{20 * 100 * \text{sen}^2 50,19} = 2,38 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 4,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \rightarrow OK!$$

Verificação da região biela-estaca:

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{2808,62}{2 \cdot \frac{\pi \cdot 60^2}{4} \cdot \text{sen}^2 50,19} = 0,84 \frac{kN}{cm^2} < 4,5 \frac{kN}{cm^2} \rightarrow OK!$$

Verificação da tensão limite:

$$\sigma_{c,lim} = 0,9 * f_{ck} = 0,9 * 5 = 4,5 \frac{kN}{cm^2}$$

Logo, as armaduras de tração e superior são:

$$A_s = \frac{1170,44}{\frac{50}{1,15}} = 26,92 \text{ cm}^2 = 14 \text{ } \emptyset 16 \text{ mm}$$

$$A'_s = \frac{1}{8} * 26,92 = 3,365 \text{ cm}^2 = 8 \text{ } \emptyset 8 \text{ mm}$$

Dimensionamento da armadura de pele (estribo horizontal) e dos estribos verticais:

$$A_{s,lat} \geq \begin{cases} 0,3 * A_{s,long} = 0,3 * 26,92 = 8,08 \text{ cm}^2 \\ 0,10\% * A_{c,alma} = 0,001 * 65 * 90 = 5,85 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow 7 \text{ } \emptyset 12,5 \text{ mm}$$

$$A_{s,estribo} = A_{s,lat} = 8,08 \text{ cm}^2 \rightarrow 17 \text{ } \emptyset 8 \text{ mm}$$

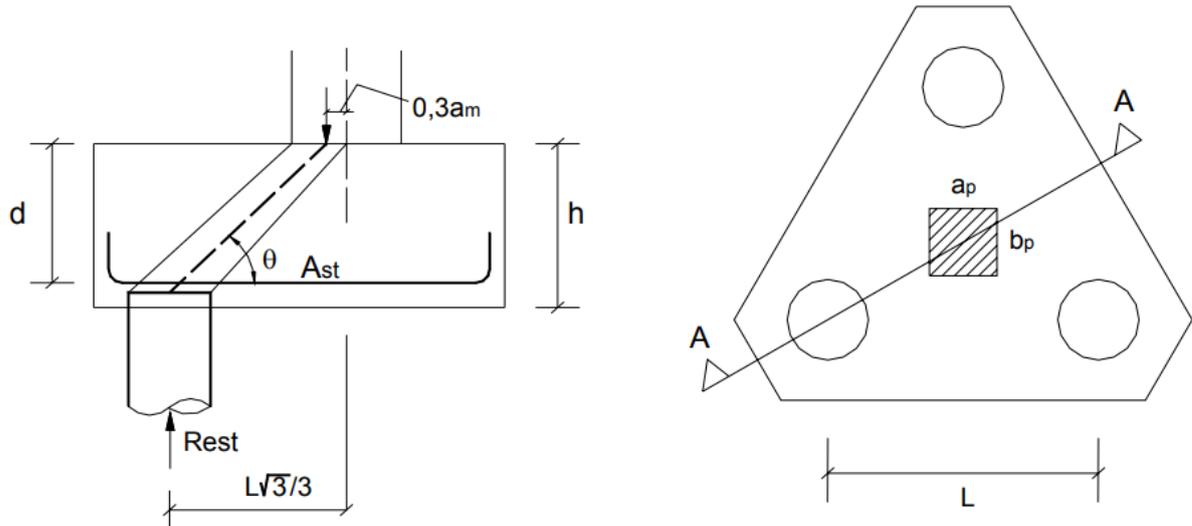
$$s_{lat} \leq \begin{cases} \frac{d}{3} = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

4.2.16. Bloco sobre 3 estacas

O bloco sobre três estacas pode ser avaliado sobre a mesma premissa imposta aos blocos de duas estacas, visto que as cargas são divididas igualmente entre as estacas, devido à simetria. Dessa forma, são utilizadas as mesmas considerações para o dimensionamento do bloco.

O esquema de forças atuando no bloco sobre três estacas está apresentado na Figura 14.

Figura 14 - Disposição de forças em um bloco sobre 3 estacas



Fonte: SISNIEGAS (2007).

O dimensionamento consiste na determinação de grandezas já vistas anteriormente. Porém, quando utilizado em pilares retangulares deve-se considerar a dimensão do pilar quadrado equivalente, dado pela equação 30.

$$a_{p,eq} = \sqrt{a_p * b_p} \quad [30]$$

Onde:

a_p e b_p : Dimensões do pilar retangular; e

$a_{p,eq}$: Dimensão do pilar quadrado equivalente.

O ângulo de inclinação das bielas é dado pela equação 31.

$$tg\theta = \frac{d}{\frac{L*\sqrt{3}}{3} - 0,3*a_p} \quad [31]$$

Onde:

d : Altura útil do bloco;

L : Distância entre estacas; e

a_p : Dimensão do pilar na direção analisada.

A força de compressão na biela (Fb) e a força de tração no tirante (Ft) são dadas pelas equações 22 e 23, descritas anteriormente.

O valor de d varia de acordo com a equação 32.

$$\left(\frac{L\sqrt{3}}{3} - 0,3 * a_p\right) \leq d \leq 1,43 * \left(\frac{L\sqrt{3}}{3} - 0,3 * a_p\right) \quad [32]$$

Pela lei dos senos, obtêm-se as componentes da força de tração nas armaduras. Além disso, deve-se adotar o ponto de aplicação da carga K a uma distância de $0,3*a_p$ do centro do pilar.

As verificações da biela no encontro com o pilar e com a estaca são dadas pelas equações 33, 34 e 35 (Carvalho e Pinheiro, 2009).

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{N}{A_{pilar} * \text{sen}^2\theta} \quad [33]$$

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{N}{3 * A_{estaca} * \text{sen}^2\theta} \quad [34]$$

$$\sigma_{c,lim} = 1,125 * f_{ck} \quad [35]$$

Carvalho e Pinheiro (2009) sugerem valores de diâmetros mínimos das barras de armaduras no bloco e seu espaçamento. Esses valores dependem da posição de armaduras no bloco e das cargas atuantes nas estacas, como demonstrado no Quadro 12.

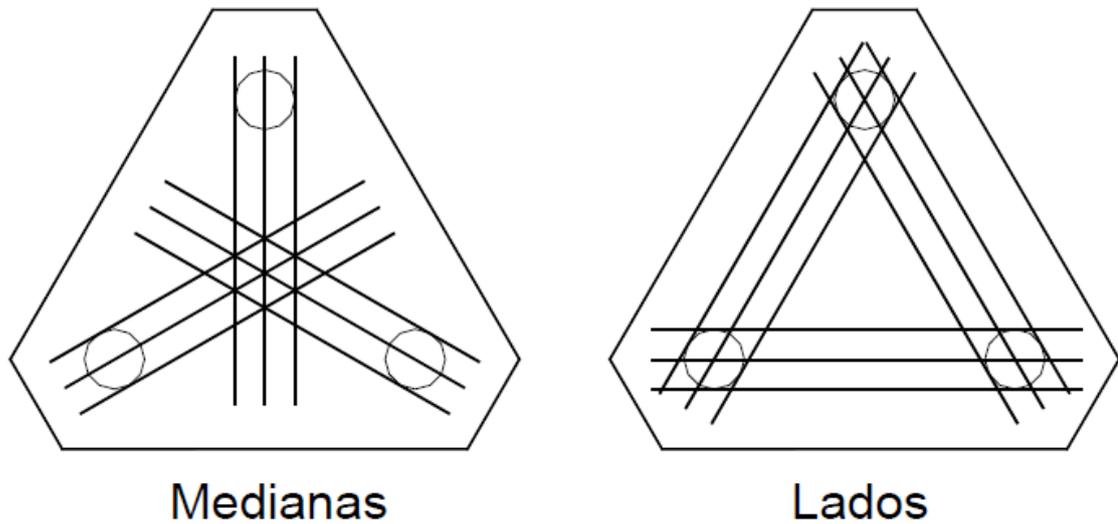
Quadro 12 - Diâmetro das barras sugeridos para blocos com três estacas.

Posição	Estacas até 500 KN	Estacas acima de 500 KN
Arm. Principal	$\geq 12,5 \text{ mm}$	$\geq 16 \text{ mm}$
Arm. de Pele	$\geq 10 \text{ mm}$	$\geq 12,5 \text{ mm}$
Malha Inferior	$\geq 8 \text{ mm}$	$\geq 10 \text{ mm}$
Malha Superior	$\geq 6,3 \text{ mm}$	$\geq 8 \text{ mm}$
Espaçamento	15 cm	10 cm

Fonte: CARVALHO e PINHEIRO (2009).

O esquema de distribuição de armaduras para o bloco de três estacas pode ser dado no sentido da biela comprimida (medianas) ou dos lados do triângulo, como demonstrado na Figura 15.

Figura 15 - Distribuição das armaduras dentro de um bloco com três estacas



Fonte: SISNIEGAS (2007).

A disposição das armaduras de acordo com as medianas tem uma execução mais difícil, por isso, neste projeto será adotada a disposição nos lados do triângulo.

No entanto, a força de tração para essa disposição (F'_t) não é a mesma que a calculada para as medianas (F_t). Sendo assim, a relação entre elas é dada pela equação 36.

$$F'_t = \frac{F_t * \sqrt{3}}{3} \quad [36]$$

Onde:

F_t : Força de tração no tirante, disposição em medianas; e

F'_t : Força de tração na parte lateral do bloco.

Portanto, a área de armadura principal de tração é dada pela equação 37.

$$A_s = \frac{F'_t}{f_{yd}} \quad [37]$$

- Pilares P13, P15, P18 e P20

No dimensionamento destes pilares será considerada a carga atuante de 3780,00 kN, referente ao pilar 15, que é o pilar mais solicitado. Esses pilares apresentam seção de 70 x 20 cm, obtendo-se:

$$a_{p,eq} = \sqrt{20 * 70} = 37,42 \approx 38 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{150\sqrt{3}}{3} - 0,3 * 38\right) \leq d \leq 1,43 * \left(\frac{150\sqrt{3}}{3} - 0,3 * 38\right)$$

$$75,20 \leq d \leq 107,54$$

$$d = 85 \text{ cm}$$

$$h = 90 \text{ cm}$$

Considerando $\emptyset 16 \text{ mm}$ da armadura no pilar, tem-se que:

$$l_{b,nec} = 1 * 0,8 * 23,7 * 1,6 * 1 = 30,34 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,3 * 23,7 * 1,6 = 11,38 \text{ cm} \\ 10 * 1,6 = 16 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d > l_{b,nec} \rightarrow \text{Ok!}$$

Ângulo de inclinação da biela:

$$\text{tg}\theta = \frac{85}{\frac{150\sqrt{3}}{3} - 0,3*38} = 1,13 \rightarrow \theta = 48,49^\circ$$

Força de compressão na biela:

$$F_b = \frac{3780}{3 * \text{sen } 48,49} = 1682,60 \text{ kN}$$

Força de tração no tirante:

$$F_t = \frac{3780}{3 * \text{tan } 48,49} = 1115,14 \text{ kN}$$

Verificação da região biela-pilar:

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{3780}{20*70*\text{sen}^2 48,49} = 4,81 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 5,625 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{OK!}$$

Verificação da região biela-estaca:

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{3780}{3 * \frac{\pi*60^2}{4} * \text{sen}^2 48,49} = 0,79 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 5,625 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{OK!}$$

Verificação da tensão limite:

$$\sigma_{c,lim} = 1,125 * f_{ck} = 1,125 * 5 = 5,625 \frac{kN}{cm^2}$$

Força de tração na parte lateral do bloco:

$$F'_t = \frac{1115,14 * \sqrt{3}}{3} = 643,83 \text{ kN}$$

Logo, as armaduras de tração e superior são:

$$A_s = \frac{\frac{643,83}{50}}{1,15} = 14,81 \text{ cm}^2 = 8 \text{ } \emptyset \text{ } 16 \text{ mm}$$

$$A'_s = \frac{1}{8} * 14,81 = 1,85 \text{ cm}^2 = 4 \text{ } \emptyset \text{ } 8 \text{ mm}$$

Verificação da ancoragem da armadura de tração:

$$l_{b,nec} = 0,7 * 0,8 * 23,7 * 1,6 * \frac{14,81}{16,08} = 19,55 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,3 * 23,7 * 1,6 = 11,38 \text{ cm} \\ 10 * 1,6 = 16 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

A armadura de pele será dimensionada de acordo com o Quadro 12, ou seja, para estacas com carga superior a 500 kN: ϕ 12,5 mm c/ 10 cm.

Além disso, será inserida uma malha com 20% do total da armadura principal, ou seja, 2,96 cm² e com espaçamento de 10 cm.

- Pilares P14 e P19

No dimensionamento destes pilares será considerada a carga atuante deles, que é igual a 4147,42 kN. Além disso, eles apresentam seção de 80 x 20 cm, obtendo-se:

$$a_{p,eq} = \sqrt{20 * 80} = 40 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{150 * \sqrt{3}}{3} - 0,3 * 40 \right) \leq d \leq 1,43 * \left(\frac{150 * \sqrt{3}}{3} - 0,3 * 40 \right)$$

$$74,60 \leq d \leq 106,68$$

$$d = 85 \text{ cm}$$

$$h = 90 \text{ cm}$$

Considerando $\emptyset 16 \text{ mm}$ da armadura no pilar, tem-se que:

$$l_{b,nec} = 1 * 0,8 * 23,7 * 1,6 * 1 = 30,34 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,3 * 23,7 * 1,6 = 11,38 \text{ cm} \\ 10 * 1,6 = 16 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d > l_{b,nec} \rightarrow Ok!$$

Ângulo de inclinação da biela:

$$tg\theta = \frac{85}{\frac{150*\sqrt{3}}{3} - 0,3*40} = 1,14 \rightarrow \theta = 48,74^\circ$$

Força de compressão na biela:

$$F_b = \frac{4147,42}{3 * \text{sen } 48,74} = 1839,07 \text{ kN}$$

Força de tração no tirante:

$$F_t = \frac{4147,42}{3 * \tan 48,74} = 1212,82 \text{ kN}$$

Verificação da região biela-pilar:

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{4147,42}{20 * 80 * \text{sen}^2 48,74} = 4,59 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 5,625 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \rightarrow OK!$$

Verificação da região biela-estaca:

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{4147,42}{3 * \frac{\pi * 60^2}{4} * \text{sen}^2 48,74} = 0,86 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 5,625 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \rightarrow OK!$$

Verificação da tensão limite:

$$\sigma_{c,lim} = 1,125 * f_{ck} = 1,125 * 5 = 5,625 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Força de tração na parte lateral do bloco:

$$F'_t = \frac{1212,82 * \sqrt{3}}{3} = 700,22 \text{ kN}$$

Logo, as armaduras de tração e superior são:

$$A_s = \frac{700,22}{\frac{50}{1,15}} = 16,1 \text{ cm}^2 = 8 \text{ } \emptyset 16 \text{ mm}$$

$$A'_s = \frac{1}{8} * 16,1 = 2,01 \text{ cm}^2 = 5 \text{ } \emptyset 8 \text{ mm}$$

Verificação da ancoragem da armadura de tração:

$$l_{b,nec} = 0,7 * 0,8 * 23,7 * 1,6 * \frac{16,1}{16,08} = 21,26 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,3 * 23,7 * 1,6 = 11,38 \text{ cm} \\ 10 * 1,6 = 16 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

A armadura de pele será dimensionada de acordo com o Quadro 12, ou seja, para estacas com carga superior a 500 kN: ϕ 12,5 mm c/ 10 cm.

Além disso, será inserida uma malha com 20% do total da armadura principal, ou seja, 3,22 cm² e com espaçamento de 10 cm.

- Pilares P11, P12 e P37

No dimensionamento destes pilares será considerada a carga atuante de 4361,45 kN, referente ao pilar 11, que é o pilar mais solicitado. Esses pilares apresentam seção de 25 x 100 cm. Portanto:

$$a_{p,eq} = \sqrt{25 * 100} = 50 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{150 * \sqrt{3}}{3} - 0,3 * 50 \right) \leq d \leq 1,43 * \left(\frac{150 * \sqrt{3}}{3} - 0,3 * 50 \right)$$

$$71,60 \leq d \leq 102,34$$

$$d = 85 \text{ cm}$$

$$h = 90 \text{ cm}$$

Considerando \emptyset 16 mm da armadura no pilar, tem-se que:

$$l_{b,nec} = 1 * 0,8 * 23,7 * 1,6 * 1 = 30,34 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,3 * 23,7 * 1,6 = 11,38 \text{ cm} \\ 10 * 1,6 = 16 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d > l_{b,nec} \rightarrow Ok!$$

Ângulo de inclinação da biela:

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{85}{\frac{150 \cdot \sqrt{3}}{3} - 0,3 \cdot 50} = 1,19 \rightarrow \theta = 49,96^\circ$$

Força de compressão na biela:

$$F_b = \frac{4361,45}{3 \cdot \operatorname{sen} 49,96} = 1898,94 \text{ kN}$$

Força de tração no tirante:

$$F_t = \frac{4361,45}{3 \cdot \tan 49,96} = 1221,63 \text{ kN}$$

Verificação da região biela-pilar:

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{4361,45}{25 \cdot 100 \cdot \operatorname{sen}^2 49,96} = 2,98 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 5,625 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{OK!}$$

Verificação da região biela-estaca:

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{4361,45}{3 \cdot \frac{\pi \cdot 60^2}{4} \cdot \operatorname{sen}^2 49,96} = 0,88 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 5,625 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{OK!}$$

Verificação da tensão limite:

$$\sigma_{c,lim} = 1,125 \cdot f_{ck} = 1,125 \cdot 5 = 5,625 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Força de tração na parte lateral do bloco:

$$F'_t = \frac{1221,63 \cdot \sqrt{3}}{3} = 705,31 \text{ kN}$$

Logo, as armaduras de tração e superior:

$$A_s = \frac{705,31}{\frac{50}{1,15}} = 16,22 \text{ cm}^2 = 9 \text{ } \emptyset 16 \text{ mm}$$

$$A'_s = \frac{1}{8} \cdot 16,22 = 2,03 \text{ cm}^2 = 5 \text{ } \emptyset 8 \text{ mm}$$

Verificação da ancoragem da armadura de tração:

$$l_{b,nec} = 0,7 * 0,8 * 23,7 * 1,6 * \frac{16,22}{18,09} = 19,04 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,3 * 23,7 * 1,6 = 11,38 \text{ cm} \\ 10 * 1,6 = 16 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

A armadura de pele será dimensionada de acordo com o Quadro 12, ou seja, para estacas com carga superior a 500 kN: ϕ 12,5 mm c/ 10 cm.

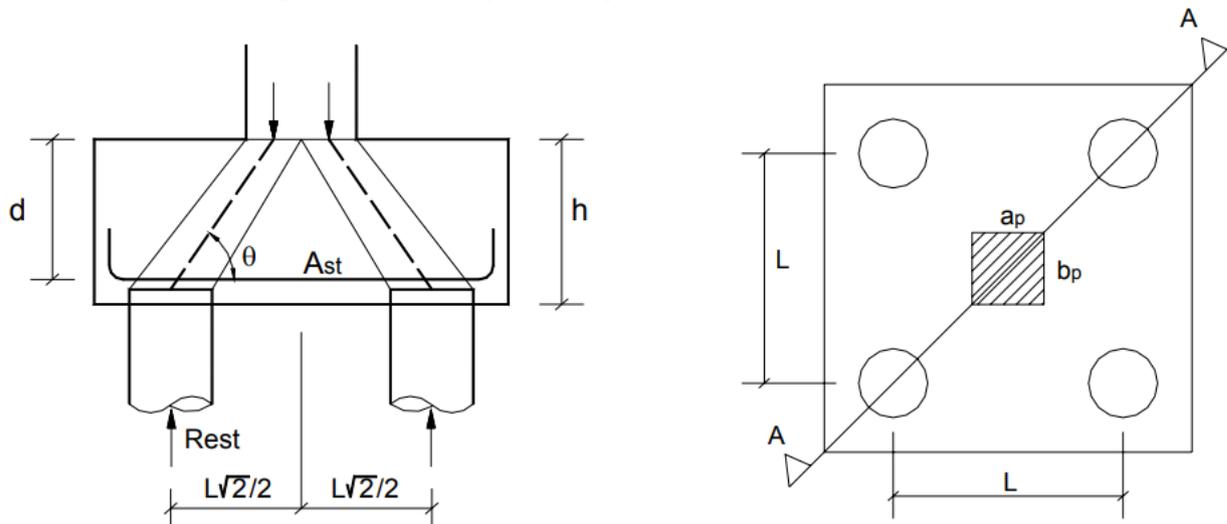
Além disso, será inserida uma malha com 20% do total da armadura principal, ou seja, 3,24 cm² e com espaçamento de 10 cm.

4.2.17. Bloco sobre 4 estacas

O bloco sobre quatro estacas pode ser avaliado sobre a mesma premissa imposta aos blocos de duas e três estacas, visto que as cargas são divididas igualmente entre as estacas, devido à simetria. Dessa forma, são utilizadas as mesmas considerações para o dimensionamento do bloco.

O esquema de forças atuando no bloco sobre quatro estacas está apresentado na Figura 16.

Figura 16 - Disposição de forças em um bloco sobre 4 estacas



Fonte: SISNIEGAS (2007).

O dimensionamento consiste na determinação de grandezas já vistas anteriormente. Quando se tem pilares retangulares deve-se considerar a dimensão do pilar quadrado equivalente, determinado pela equação 30.

O ângulo de inclinação das bielas é dado pela equação 38.

$$tg\theta = \frac{d}{\frac{L*\sqrt{2}}{2} - \frac{a_p*\sqrt{2}}{4}} \quad [38]$$

A força de compressão na biela (Fb) e a força de tração no tirante (Ft) são dadas pelas equações 22 e 23, descritas anteriormente.

O valor de d varia de acordo com a equação 39.

$$\left(\frac{L*\sqrt{2}}{2} - \frac{a_p*\sqrt{2}}{4}\right) \leq d \leq 1,43 * \left(\frac{L*\sqrt{2}}{2} - \frac{a_p*\sqrt{2}}{4}\right) \quad [39]$$

As verificações da biela no encontro com o pilar e com a estaca são dadas pelas equações 40, 41 e 42 (Carvalho e Pinheiro, 2009).

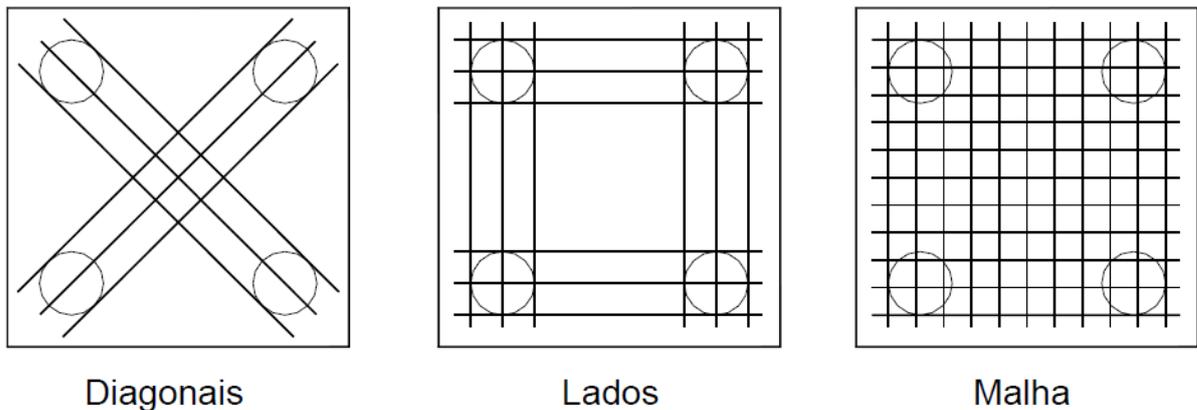
$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{N}{A_{pilar}*\text{sen}^2\theta} \quad [40]$$

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{N}{4*A_{estaca}*\text{sen}^2\theta} \quad [41]$$

$$\sigma_{c,lim} = 1,35 * f_{ck} \quad [42]$$

O esquema de distribuição de armaduras para o bloco de quatro estacas pode ser dado no sentido das diagonais, dos lados ou em forma de malha, como demonstrado na Figura 17.

Figura 17 - Distribuição das armaduras dentro de um bloco com quatro estacas



Fonte: SISNIEGAS (2007).

Neste projeto, será adotada a disposição nos lados. Logo, é necessário calcular uma nova força de tração, dada pela equação 43.

$$F'_t = \frac{F_t * \sqrt{2}}{2} \quad [43]$$

Onde:

F_t : Força de tração no tirante (direção das bielas comprimidas); e

F'_t : Força de tração na parte lateral do bloco.

Além disso, tem-se que a área de armadura principal de tração é dada pela equação 37.

- Pilar P35

No dimensionamento deste pilar será considerada a carga atuante dele, que é igual a 5891,34 kN. Além disso, ele apresenta seção de 25 x 100 cm, Portanto:

$$A = 150 + 2 * 30 + 2 * 15 = 150 + 60 + 30 = 240 \text{ cm} = B \text{ (bloco quadrado)}$$

$$\left(\frac{150 * \sqrt{2}}{2} - \frac{25 * \sqrt{2}}{4} \right) \leq d \leq 1,43 * \left(\frac{150 * \sqrt{2}}{2} - \frac{25 * \sqrt{2}}{4} \right)$$

$$97,23 \leq d \leq 139,04$$

$$d = 115 \text{ cm}$$

$$h = 120 \text{ cm}$$

Considerando $\varnothing 16 \text{ mm}$ da armadura no pilar, tem-se que:

$$l_{b,nec} = 1 * 0,8 * 23,7 * 1,6 * 1 = 30,34 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,3 * 23,7 * 1,6 = 11,38 \text{ cm} \\ 10 * 1,6 = 16 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d > l_{b,nec} \rightarrow Ok!$$

Ângulo de inclinação da biela:

$$tg\theta = \frac{115}{\frac{150 * \sqrt{2}}{2} - \frac{25 * \sqrt{2}}{4}} = 1,18 \rightarrow \theta = 49,72^\circ$$

Força de compressão na biela:

$$F_b = \frac{5891,34}{4 \cdot \sin 49,72} = 1930,59 \text{ kN}$$

Força de tração no tirante:

$$F_t = \frac{5891,34}{4 \cdot \tan 49,72} = 1248,17 \text{ kN}$$

Verificação da região biela-pilar:

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{5891,34}{25 \cdot 100 \cdot \sin^2 49,72} = 4,05 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 6,75 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{OK!}$$

Verificação da região biela-estaca:

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{5891,34}{4 \cdot \frac{\pi \cdot 60^2}{4} \cdot \sin^2 49,72} = 0,90 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 6,75 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{OK!}$$

Verificação da tensão limite:

$$\sigma_{c,lim} = 1,35 \cdot f_{ck} = 1,35 \cdot 5 = 6,75 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Força de tração na parte lateral do bloco:

$$F'_t = \frac{1248,17 \cdot \sqrt{2}}{2} = 882,59 \text{ kN}$$

Logo, as armaduras de tração e superior são:

$$A_s = \frac{882,59}{\frac{50}{1,15}} = 20,30 \text{ cm}^2 = 11 \text{ } \emptyset 16 \text{ mm}$$

$$A'_s = \frac{1}{8} \cdot 20,30 = 2,54 \text{ cm}^2 = 6 \text{ } \emptyset 8 \text{ mm}$$

Verificação da ancoragem da armadura de tração:

$$l_{b,nec} = 0,7 \cdot 0,8 \cdot 23,7 \cdot 1,6 \cdot \frac{20,3}{22,11} = 19,50 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot 23,7 \cdot 1,6 = 11,38 \text{ cm} \\ 10 \cdot 1,6 = 16 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Dimensionamento da armadura de pele (estribo horizontal) e dos estribos verticais:

$$A_{s,lat} \geq \begin{cases} 0,3 * A_{s,long} = 0,3 * 20,3 = 6,09 \text{ cm}^2 \\ 0,10\% * A_{c,alma} = 0,001 * 240 * 120 = 28,8 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow 24 \text{ } \emptyset 12,5 \text{ mm}$$

$$A_{s,estribo} = A_{s,lat} = 28,8 \text{ cm}^2 \rightarrow 24 \text{ } \emptyset 12,5 \text{ mm}$$

$$s_{lat} \leq \begin{cases} \frac{d}{3} = \frac{115}{3} = 38,33 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

- Pilar P36

No dimensionamento deste pilar será considerada a carga atuante dele, que é igual a 5443,79 kN. Além disso, ele apresenta seção de 80 x 20 cm, portanto:

$$A = 150 + 2 * 30 + 2 * 15 = 150 + 60 + 30 = 240 \text{ cm} = B \text{ (bloco quadrado)}$$

$$\left(\frac{150 * \sqrt{2}}{2} - \frac{20 * \sqrt{2}}{4} \right) \leq d \leq 1,43 * \left(\frac{150 * \sqrt{2}}{2} - \frac{20 * \sqrt{2}}{4} \right)$$

$$98,99 \leq d \leq 141,56$$

$$d = 115 \text{ cm}$$

$$h = 120 \text{ cm}$$

Considerando $\emptyset 16 \text{ mm}$ da armadura no pilar, tem-se que:

$$l_{b,nec} = 1 * 0,8 * 23,7 * 1,6 * 1 = 30,34 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,3 * 23,7 * 1,6 = 11,38 \text{ cm} \\ 10 * 1,6 = 16 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d > l_{b,nec} \rightarrow Ok!$$

Ângulo de inclinação da biela:

$$tg\theta = \frac{115}{\frac{150 * \sqrt{2}}{2} - \frac{20 * \sqrt{2}}{4}} = 1,16 \rightarrow \theta = 49,24^\circ$$

Força de compressão na biela:

$$F_b = \frac{5443,79}{4 * \text{sen } 49,24} = 1796,75 \text{ kN}$$

Força de tração no tirante:

$$F_t = \frac{5443,79}{4 \cdot \tan 49,24} = 1173,08 \text{ kN}$$

Verificação da região biela-pilar:

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{5443,79}{20 \cdot 80 \cdot \sin^2 49,24} = 5,93 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 6,75 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{OK!}$$

Verificação da região biela-estaca:

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{5443,79}{4 \cdot \frac{\pi \cdot 60^2}{4} \cdot \sin^2 49,24} = 0,84 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 6,75 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{OK!}$$

Verificação da tensão limite:

$$\sigma_{c,lim} = 1,35 * f_{ck} = 1,35 * 5 = 6,75 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Força de tração na parte lateral do bloco:

$$F'_t = \frac{1173,08 \cdot \sqrt{2}}{2} = 829,49 \text{ kN}$$

Logo, as armaduras de tração e superior são:

$$A_s = \frac{829,49}{\frac{50}{1,15}} = 19,08 \text{ cm}^2 = 10 \text{ } \emptyset \text{ } 16 \text{ mm}$$

$$A'_s = \frac{1}{8} * 19,08 = 2,38 \text{ cm}^2 = 5 \text{ } \emptyset \text{ } 8 \text{ mm}$$

Verificação da ancoragem da armadura de tração:

$$l_{b,nec} = 0,7 * 0,8 * 23,7 * 1,6 * \frac{19,08}{20,1} = 20,16 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,3 * 23,7 * 1,6 = 11,38 \text{ cm} \\ 10 * 1,6 = 16 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Dimensionamento da armadura de pele (estribo horizontal) e dos estribos verticais:

$$A_{s,lat} \geq \begin{cases} 0,3 * A_{s,long} = 0,3 * 19,08 = 5,72 \text{ cm}^2 \\ 0,10\% * A_{c,alma} = 0,001 * 240 * 120 = 28,8 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow 24 \text{ } \varnothing 12,5 \text{ mm}$$

$$A_{s,estribo} = A_{s,lat} = 28,8 \text{ cm}^2 \rightarrow 24 \text{ } \varnothing 12,5 \text{ mm}$$

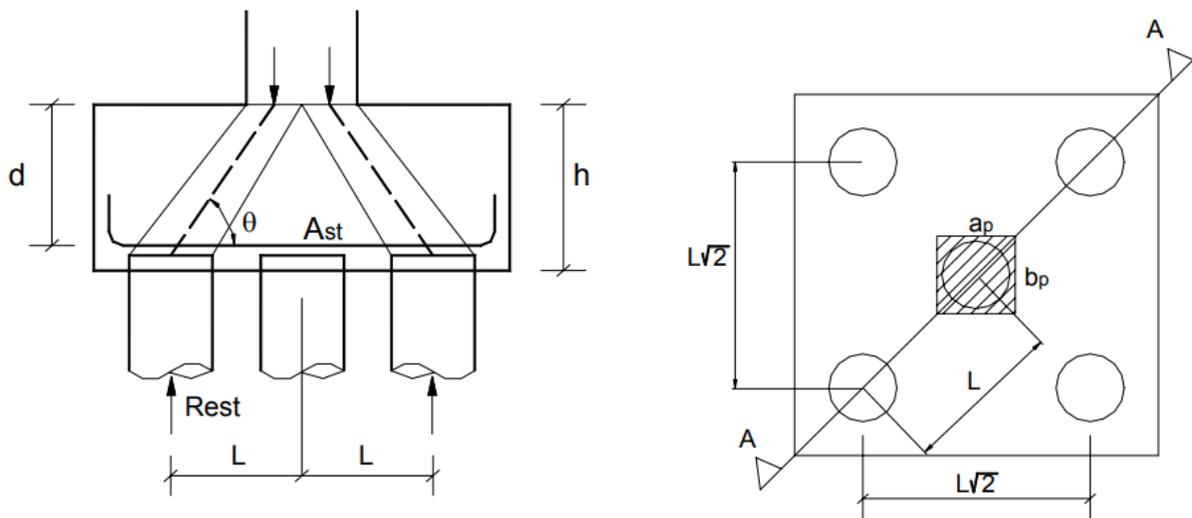
$$s_{lat} \leq \begin{cases} \frac{d}{3} = \frac{115}{3} = 38,33 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

4.2.18. Bloco sobre 5 estacas

O bloco sobre cinco estacas pode ser avaliado sobre a mesma premissa imposta ao bloco de quatro estacas, visto que ele apresenta 4 estacas nos cantos e uma no centro, de modo que as cargas são divididas igualmente, devido à simetria. Dessa forma, são utilizadas as mesmas considerações para o dimensionamento do bloco.

O esquema de forças atuando no bloco sobre cinco estacas está apresentado na Figura 18.

Figura 18 - Disposição de forças em um bloco sobre 5 estacas



Fonte: SISNIEGAS (2007).

Nota-se que a estaca central não modifica o dimensionamento do bloco e das armaduras, sendo apenas incluída no cálculo da reação vertical em cada estaca e na respectiva biela.

O esquema de distribuição de armaduras também é semelhante ao do bloco de quatro estacas, podendo-se dispor as armaduras segundo as diagonais, os lados e em malha. Neste projeto foi escolhida a disposição nos lados do bloco.

- Pilar P27 e P28

No dimensionamento destes pilares será considerada a carga atuante deles, que é igual a 6650,28 kN. Além disso, eles apresentam seção de 90 x 25 cm, obtendo-se:

$$A = 212 + 2 * 30 + 2 * 15 = 212 + 60 + 30 = 302 \text{ cm} = B \text{ (bloco quadrado)}$$

$$\left(\frac{150 * \sqrt{2}}{2} - \frac{25 * \sqrt{2}}{4} \right) \leq d \leq 1,43 * \left(\frac{150 * \sqrt{2}}{2} - \frac{25 * \sqrt{2}}{4} \right)$$

$$97,23 \leq d \leq 139,04$$

$$d = 115 \text{ cm}$$

$$h = 120 \text{ cm}$$

Considerando $\varnothing 16 \text{ mm}$ da armadura no pilar, tem-se que:

$$l_{b,nec} = 1 * 0,8 * 23,7 * 1,6 * 1 = 30,34 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,3 * 23,7 * 1,6 = 11,38 \text{ cm} \\ 10 * 1,6 = 16 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d > l_{b,nec} \rightarrow Ok!$$

Ângulo de inclinação da biela:

$$tg\theta = \frac{115}{\frac{150 * \sqrt{2}}{2} - \frac{25 * \sqrt{2}}{4}} = 1,18 \rightarrow \theta = 49,72^\circ$$

Força de compressão na biela:

$$F_b = \frac{6650,28}{5 * \text{sen } 49,72} = 1743,43 \text{ kN}$$

Força de tração no tirante:

$$F_t = \frac{6650,28}{5 * \text{tan } 49,72} = 1127,17 \text{ kN}$$

Verificação da região biela-pilar:

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{6650,28}{25 \cdot 90 \cdot \text{sen}^2 49,72} = 5,08 \frac{kN}{cm^2} < 6,75 \frac{kN}{cm^2} \rightarrow OK!$$

Verificação da região biela-estaca:

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{6650,28}{5 \cdot \frac{\pi \cdot 60^2}{4} \cdot \text{sen}^2 49,72} = 0,81 \frac{kN}{cm^2} < 6,75 \frac{kN}{cm^2} \rightarrow OK!$$

Verificação da tensão limite:

$$\sigma_{c,lim} = 1,35 * f_{ck} = 1,35 * 5 = 6,75 \frac{kN}{cm^2}$$

Força de tração na parte lateral do bloco:

$$F'_t = \frac{1127,17 \cdot \sqrt{2}}{2} = 797,03 \text{ kN}$$

Logo, as armaduras de tração e superior são:

$$A_s = \frac{797,03}{\frac{50}{1,15}} = 18,33 \text{ cm}^2 = 10 \text{ } \emptyset 16 \text{ mm}$$

$$A'_s = \frac{1}{8} * 18,33 = 2,29 \text{ cm}^2 = 5 \text{ } \emptyset 8 \text{ mm}$$

Verificação da ancoragem da armadura de tração:

$$l_{b,nec} = 0,7 * 0,8 * 23,7 * 1,6 * \frac{18,33}{20,1} = 19,36 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,3 * 23,7 * 1,6 = 11,38 \text{ cm} \\ 10 * 1,6 = 16 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Dimensionamento da armadura de pele (estribo horizontal) e dos estribos verticais:

$$A_{s,lat} \geq \begin{cases} 0,3 * A_{s,long} = 0,3 * 19,08 = 5,72 \text{ cm}^2 \\ 0,10\% * A_{c,alma} = 0,001 * 240 * 120 = 28,8 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow 24 \text{ } \emptyset 12,5 \text{ mm}$$

$$A_{s,estribo} = A_{s,lat} = 28,8 \text{ cm}^2 \rightarrow 24 \text{ } \emptyset 12,5 \text{ mm}$$

$$s_{lat} \leq \begin{cases} \frac{d}{3} = \frac{115}{3} = 38,33 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

- Pilar P26 e P29

No dimensionamento destes pilares será considerada a carga atuante deles, que é igual a 6233,14 kN. Além disso, eles apresentam seção de 100 x 25 cm obtendo-se:

$$A = 212 + 2 * 30 + 2 * 15 = 212 + 60 + 30 = 302 \text{ cm} = B \text{ (bloco quadrado)}$$

$$\left(\frac{150*\sqrt{2}}{2} - \frac{25*\sqrt{2}}{4} \right) \leq d \leq 1,43 * \left(\frac{150*\sqrt{2}}{2} - \frac{25*\sqrt{2}}{4} \right)$$

$$97,23 \leq d \leq 139,04$$

$$d = 115 \text{ cm}$$

$$h = 120 \text{ cm}$$

Considerando $\emptyset 16 \text{ mm}$ da armadura no pilar, tem-se que:

$$l_{b,nec} = 1 * 0,8 * 23,7 * 1,6 * 1 = 30,34 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,3 * 23,7 * 1,6 = 11,38 \text{ cm} \\ 10 * 1,6 = 16 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d > l_{b,nec} \rightarrow Ok!$$

Ângulo de inclinação da biela:

$$tg\theta = \frac{115}{\frac{150*\sqrt{2}}{2} - \frac{25*\sqrt{2}}{4}} = 1,18 \rightarrow \theta = 49,72^\circ$$

Força de compressão na biela:

$$F_b = \frac{6233,14}{5 * \text{sen } 49,72} = 1634,08 \text{ kN}$$

Força de tração no tirante:

$$F_t = \frac{6233,14}{5 * \tan 49,72} = 1056,47 \text{ kN}$$

Verificação da região biela-pilar:

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{6233,14}{25 * 100 * \text{sen}^2 49,72} = 4,28 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 6,75 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \rightarrow OK!$$

Verificação da região biela-estaca:

$$\sigma_{c,biela,p} = \frac{6233,14}{5 \cdot \frac{\pi \cdot 60^2}{4} \cdot \text{sen}^2 49,72} = 0,76 \frac{kN}{cm^2} < 6,75 \frac{kN}{cm^2} \rightarrow OK!$$

Verificação da tensão limite:

$$\sigma_{c,lim} = 1,35 * f_{ck} = 1,35 * 5 = 6,75 \frac{kN}{cm^2}$$

Força de tração na parte lateral do bloco:

$$F'_t = \frac{1056,47 * \sqrt{2}}{2} = 747,04 \text{ kN}$$

Logo, as armaduras de tração e superior são:

$$A_s = \frac{747,04}{\frac{50}{1,15}} = 17,18 \text{ cm}^2 = 9 \text{ } \emptyset 16 \text{ mm}$$

$$A'_s = \frac{1}{8} * 17,18 = 2,15 \text{ cm}^2 = 5 \text{ } \emptyset 8 \text{ mm}$$

Verificação da ancoragem da armadura de tração:

$$l_{b,nec} = 0,7 * 0,8 * 23,7 * 1,6 * \frac{17,18}{18,09} = 20,17 \text{ cm} \geq \begin{cases} 0,3 * 23,7 * 1,6 = 11,38 \text{ cm} \\ 10 * 1,6 = 16 \text{ cm} \\ 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Dimensionamento da armadura de pele (estribo horizontal) e dos estribos verticais:

$$A_{s,lat} \geq \begin{cases} 0,3 * A_{s,long} = 0,3 * 19,08 = 5,72 \text{ cm}^2 \\ 0,10\% * A_{c,alma} = 0,001 * 240 * 120 = 28,8 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow 24 \text{ } \emptyset 12,5 \text{ mm}$$

$$A_{s,estribo} = A_{s,lat} = 28,8 \text{ cm}^2 \rightarrow 24 \text{ } \emptyset 12,5 \text{ mm}$$

$$s_{lat} \leq \begin{cases} \frac{d}{3} = \frac{115}{3} = 38,33 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

4.2.19. Dimensionamento das cintas

As cintas de travamento serão utilizadas para ligar blocos sobre uma e duas estacas a outros blocos, os quais servem de apoio.

CARVALHO (2015) comenta que as cintas com seção transversal de 20 x 50 cm possuem uma taxa mínima de armadura de 0,208% o que corresponde a uma área de aço de 2,08 cm², isso indica que serão utilizadas 2 barras com diâmetro de 16 mm.

As cintas estão representadas juntas aos blocos de coroamento no Apêndice B.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

O tipo de fundação foi escolhido de acordo com o ensaio de sondagem SPT do solo do local. Com o relatório de sondagem, foi possível observar que as camadas superficiais apresentavam baixa resistência, por isso esse projeto utilizou a fundação profunda em estaca pré-moldada de concreto, cujas características são a elevada capacidade de carga, elevado controle de qualidade e facilidade na execução, proporcionando uma obra limpa.

Porém, ao escolher esse tipo de estaca deve-se ter um cuidado com as edificações ao redor. Dessa forma, antes de cravar as estacas deve-se fazer uma vistoria prévia das construções vizinhas com laudo técnico, assim o especialista pode observar as patologias já existentes e ver se houve evolução ou novos problemas.

Após isso foi realizado o estaqueamento, a determinação do comprimento das estacas e o dimensionamento dos blocos. Esses processos foram feitos atendendo as normas vigentes de fundações (NBR 6122:2010) e de estruturas de concreto (NBR 6118:2014). Com isso, é possível garantir a segurança do projeto.

As resoluções desse projeto foram feitas através do software AutoCad e encontram-se nos Apêndices A e B. No primeiro é possível verificar a planta de locação e área de influência dos pilares e no segundo observa-se a disposição das estacas, blocos e cintas.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A proposta deste trabalho foi de proporcionar ao discente melhores condições e maiores possibilidades para um melhor entendimento e aprofundamento sobre a elaboração de projetos de fundações de um edifício, aplicando os conhecimentos teóricos adquiridos na graduação em um projeto prático a partir do estudo de normas e livros que são referências essenciais para a segurança da construção, e, principalmente, trabalhando de maneira conjunta e simultânea com conhecimentos de geotecnia, estruturas e construção civil.

Para a concepção deste projeto completo de fundações do edifício residencial de 10 pavimentos na cidade de Marília (SP), inicialmente foi realizada a coleta de dados do projeto, dentre eles os dados geotécnicos e a revisão dos métodos de cálculo, tal como definido nos objetivos específicos.

No caso da coleta de dados foi preciso definir quantas pessoas habitariam o edifício, qual era o consumo médio de água, qual o dimensionamento dos reservatórios, qual a locação e dimensão dos pilares e quais são as camadas do solo do local, observando sua composição e resistência.

A análise do solo ocorreu por meio do ensaio SPT e permitiu concluir que as fundações pré-moldadas de concreto eram viáveis para essa obra. Além disso, essa análise é fundamental para definir o comprimento das estacas de acordo com o método Aoki-Velloso.

Já no caso da revisão dos métodos de cálculo houve um estudo da NBR 6122 (ABNT, 2019) que trata do dimensionamento geométrico da fundação e da NBR 6118 (ABNT, 2014) que trata do dimensionamento estrutural.

Portanto, pode-se afirmar que o trabalho realizado foi extremamente importante para um maior entendimento sobre projetos e cumpriu com os objetivos propostos. Vale lembrar que o engenheiro civil deve ir a campo visitar o local, conhecer sua vizinhança e assegurar que o projeto esteja sendo executado da maneira correta.

REFERÊNCIAS

- ALONSO, U. R. **Exercícios de fundação**. 3ª ed., São Paulo: Blucher, 2019.
- ALONSO, U. R. **Dimensionamento de fundações profundas**. São Paulo: Blucher, 2012.
- ALONSO, U. R. **Previsão e controle das fundações**. 3ª ed., São Paulo: Blucher, 2019, 160p.
- APL Geotecnia e Fundações – **Cravação de estacas pré-moldadas e metálicas**. Disponível em: <http://www.apl.eng.br/deslocamento>. Acesso em 16 junho 2022.
- ASSED, J. A. *et al.* **Construção civil, metodologia construtiva**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA – ABEF. Manual de especificações de produtos e procedimentos ABEF. São Paulo: PINI, 3ª ed., 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA E AMBIENTAL – ABGE. Boletim 03/2013 Manual de sondagens. São Paulo, 5ª ed., 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 5626**: Sistemas prediais de água fria e quente – Projeto, execução, operação e manutenção. Rio de Janeiro, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014, 238p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações – Procedimento. Rio de Janeiro, 2019, 108p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6484**: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 8036**: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos de fundação de edifícios. Rio de Janeiro, 1983.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 9603**: Sondagem a trado. Rio de Janeiro, 2015.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 13208**: Estacas - Ensaio de carregamento dinâmico. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 15492:** Sondagem de reconhecimento para fins de qualidade ambiental -Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 15575:** Desempenho de edificações habitacionais. Rio de Janeiro, 2013, 24p.

BARROS, M. M. S. B.; MELHADO, S. B. **Produção de estruturas de concreto armado de edifícios.** São Paulo: EPUSP, 2013.

BOAVENTURA, M. **Projeto de fundação em estacas hélice contínua para um edifício de 15 pavimentos na cidade de Bauru (SP).** 2016. 67 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2016.

BRITO, H. **Influência de fatores geológicos e mecânicos no rendimento de sondagem rotativa em Itabritos.** 2013. Dissertação de mestrado (Mestre em Engenharia Geotécnica) UFOP, Ouro Preto, 2013.

BRITO, J. L. W. **Fundações de edifício.** São Paulo, EPUSP, 2017.

CAMPOS, J. C., **Elementos de fundações em concreto.** Oficina de Textos, 2015.

CAMPOS, R. S. **CIV 1160 – Aula 2 – Água Fria – Parte I: Considerações iniciais, consumo, reservatórios e sistema de recalque.** Notas de Aula da Disciplina CIV 1166 – Instalações Prediais: Hidráulicas, Sanitárias e de Gás. UNESP, Ilha Solteira/SP, 2021.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações.** LTC, 6ª ed., v. 1, Rio de Janeiro, 1988.

CARIOCA, D. A. **Estudo de viabilidade entre estaca escavada e sapata isolada em uma edificação.** 2020. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharel em Engenharia Civil) – Faculdade de Educação e Meio Ambiente – FAEMA, Ariquemas, 2020.

CARVALHO C. S.; FALCONI, F. F.; FROTA, R. G. Q.; HACHICH, W.; NIYAMA, S.; SAES, J. L.. **Fundações: Teoria e Prática.**

CARVALHO, J. A.; MARTINS, E. A. V; FINEZA, A. G. Análise de investigação do subsolo e compactação. **Revista Científica Univiçosa.** v. 7, n. 1, 2015, p. 1-6.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M., 2009. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: volume 2.** São Paulo: Pini.

DA SILVA, A. A.; SOUZA, G. G.; SOBRAL, A. C. S. Manifestações patológicas: estudo de caso em uma unidade básica de saúde. **Ciências exatas e tecnológicas.** v. 6, n.1, 2020, p. 93-116.

DE BRITO, W. D. L.; GOMES, C. Fundação e geotecnia: métodos de investigação geológica e geotécnica da fundação de barragens de concreto. **Revistado CEDS**. v. 1, n. 9, 2018, p.1-13.

DE SOUZA, M. M. Principais patologias estruturais e atuais metodologias de controle na construção civil. **Inter- American Journal of Development and Research**. v. 2, n. 1, 2019, p. 57-73.

Decreto Nº 63.911, De 10 De Dezembro De 2018. Disponível em: <https://www.al.sp.gov.br/repositorio/legislacao/decreto/2018/decreto-63911-10.12.2018.html>. Acesso em: 24 março 2022.

FALCÃO BAUER, L. A. **Materiais e construção**. LTC. Rio de Janeiro: 2014.

FELIPE, J. M. M.; DE ARAUJO JUNIOR, J. L. Estudo dos tipos de fundações: sapatas. **Anais: III Colóquio Estadual de Pesquisa Multidisciplinar e I Congresso Nacional de Pesquisa Multidisciplinar**. 2018. Disponível em: <https://www.unifimes.edu.br/ojs/index.php/coloquio/article/view/380>. Acesso em: 16 junho 2022.

GNIPPER, S. F. **Diretrizes para formulação de método hierarquizado para investigação de patologias em sistemas prediais hidráulicos e sanitários**. 2010. Dissertação de mestrado (Mestre em Engenharia Civil na Área de Arquitetura e Construção) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2010.

HACHICH, W. *et al.* Fundações: teoria e prática. In: NÁPOLES NETO, A. D. F., História das Fundações – Uma breve história das fundações. 2ª ed., São Paulo: PINI, 2019, 804p.

JOPPERT JR., I. Fundações e contenções de edifícios. Qualidade total na gestão do projeto e execução. 1ª ed. Oficina de Textos: Cubatão, 2007.

JUNIOR, R. C. Instalações hidráulicas e o projeto de arquitetura. 11ª ed. Blucher, 2017.

KUMMER, L. A. **Análise preliminar de riscos aplicada em serviços de sondagem rotativa no setor de mineração**. 2016. Monografia de especialização (Especialista em Segurança do Trabalho) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2016.

LEAL, M. E. S; CHINI, P. **A importância do uso da sondagem em projetos de fundações**. 2020. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharel em Engenharia Civil) - Universidade do Sul de Santa Catarina, Palhoça, 2020.

LIMA, E. M. **Avaliação das principais manifestações patológicas em edifícios escolares de Goiânia-GO: estudo de caso em escolas públicas municipais**. 2020. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica de Goiás, Goiânia, 2020.

MAGALHÃES, J. L.; SEGRE, T. S. P.; URBAN, R. C. Importância de ensaios geotécnicos em obras de pequeno porte: uma abordagem estatística multivariada. **Integração Engenharia**. v.1, n.1, p. 1-6, 2020.

MARTINS, H. Y.; AZEVEDO, C. P. B. Interação solo-estrutura para um edifício sobre radier em argila mole. In: **Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, 18. Belo Horizonte, ABMS, Anais, Belo Horizonte, 2016.

MARTINS, J. P. **Principais origens e causas de manifestações patológicas nas fundações com análise comparativa entre dois estudos de caso**. 2018. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharel em Engenharia Civil) – Centro Universitário de Brasília – UNICEUB, Brasília, 2018.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. **Patologia das fundações**. 2ª ed., São Paulo: Oficina de Textos, 2015, 256p.

MINOZZO, M.; SAVARIS, G.; COSTA, G. A. S. A importância da investigação do subsolo no dimensionamento de fundações. **Congresso Técnico Científico da Engenharia e da Agronomia - CONTECC'2016**. Disponível em: <https://www.confea.org.br/sites/default/files/uploads-imce/contecc2016/civil/a%20import%C3%A2ncia%20da%20investiga%C3%A7%C3%A3o%20do%20subsolo%20no%20dimensionamento%20de%20funda%C3%A7%C3%B5es.pdf>. Acesso em: 14 junho 2022.

MORAIS, T. S. O. **Interpretação racional de resultados de ensaios SPT com base em conceitos de energia**. Dissertação de Mestrado (Mestre em Ciências) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

MORGENSTER, C.; SINEGOSKI, D. A.; GOMES, I.A. Sondagem SPT para fins construtivos: um estudo de caso no bairro de oficinas em Ponta Grossa - PR. **RevistaTECNOENG**. 21ª ed., 2020. Disponível em: http://www.cescage.edu.br/new/main.php?module=edit_edicoes&revista=1. Acesso em: 17 junho 2021.

PEREIRA, C. Estaca raiz: características, processo executivo, vantagens e desvantagens. Escola de Engenharia, 2018. Disponível em: <https://www.escolaengenharia.com.br/estaca-raiz/>. Acesso em: 11 julho 2022.

PEREIRA, C. Fundações Profundas. Escola de Engenharia, 2019. Disponível em: <https://www.escolaengenharia.com.br/fundacoes-profundas/#:~:text=As%20estacas%20trado%20rotativo%20s%C3%A3o,realizada%20preferencialmente%20com%20concreto%20autoadens%C3%A1vel.>>. Acesso em: 11 julho 2022.

PEREIRA, C. Tipos de fundações. Escola de Engenharia, 2017. Disponível em: <https://www.escolaengenharia.com.br/tipos-de-fundacoes/>. Acesso em: 9 julho 2022.

PEREIRA, L. B. **Estudo comparativo entre a eficiência de sondagens SPT e sísmica rasa para determinação de parâmetros geotécnicos em uma área do município de Caçapava do Sul, RS.** 2015. Trabalho de Conclusão de Curso (Curso de Geologia) – Universidade Federal do Pampa, Caçapava do Sul, 2015.

PINHEIRO, L. M. **Pré-dimensionamento** – Capítulo 5 – EESC-USP, 2013

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos.** Oficina de Textos. 3ª ed., São Paulo, 2006.

PRASNIEVSKI, J. G. **Reconhecimento do nível da água subterrânea na área urbana do município de Pato Branco - PR.** 2014. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharel em Engenharia Civil) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campus Pato Branco, Pato Branco, 2014.

QUARESMA, A. R.; DÉCOURT, L.; QUARESMA FILHO, A. **Investigações geotécnicas.** Fundações: teoria e prática. 2ª ed., Pini, São Paulo, 1998, p. 119-162.

REBELLO, Y. C. P. **Fundações.** Guia prático de projeto, execução e dimensionamento. 3ª ed. Zigurate: Franca, 2017.

RODRIGUES, R. M.; QUARESMA, J. E. **Patologia – recalque diferencial em fundação.** *Revista Científica Semana Acadêmica*, Fortaleza - CE. ed. 202, v. 8, 2020.

SALDANHA, N. F. **Estudo de caso: comparativo entre manutenção predial corretiva e preventiva em um estabelecimento comercial na cidade do automóvel.** 2017. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharel em Engenharia Civil) - UNICEUB, Brasília, 2017.

SALOMÃO, P. E. A.; JAHEL, R. S. **Impacto da sondagem de solo no valor da obra.** *Res. Soc. Dev.* v. 8, n. 12, 2019.

SISNIEGAS, G. **Projeto estrutural de blocos sobre estacas.** 2007. 23f. Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2007.

SOARES, W. C. **Banco de dados geológico-geotécnico com base em sondagens à percussão e uso de SIG: Análise espacial da profundidade do lençol freático e do Nspt para obras de fundação em João Pessoa - PB.** 2011. Tese de Doutorado (Doutor em Ciências) – Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2011.

SOUZA, A. **Estaca piloto instrumentada: uma ferramenta para o estudo da capacidade de carga de estacas quando submetidas a esforços axiais de compressão.** Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo (EPUSP), São Paulo, 2001, 297p.

SOUZA, A. **Material Didático Fundações**, UNESP. Departamento de Engenharia Civil, Ilha Solteira, 2021.

TAVARES, L. S. W. **Reforço estrutural de fundações e sua importância para a reabilitação e conservação do patrimônio histórico.** 2014. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharel em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2014.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações – Volume completo.** 1ª ed., São Paulo: Oficina de Textos, 2011, 568p.

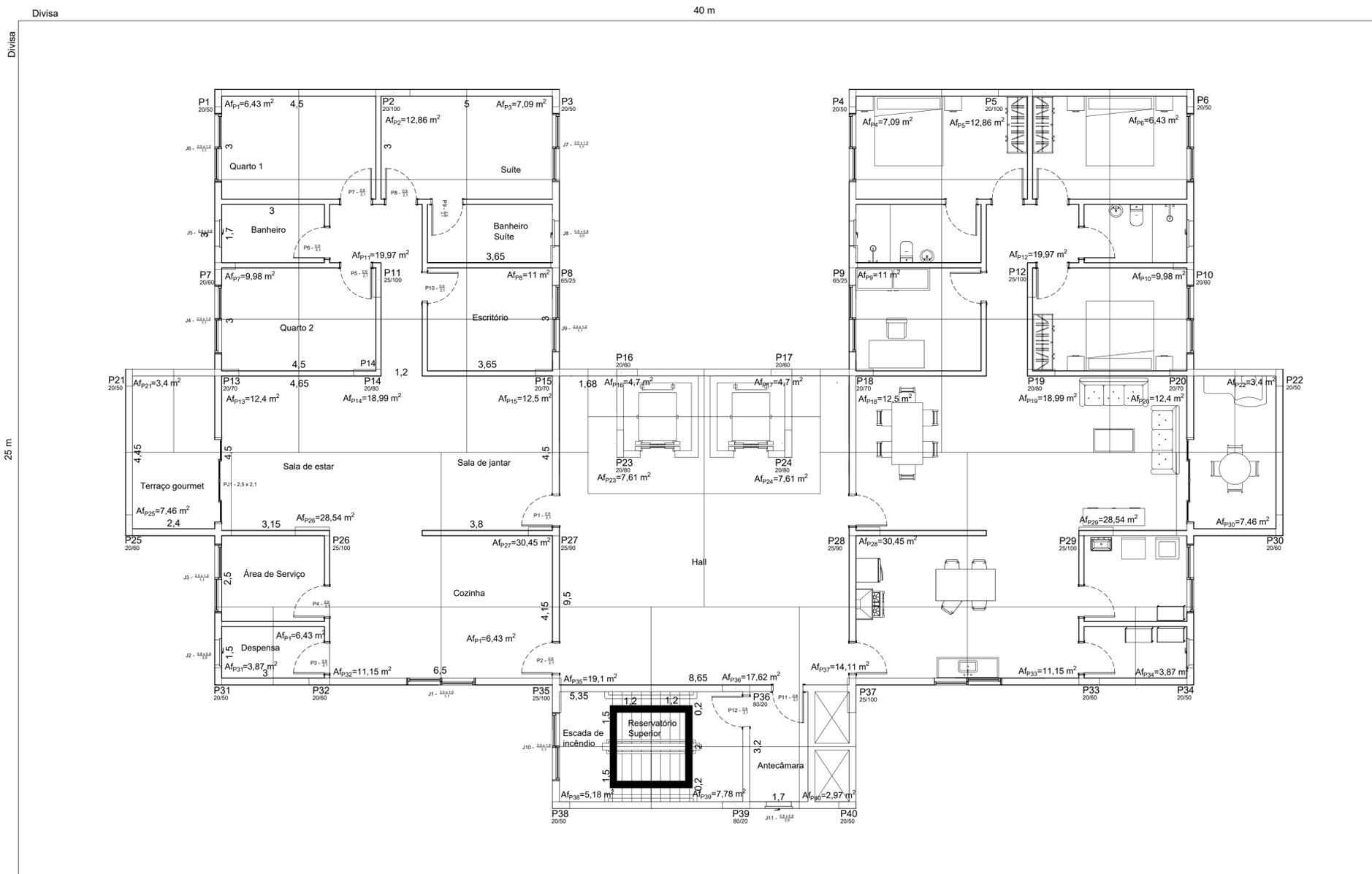
XAVIER, A. V. **Caracterização geotécnica do perímetro urbano do município de Chapecó - SC através do geoprocessamento de sondagens SPT em ambiente SIG.** 2020. Dissertação de Mestrado (Mestre em Engenharia Civil) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, 2020.

ZUCHETTI, P. A. B. **Patologias da construção civil: investigação patológica em edifício corporativo de administração pública no Vale do Taquari/RS.** 2015. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) –Centro Universitário UniVales, Lajeado, 2015.

APÊNDICES

Apêndice A

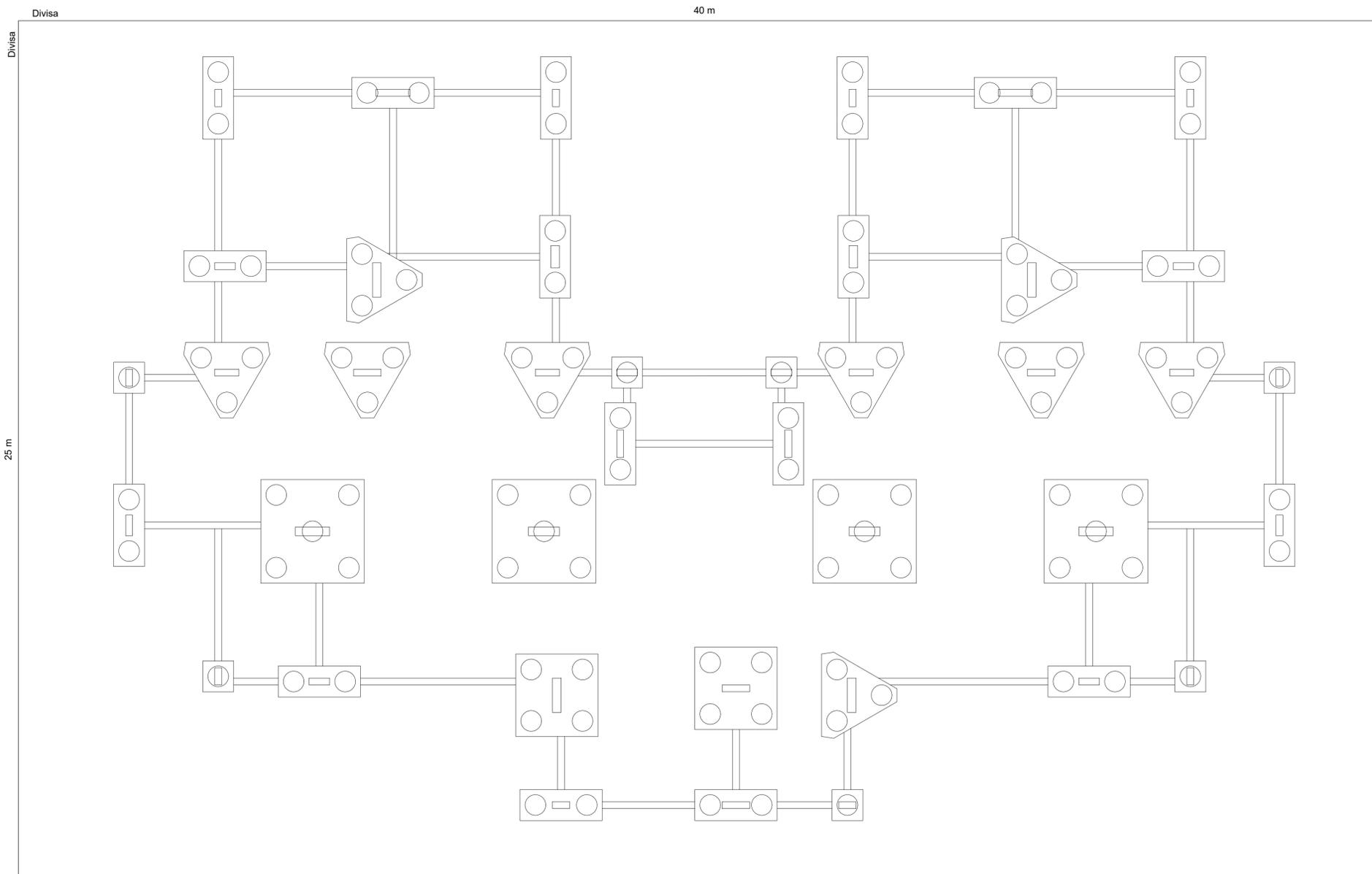
Posicionamento, dimensionamento e área de influência dos pilares.



Planta baixa do pavimento tipo

Apêndice B

Estacas, blocos e cintas.



Disposição das estacas, blocos e cintas

ANEXOS

Anexo A – Consumo predial diário (valores indicativos)

Tabela 1.3 Consumo predial diário (valores indicativos)	
Prédio	Consumo (litros/dia)
Alojamento provisório	80 <i>per capita</i>
Ambulatórios	25 <i>per capita</i>
Apartamentos	200 <i>per capita</i>
Casas populares ou rurais	150 <i>per capita</i>
Cavaliças	100 por cavalo
Cinemas e teatros	2 por lugar
Creches	50 <i>per capita</i>
Edifícios públicos ou comerciais	50 <i>per capita</i>
Escolas (externatos)	50 <i>per capita</i>
Escolas (internatos)	150 <i>per capita</i>
Escolas (semi-internato)	100 <i>per capita</i>
Escritórios	50 <i>per capita</i>
Garagens e posto de serviço	50 por automóvel/200 por caminhão
Hotéis(sem cozinha e sem lavanderia)	120 por hóspede
Hotéis (com cozinha e com lavanderia)	250 por hóspede
Indústrias – uso pessoal	80 por operário
Indústrias – com restaurante	100 por operário
Jardins (rega)	1,5 por m ²
Lavanderias	30 por kg de roupa seca
Matadouro – animais de grande porte	300 por animal abatido
Matadouro – animais de pequeno porte	150 por animal abatido
Mercados	5 por m ² de área
Oficinas de costura	50 <i>per capita</i>
Orfanatos, asilos, berçários	150 <i>per capita</i>
Piscinas – lâmina de água	2,5 cm por dia
Postos de serviços para automóveis	150 por veículo
Quartéis	150 <i>per capita</i>
Residência popular	150 <i>per capita</i>
Residência de padrão médio	200 <i>per capita</i>
Residência de padrão luxo	250 <i>per capita</i>
Restaurantes e outros similares	25 por refeição
Templos	2 por lugar

Fonte: JUNIOR, Roberto de Carvalho. Instalações Hidráulicas e o Projeto de Arquitetura. 11. ed. Blucher, 2017.

Anexo B – Classificação de áreas de risco quanto à ocupação

Grupo	Ocupação/ Uso	Divisão	Descrição	Exemplos
A	Residencial	A-1	Habitação unifamiliar	Casas térreas ou assobradadas (isoladas e não isoladas) e condomínios horizontais
		A-2	Habitação multifamiliar	Edifícios de apartamento em geral
		A-3	Habitação coletiva	Pensionatos, internatos, alojamentos, mosteiros, conventos. Capacidade máxima de 16 leitos
B	Serviço de Hospedagem	B-1	Hotel e assemelhado	Hotéis, motéis, pensões, hospedarias, pousadas, alberques, casas de cômodos, divisão A-3 com mais de 16 leitos
		B-2	Hotel residencial	Hotéis e assemelhados com cozinha própria nos apartamentos (incluem-se <i>apart-hotéis</i> , <i>flats</i> , hotéis residenciais)
C	Comercial	C-1	Comércio com baixa carga de incêndio	Artigos de metal, louças, artigos hospitalares e outros
		C-2	Comércio com média e alta carga de incêndio	Edifícios de lojas de departamentos, magazines, armazéns, galerias comerciais, supermercados em geral, mercados e outros
		C-3	Shopping center	Shopping center

Fonte: Decreto nº 63.911, 2018.

Anexo C – Classificação de Risco quanto a Carga de Incêndio

Ocupação/Uso	Descrição	Divisão	Carga de incêndio (q _n) em MJ/m ²
Residencial	Alojamentos estudantis	A-3	300
	Apartamentos	A-2	300
	Casas térreas ou sobrados	A-1	300
Serviços de hospedagem	Pensionatos	A-3	300
	Hotéis	B-1	500
	Motéis	B-1	500
	Apert-hotéis	B-2	500
	Açougue	C-1	40
	Animais ("pet shop")	C-2	600
	Antiguidades	C-2	700
	Aparelhos eletrodomésticos	C-1	300
	Aparelhos eletrônicos	C-2	400
	Armarinhos	C-2	700
	Armas	C-1	300
	Artigos de bijuteria, metal ou vidro	C-1	300
	Artigos de cera	C-2	2100
	Artigos de couro, borracha, esportivos	C-2	800
	Automóveis	C-1	200
	Bebidas destiladas	C-2	500
	Brinquedos	C-2	500

Fonte: Instrução Técnica 14 2018.

Anexo D – Classificação das Edificações e Áreas de Risco Quanto À Carga de Incêndio

Risco	Carga de Incêndio MJ/m ²
Baixo	até 300MJ/m ²
Médio	Entre 300 e 1.200MJ/m ²
Alto	Acima de 1.200MJ/m ²

Fonte: Decreto nº 63.911, 2018.

Anexo E – Reservas de Incêndio e Tipo das Edificações

Área das edificações e áreas de risco	CLASSIFICAÇÃO DAS EDIFICAÇÕES E ÁREAS DE RISCO CONFORME TABELA 1 DO REGULAMENTO DE SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIO				
	A-2, A-3, C-1, D-1(até 300 MJ/m ²), D-2, D-3 (até 300 MJ/m ²), D-4 (até 300 MJ/m ²), E-1, E-2, E-3, E-4, E-5, E-6, F-1 (até 300 MJ/m ²), F-2, F-3, F-4, F-8, G-1, G-2, G-3, G-4, H1, H-2, H-3, H-5, H-6; I-1, J-1, J-2 e M-3	D-1 (acima de 300 MJ/m ²), D-3 (acima de 300 MJ/m ²), D-4 (acima de 300 MJ/m ²), B-1, B-2, C-2 (acima de 300 até 1000 MJ/m ²), C-3, F-1 (acima de 300 MJ/m ²), F-5, F-6, F-7, F-9, F-10, H-4, I-2 (acima de 300 até 800 MJ/m ²), J-2 e J-3 (acima de 300 até 800 MJ/m ²)	C-2 (acima de 1000 MJ/m ²), I-2 (acima de 800 MJ/m ²), J-3 (acima de 800 MJ/m ²), L-1 e M-1	G-5, I-3, J-4, L-2, L-3 e M-7	
Até 2.500 m ²	Tipo 1 RTI 5 m ³	Tipo 2 RTI 8 m ³	Tipo 3 RTI 12 m ³	Tipo 4 RTI 28 m ³	Tipo 4 RTI 32 m ³
Acima de 2.500 até 5.000 m ²	Tipo 1 RTI 8 m ³	Tipo 2 RTI 12 m ³	Tipo 3 RTI 18 m ³	Tipo 4 RTI 32 m ³	Tipo 4 RTI 48 m ³
Acima de 5.000 até 10.000 m ²	Tipo 1 RTI 12 m ³	Tipo 2 RTI 18 m ³	Tipo 3 RTI 25 m ³	Tipo 4 RTI 48 m ³	Tipo 5 RTI 64 m ³
Acima de 10.000 até 20.000 m ²	Tipo 1 RTI 18 m ³	Tipo 2 RTI 25 m ³	Tipo 3 RTI 35 m ³	Tipo 4 RTI 64 m ³	Tipo 5 RTI 96 m ³
Acima de 20.000 m ²	Tipo 1 RTI 25 m ³	Tipo 2 RTI 35 m ³	Tipo 3 RTI 48 m ³	Tipo 4 RTI 96 m ³	Tipo 5 RTI 120 m ³
Acima de 50.000 m ²	Tipo 1 RTI 35 m ³	Tipo 2 RTI 48 m ³	Tipo 3 RTI 70 m ³	Tipo 4 RTI 120 m ³	Tipo 5 RTI 180 m ³

Fonte: Instrução Técnica 22/2018.