

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ

LAURA LOPES GUERREIRO

**AVALIAÇÃO DA SUSTENTABILIDADE EM FUNDAÇÕES:
UMA ABORDAGEM AMBIENTAL**

PATO BRANCO

2021

LAURA LOPES GUERREIRO

**AVALIAÇÃO DA SUSTENTABILIDADE EM FUNDAÇÕES:
UMA ABORDAGEM AMBIENTAL**

**ASSESSMENT OF SUSTAINABILITY IN FOUNDATIONS:
AN ENVIRONMENTAL APPROACH**

Trabalho de conclusão de curso de graduação
apresentada como requisito para obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil da Universidade
Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).
Orientador(a): Dr. Paulo Cezar Vitorio Junior.

PATO BRANCO

2021



[4.0 Internacional](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)

Esta licença permite compartilhamento, remixe, adaptação e criação a partir do trabalho, mesmo para fins comerciais, desde que sejam atribuídos créditos ao(s) autor(es). Conteúdos elaborados por terceiros, citados e referenciados nesta obra não são cobertos pela licença.

LAURA LOPES GUERREIRO

**AVALIAÇÃO DA SUSTENTABILIDADE EM FUNDAÇÕES:
UMA ABORDAGEM AMBIENTAL**

Trabalho de conclusão de curso de graduação
apresentada como requisito para obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil da Universidade
Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).

Data de aprovação: 26 de Novembro de 2021

Paulo Cezar Vitorio Junior
Doutorado em Engenharia Civil
Universidade Tecnológica Federal do Paraná – Câmpus Pato Branco

Paôla Regina Dalcanal
Doutorado em Engenharia Civil
Universidade Tecnológica Federal do Paraná – Câmpus Pato Branco

Tobias Jun Shimosaka
Mestrado em Engenharia Civil
Universidade Tecnológica Federal do Paraná – Câmpus Pato Branco

PATO BRANCO

2021

AGRADECIMENTOS

Meu mais profundo agradecimento aos meus pais, Marco e Aneli, pelo apoio e amor incondicional, pelos conselhos, pela compreensão e por nunca terem deixado de acreditar em mim. Agradeço também ao resto da minha família pelo suporte e pelas experiências maravilhosas que me proporcionaram durante meu caminho.

Agradeço aos amigos e colegas de classe, cujo qual companheirismo e amizade foram fundamentais para minha adaptação e motivação nesta etapa da minha vida. Em especial e com muito carinho às minhas amigas, Julia e Keila, por estarem lá nos momentos mais difíceis me trazendo estabilidade e paz.

Com respeito e admiração, agradeço ao Prof. Paulo pela atenção e por sempre estar disposto a me ajudar em cada etapa do trabalho. Também pelas discussões e por ter me proporcionado novas perspectivas.

A todos colegas da Plana Engenharia pelas oportunidades, conhecimento e experiência fundamentais neste início da minha carreira profissional.

E, por fim, ao meu namorado Lucas, por estar ao meu lado durante praticamente toda essa jornada, trazendo luz e amor sempre que me faltou todo o resto.

"Um número cada vez maior de pessoas acreditava que havia sido um erro terrível da espécie descer das árvores. Algumas diziam que até mesmo subir nas árvores tinha sido uma péssima ideia, e que ninguém jamais deveria ter saído do mar."

(Douglas Adams)

RESUMO

GUERREIRO, Laura Lopes. Avaliação da sustentabilidade em fundações: uma abordagem ambiental. 2021. 119f. Trabalho de Conclusão de Curso – Curso de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Pato Branco, 2021.

A construção civil é um setor com potencial enorme de discussão e inserção dos conceitos relacionados à sustentabilidade, por este motivo é indispensável a utilização de ferramentas e metodologias que facilitem a tomada de decisão alinhada ao desenvolvimento sustentável. Uma destas ferramentas é a Avaliação do Ciclo de Vida (ACV) através do Pensamento do Ciclo de Vida. Com isto em mente, o objetivo deste trabalho foi dimensionar dois tipos de fundações e realizar uma avaliação ambiental considerando diferentes perspectivas culturais. Os resultados mostraram que, para a fundação de sapatas, o material que mais contribuiu com as categorias de impacto e áreas de dano foi o concreto, enquanto que para blocos sobre estacas, o aço teve a maior contribuição nas categorias de impacto. Verificou-se que a ACV pode ser uma etapa inicial para guiar projetos mais alinhados às diretrizes da sustentabilidade, pois permite gerar resultados sobre os impactos e emissões em todas as etapas do ciclo de vida de um produto ou processo, apoiando a tomada de decisão ainda na fase de projeto.

Palavras-chave: sustentabilidade; avaliação do ciclo de vida (ACV); fundações; sapatas; blocos sobre estacas; perspectivas culturais.

ABSTRACT

GUERREIRO, Laura Lopes. Assessment of Sustainability in Foundations: an environmental approach. 2021. 119f. Trabalho de Conclusão de Curso – Curso de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Pato Branco, 2021.

Civil construction is a sector with enormous potential for discussion and inclusion of concepts related to sustainability, for this reason it is essential to use tools and methodologies that facilitate decision-making in line with sustainable development. One of these tools is the Life Cycle Assessment (LCA) through Life Cycle Thinking. With this in mind, the objective of this work was to dimension two types of foundations and carry out an environmental assessment considering different cultural perspectives. The results showed that, for the foundation of footings, the material that most contributed to the impact categories and damage areas was concrete, while for blocks on piles, steel had the greatest contribution in the impact categories. It was found that LCA can be an initial step to guide projects more in line with sustainability guidelines, as it allows generating results on impacts and emissions at all stages of the life cycle of a product or process, supporting decision-making even in the design phase.

Keywords: sustainability; life cycle assessment (LCA); foundations; slopped footing; pile foundation; cultural theory.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Ciclo de vida de um produto	17
Figura 2 – Fases da uma ACV	19
Figura 3 – Harmonização <i>midpoint-endpoint</i> pelo método ReCiPe	21
Figura 4 – Profundidade do bulbo de tensões para sapatas	27
Figura 5 – Vista em planta e corte de uma sapata	27
Figura 6 – Momentos fletores em uma sapata	29
Figura 7 – Núcleo central de uma seção retangular	29
Figura 8 – Altura recomendada para sapatas	31
Figura 9 – Trajectoria de tensões na sapata isolada	31
Figura 10 – Seções utilizadas para cálculo do momento solicitante de cálculo	32
Figura 11 – Seção utilizada para verificação do cisalhamento	34
Figura 12 – Carga distribuída sob a base da sapata	35
Figura 13 – Equilíbrio estático de uma estaca	39
Figura 14 – Detalhe genérico estaca escavada	45
Figura 15 – Representação tridimensional bloco sobre duas estacas	46
Figura 16 – Funcionamento estrutural de um bloco de coroamento	46
Figura 17 – Seção analisada para esforços de cisalhamento	47
Figura 18 – Bloco sobre uma estaca	49
Figura 19 – Momentos fletores e carga normal no bloco com mais de uma estaca	50
Figura 20 – Bloco sobre duas estacas	51
Figura 21 – Comprimento de ancoragem necessário para o bloco sobre duas estacas	53
Figura 22 – Detalhe da armadura principal no bloco sobre quatro estacas: paralela aos lados	55
Figura 23 – Fluxograma: desenvolvimento da pesquisa	57
Figura 24 – Planta de locação dos pilares	59
Figura 25 – Detalhamento armaduras sapata S1	66
Figura 26 – Dados de entrada para determinação da capacidade de carga das estacas	70
Figura 27 – Capacidade de carga de uma estaca escavada ϕ25cm - Aoki e Velloso (1975)	71
Figura 28 – Capacidade de carga de uma estaca escavada ϕ25cm - Teixeira (1996)	71
Figura 29 – Capacidade de carga de uma estaca escavada de ϕ25cm - Decourt e Quaresma (1978)	72

Figura 30 – Resultado final do cálculo da capacidade de carga das estacas	72
Figura 31 – Detalhamento das armaduras do bloco B8	74
Figura 32 – Bloco B3: esforços solicitantes	76
Figura 33 – Detalhamento das armaduras do bloco B3	80
Figura 34 – Detalhamento das armaduras do bloco B5	86
Figura 35 – Unidade funcional e sistema de produto	89
Figura 36 – Avaliações ambientais realizadas	94
Figura 37 – Avaliação <i>midpoint</i> (H) - sapatas	95
Figura 38 – Avaliação <i>endpoint</i> (H) - sapatas	95
Figura 39 – Avaliação <i>midpoint</i> (E) - sapatas	96
Figura 40 – Avaliação <i>endpoint</i> (E) - sapatas	97
Figura 41 – Avaliação <i>midpoint</i> (I) - sapatas	97
Figura 42 – Avaliação <i>endpoint</i> (I) - sapatas	98
Figura 43 – Perspectivas culturais (<i>midpoint</i>) - aço das sapatas	99
Figura 44 – Perspectivas culturais (<i>endpoint</i>) - sapatas	100
Figura 45 – Avaliação <i>midpoint</i> (H) - blocos sobre estacas	101
Figura 46 – Avaliação <i>endpoint</i> (H) - blocos sobre estacas	102
Figura 47 – Avaliação <i>midpoint</i> (E) - blocos sobre estacas	103
Figura 48 – Avaliação <i>endpoint</i> (E) - blocos sobre estacas	104
Figura 49 – Avaliação <i>midpoint</i> (I) - blocos sobre estacas	105
Figura 50 – Avaliação <i>endpoint</i> (I) - blocos sobre estacas	106
Figura 51 – Perspectivas culturais (<i>midpoint</i>) - blocos sobre estacas	107

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 –	Categorias de impacto ambiental <i>midpoint</i> ReCiPe 2016	22
Quadro 2 –	Categorias de danos <i>endpoint</i> ReCiPe 2016	22
Quadro 3 –	Diferenças entre as perspectivas culturais dentro da categoria de impacto <i>midpoint</i>	23
Quadro 4 –	Parâmetros para o dimensionamento de estacas e tubulões	44
Quadro 5 –	Cargas e dimensões dos pilares	58
Quadro 6 –	Cálculo da tensão admissível do solo para dimensionamento das sapatas	61
Quadro 7 –	Processo para a determinação da altura das sapatas	63
Quadro 8 –	Dimensionamento estrutural das sapatas isoladas	65
Quadro 9 –	Detalhamento das armaduras das sapatas	67
Quadro 10 –	Verificações de segurança para as sapatas	69
Quadro 11 –	Dimensionamento estrutural blocos com 1 estaca	75
Quadro 12 –	Determinação das dimensões em planta blocos com duas estacas	77
Quadro 13 –	Determinação das alturas dos blocos com duas estacas	78
Quadro 14 –	Verificações para os blocos com duas estacas	79
Quadro 15 –	Detalhamento das armaduras dos blocos sobre duas estacas	80
Quadro 16 –	Determinação das dimensões em planta blocos com quatro estacas	82
Quadro 17 –	Determinação das alturas dos blocos com quatro estacas	83
Quadro 18 –	Verificações para os blocos com quatro estacas	84
Quadro 19 –	Detalhamento das armaduras dos blocos sobre quatro estacas	85
Quadro 20 –	Verificação da tensão de cálculo sobre as estacas	87
Quadro 21 –	Resumo de aço para as estacas	87
Quadro 22 –	Relação entre as áreas de dano e as categorias de impacto no método ReCiPe 2016	90
Quadro 23 –	Resumo aço sapatas	92
Quadro 24 –	Resumo aço blocos	93
Quadro 25 –	Volume de concreto estacas escavadas mecanicamente	93
Quadro 26 –	Resumo aço estacas	93
Quadro 27 –	Valores utilizados para constituição do ICV	94
Quadro 28 –	Perspectivas culturais (<i>endpoint</i>) - blocos sobre estacas	107

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Ponderação das perspectivas de análise do modelo	23
Tabela 2 – Tensões de serviço típicas de estacas escavadas, hélice e raiz	38
Tabela 3 – Fatores de correção F_1 e F_2 atualizados	40
Tabela 4 – Coeficientes k e razão de atrito α_{at}	41
Tabela 5 – Coeficiente característico do solo C	42
Tabela 6 – Valores de α em função do tipo de estaca e do tipo de solo . . .	42
Tabela 7 – Valores de β em função do tipo de estaca e do tipo de solo . . .	42
Tabela 8 – Valores do parâmetro α_t	43
Tabela 9 – Valores do parâmetro β_t	43
Tabela 10 – Comprimento de ancoragem necessário ($l_{b,nec}$) da armadura dos pilares	60
Tabela 11 – Dimensões geométricas das sapatas	64
Tabela 12 – Diâmetros estacas escavadas mecanicamente e suas capacidades de carga estrutural	70
Tabela 13 – Cargas admissíveis das estacas escavadas por diâmetro	73
Tabela 14 – Número de estacas por bloco	73
Tabela 15 – Densidade linear CA-50 e CA-60	88
Tabela 16 – Materiais e processos SimaPro	90
Tabela 17 – Volume de concreto sapatas isoladas	91
Tabela 18 – Volume de concreto e quantidade de fôrmas dos blocos sobre estacas	92

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	13
1.1	Objetivo geral	14
1.2	Objetivos específicos	14
1.3	Justificativa	15
2	REVISÃO DE LITERATURA	16
2.1	Sustentabilidade	16
2.2	Avaliação do ciclo de vida	18
2.2.1	Definição de objetivo e escopo	19
2.2.2	Inventário do Ciclo de Vida (ICV)	20
2.2.3	Avaliação de Impacto do Ciclo de Vida	20
2.2.4	Interpretação do Ciclo de Vida	24
2.3	Elementos de fundação	24
2.3.1	Fundação rasa (direta)	25
2.3.1.1	<u>Tensão admissível do solo</u>	26
2.3.1.2	<u>Dimensionamento sapatas isoladas</u>	26
2.3.1.2.1	<i>Dimensões em planta</i>	27
2.3.1.2.2	<i>Altura da sapata</i>	30
2.3.1.2.3	<i>Dimensionamento das armaduras</i>	31
2.3.1.2.4	<i>Verificações de segurança</i>	34
2.3.2	Fundação profunda	37
2.3.2.1	<u>Dimensionamento das estacas</u>	37
2.3.2.1.1	<i>Método de Aoki e Velloso (1975)</i>	39
2.3.2.1.2	<i>Método de Decourt e Quaresma (1978)</i>	41
2.3.2.1.3	<i>Método de Teixeira (1996)</i>	43
2.3.2.2	<u>Dimensionamento dos blocos de coroamento</u>	45
2.3.2.2.1	<i>Bloco sobre uma estaca</i>	48
2.3.2.2.2	<i>Bloco sobre duas estacas</i>	50
2.3.2.2.3	<i>Bloco sobre quatro estacas</i>	54
3	METODOLOGIA	57
3.1	Projeto arquitetônico e estrutural	58
3.2	Dimensionamento fundação rasa	60
3.2.1	Verificações de Segurança	66
3.3	Dimensionamento fundação profunda	69
3.3.1	Determinação da carga admissível das estacas	69

3.3.2	Dimensionamento estrutural blocos de coroamento	71
3.3.2.1	<u>Dimensionamento estrutural bloco com uma estaca</u>	72
3.3.2.2	<u>Dimensionamento estrutural bloco com duas estacas</u>	75
3.3.2.3	<u>Dimensionamento estrutural bloco com quatro estacas</u>	81
3.3.2.4	<u>Armação das estacas</u>	86
3.4	Levantamento dos quantitativos de concreto, aço e fôrmas	87
3.5	Avaliação do ciclo de vida	88
3.5.1	Definição do Objetivo e Escopo	88
3.5.2	Inventário do Ciclo de Vida	89
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO	91
4.1	Fundações	91
4.2	Avaliação ambiental	94
4.2.1	Sapatas	94
4.2.1.1	<u>Perspectiva hierárquica (H)</u>	94
4.2.1.2	<u>Perspectiva igualitária (E)</u>	96
4.2.1.3	<u>Perspectiva individualista (I)</u>	97
4.2.1.4	<u>Discussões</u>	98
4.2.2	Blocos sobre estacas	100
4.2.2.1	<u>Perspectiva hierárquica (H)</u>	100
4.2.2.2	<u>Perspectiva igualitária (E)</u>	102
4.2.2.3	<u>Perspectiva individualista (I)</u>	104
4.2.2.4	<u>Discussões</u>	106
5	CONCLUSÕES	109
5.1	Sugestão de trabalhos futuros	110
	REFERÊNCIAS	111
	ANEXO A – Projeto arquitetônico	117
	ANEXO B – Perfil de sondagem para dimensionamento das sapatas	119
	ANEXO C – Perfil de sondagem para dimensionamento das estacas	120

1 INTRODUÇÃO

A indústria da construção civil se apresenta como uma grande geradora de impactos ambientais, dentre estes a degradação do ambiente por meio da extração e fabricação de materiais de construção e na execução das obras e na disposição dos resíduos por ela gerados (ROTH; GARCIAS, 2009). Segundo o Conselho Brasileiro de Construção Sustentável (CBCS), a construção e a manutenção da infraestrutura existente no Brasil consomem até 75% dos recursos naturais extraídos e a quantidade de resíduos de construção e demolição é estimada em torno de 80 milhões de toneladas por ano (CBCS, 2007). Ademais, de acordo com Lucon, Vorsatz et al. (2014), em 2010, o setor da construção de edifícios foi responsável pelo consumo de 32% da energia global total e 51% de energia elétrica. Em resumo, a construção civil é responsável por mais de 50% dos recursos naturais extraídos do planeta segundo John e Isaia (2017) e o CBCS (2014).

O bom planejamento e a compatibilização dos projetos na etapa inicial do ciclo de vida dos empreendimentos mostram-se fundamentais no esforço de reduzir os impactos ambientais na fase da construção (RIOS, 2014), visto que a utilização de projetos ineficientes que aumentam desnecessariamente o consumo de materiais e a subsequente produção de impactos que perduram por todo o ciclo de vida do produto (CBCS, 2014) é um dos principais fatores contribuintes para a degradação ambiental gerada pela construção civil. Essa ineficiência pode ser observada em projetos estruturais superdimensionados que geram gastos excessivos de materiais e, por consequência, abuso na extração de recursos naturais (RIOS, 2014).

Destaca-se, portanto, a necessidade de incluir as dimensões da sustentabilidade no momento da concepção e dimensionamento do projeto, considerando que o conceito de desenvolvimento sustentável engloba atender as necessidades do presente sem comprometer as gerações futuras de atenderem suas próprias necessidades (BRUNDTLAND, 1987).

Diante disso, busca-se a criação e implementação de ferramentas que possibilitem a integração do desenvolvimento sustentável no momento da tomada de decisão dos projetistas. Isso é realizado através da consideração das dimensões ambiental, econômica e social que juntos formam o tripé da sustentabilidade, tal como apontado por Nascimento (2012), Carvalho e Spoto (2012), Motta e Aguilar (2009) e Costa (2012).

Observa-se a existência de metodologias e sistemas de avaliação que procuram incluir mais de uma dimensão da sustentabilidade e inserir todas as etapas do ciclo

de vida do projeto, tais como os trabalhos de Silva (2003), Carvalho e Sposto (2012) e Vitorio Jr. (2020), mas estes ainda são minoria devido à complexidade de se realizar uma avaliação social devido aos vários fatores envolvidos e do estado de arte ser relativamente novo.

Portanto, este trabalho propõe um estudo de caso que buscará avaliar a dimensão ambiental da sustentabilidade em dois tipos de fundação para um mesmo projeto visando auxiliar o profissional em sua tomada de decisão ao oferecer uma visão mais clara dos potenciais impactos ambientais já na fase de projeto.

A organização deste trabalho foi feita da seguinte forma: no Capítulo 1 é apresentada a contextualização do assunto a ser tratado e são apresentados os objetivos e as justificativas. No Capítulo 2 é apresentada a fundamentação teórica, detalhando os conceitos de sustentabilidade e ciclo de vida indispensáveis para compreensão dos resultados, assim como a revisão de literatura dos critérios de dimensionamento das fundações consideradas. O Capítulo 3 descreve as ferramentas e metodologias utilizadas na realização da avaliação ambiental e tem-se a discriminação do dimensionamento das fundações. No Capítulo 4 são descritos os resultados encontrados e são apresentadas as discussões pertinentes. No Capítulo 5 são apresentadas as conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

1.1 Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho consiste em realizar o dimensionamento de dois tipos de fundação para um mesmo projeto arquitetônico e apresentar uma avaliação ambiental de cada tipo de fundação.

1.2 Objetivos específicos

1. Selecionar uma planta com os pilares e cargas já definidos;
2. Dimensionar o projeto considerando fundações profundas (blocos com estacas) e fundações superficiais (sapatas).
3. Realizar o levantamento quantitativo dos materiais e elaborar o inventário do ciclo de vida para cada fundação.
4. Realizar a avaliação ambiental com o auxílio de um software especializado.
5. Analisar os resultados quanto aos impactos ambientais identificados.

1.3 Justificativa

Desde o início da década de 90, a indústria da construção têm tentado mitigar seus efeitos danosos no meio ambiente por meio da consideração de aspectos, não somente técnicos, mas também sociais, econômicos e culturais, segundo Carvalho e Sposto (2012) e Fossati (2008). Apesar desses esforços, grande parte das considerações de projeto realizadas no âmbito da construção permanecem baseados somente no fator econômico (CBCS, 2014). A realização deste trabalho fundamenta-se na necessidade de complementar as ferramentas disponíveis aos profissionais da construção, especificamente na inserção da dimensão ambiental na tomada de decisão de projeto de maneira que os projetos gerados pelos profissionais estejam mais alinhados com os objetivos do desenvolvimento sustentável. Atualmente, percebe-se a carência de metodologias que englobem além do aspecto ambiental, aspectos sociais e econômicos em suas considerações (CARVALHO; SPOSTO, 2012).

Os impactos são observados em todas as etapas de um empreendimento, porém, é nas etapas de concepção e planejamento que o projetista apresenta maior capacidade de intervenção, onde pode-se incorporar ideias e objetivos sem custos significativos adicionais. Demonstra-se, portanto, a etapa ideal para promover e incluir os ideais do desenvolvimento sustentável (MOTTA; AGUILAR, 2009).

Com o objetivo de contribuir com as metodologias e ferramentas utilizadas pelos profissionais da construção no momento de tomadas de decisões, esse trabalho busca dimensionar dois tipos de fundação e realizar uma avaliação ambiental em cada, por meio de um *software* especializado, considerando diferentes perspectivas culturais.

2 REVISÃO DE LITERATURA

2.1 Sustentabilidade

O conceito de sustentabilidade mudou ao longo das décadas, deixando de considerar somente o aspecto ecológico e econômico, para também incluir a dimensão social a partir da década de 70 com a Conferência das Nações Unidas sobre o Meio Ambiente realizada em Estocolmo em 1972 e também consolidando-se com as discussões abertas durante a criação do Relatório Brundtland (BRUNDTLAND, 1987). Essa nova percepção atrela o desenvolvimento socio-econômico e a redução da pobreza diretamente com o desenvolvimento sustentável (NASCIMENTO, 2012).

No Brasil, Ghinis e Fochezatto (2013) verificaram que a construção civil foi a indústria que mais contribuiu com a redução da pobreza ao gerar uma grande quantidade de empregos e fornecendo rendas de valor maior quando comparado aos outros setores econômicos. Além dos empregos diretos, o ramo da construção também movimenta a economia em setores adjacentes aos da ciência e tecnologia (VIEIRA; NOGUEIRA, 2018). Ademais, obras de infraestrutura para transportes, fornecimento de água, esgoto e energia são essenciais ao conforto e saúde da população (FOSSATI, 2008).

Sendo assim, a construção civil tem enorme influência no desenvolvimento sustentável de um país, pois o setor contribui com grande parte da degradação do meio ambiente na forma de exploração de recursos naturais, geração de resíduos (COSTA, 2012) e alteração do meio em que está sendo inserido através da construção de produtos físicos com uma longa vida útil (FOSSATI, 2008), além de ser importante para o desenvolvimento socio-econômico nacional (VIEIRA; NOGUEIRA, 2018). Lucon, Vorsatz et al. (2014) concluíram que as edificações, em geral, são elementos-chave em qualquer estratégia de mitigação de danos e impactos ambientais, para isso verifica-se a necessidade da migração dos projetos tradicionais para projetos mais orientados a sustentabilidade.

Para a construção ser considerada sustentável, ela deve estar alinhada às diretrizes e recomendações de instrumentos e planos tal como a Agenda 21 (UNCED, 1992) que, em seu sétimo capítulo, delinea planos de ação e objetivos a serem cumpridos, especificamente, dentro do setor de desenvolvimento sustentável dos assentamentos humanos. Os principais objetivos a serem cumpridos incluem:

- promover abrigo adequado para todos;

- promover planejamento e manutenção do uso e ocupação do solo de maneira sustentável;
- promover a provisão integrada de infraestrutura sustentável;
- promover energia e sistemas de transporte sustentáveis em assentamentos humanos.

Para isso, deve-se incorporar e contemplar as três dimensões da sustentabilidade em todas as fases do ambiente construído, incluindo a idealização da estrutura, concepção do projeto, sua execução, uso, manutenção e desmonte, tais como listados por Motta e Aguilar (2009). O uso e manutenção de uma edificação são as fases do ciclo de vida (Figura 1) de uma edificação que mais causam impactos nas dimensões da sustentabilidade, mas é na fase de concepção e projeto que se tem a maior possibilidade de intervenção, possibilitando a implantação de estratégias sustentáveis já no início do ciclo de vida da construção (MOTTA; AGUILAR, 2009).

Figura 1 – Ciclo de vida de um produto



Fonte: Adaptado de Andrews et al. (2009)

Para tanto, é necessário a busca por ferramentas e metodologias que permitam uma análise mais detalhada dos impactos causados por cada fase da edificação afim de buscar soluções que irão auxiliar na mitigação destes impactos. Neste contexto, a metodologia do Pensamento do Ciclo de Vida (PCV) é uma ferramenta que considera o impacto ambiental, social e econômico de um produto durante todo seu ciclo de vida (ANDREWS et al., 2009) e tem como principal objetivo diminuir o impacto ambiental ao contribuir com a redução do uso de recursos naturais e emissões para o meio ambiente. Também possibilita uma melhora no desempenho socioeconômico da edificação ao longo de toda sua vida (VITORIO JR., 2020).

No escopo do Pensamento do Ciclo de Vida, no contexto da dimensão ambiental, existe a Avaliação do Ciclo de Vida (ACV) que é uma ferramenta de análise que avalia oportunidades e riscos associados com produtos e serviços durante todo seu ciclo de vida com o objetivo de alcançar o desenvolvimento sustentável (ANDREWS et al., 2009). Isto quer dizer que a ACV avalia os impactos potenciais de um produto desde a extração da matéria-prima (berço) até a disposição final do produto (túmulo) (COSTA, 2012).

Para a dimensão social realiza-se a Avaliação Social do Ciclo de Vida que tem como principal objetivo identificar as contribuições positivas e negativas que um produto ou serviço traz para a comunidade local (COSTA, 2012) e é vista como sendo um complemento necessário à ACV (ALMEIDA, 2009). Este método ainda está em desenvolvimento devido à natureza complexa dos vários fatores que englobam uma análise científica dos impactos sociais (VITORIO JR., 2020). Entretanto, pode-se citar como principais áreas de impacto social, fatores como a saúde e condições de vida, nutrição, educação e pesquisa, condições de trabalho, etc. (SCHMIDT et al., 2004).

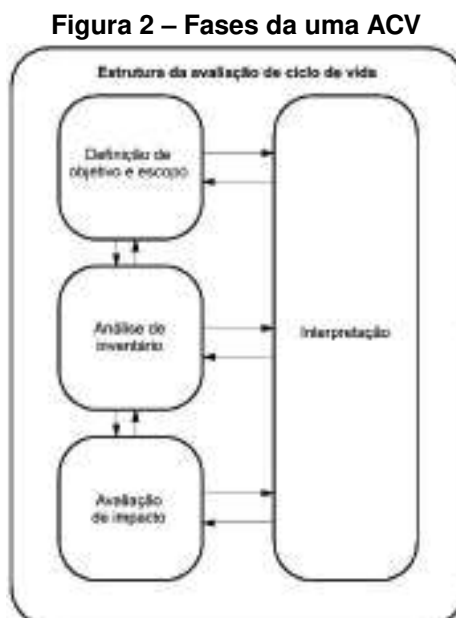
Na dimensão econômica a avaliação do Custo do Ciclo de Vida (CCV) realiza uma análise de custos e pode ser utilizada como uma ferramenta importante para mensurar o desempenho econômico de um projeto em uma técnica que possibilita a comparação de custo entre produtos do ponto de vista do ciclo de vida (MILANI, 2020). O Custo do Ciclo de Vida "avalia e resume o custo total do projeto" (VITORIO JR., 2020, pg.38) e inclui custos iniciais, custos de manutenção, reparo em um ciclo de vida especificado (MILANI, 2020) e, ainda, relaciona a viabilidade econômica de um produto/serviço em comparação a outro com o desempenho ambiental e social (REBITZER et al., 2006).

2.2 Avaliação do ciclo de vida

A Avaliação do Ciclo de Vida (ACV) de um produto só é possível quando se conhecem os dados sobre os componentes, materiais constituintes e processos transformadores nos ciclos de vida de um produto, pois, é a partir destes dados que se pode avaliar o seu valor e, conseqüentemente, os impactos e danos causados por ele (COSTA, 2012).

A normatização deste método no Brasil foi preconizada pela Organização Internacional de Normatização (ISO - *International Organization for Standardization*) através das normas NBR ISO 14040/2009 - Gestão ambiental - Avaliação do ciclo de vida - Princípios e estrutura (ABNT, 2009a) que descreve os princípios e a estrutura de uma ACV e abrange os estudos de ACV e do Inventário do Ciclo de Vida (ICV) e NBR ISO 14044/2009 - Gestão ambiental - Avaliação do Ciclo de Vida - Requisitos e orientações (ABNT, 2009b) que especifica requisitos e orientações para a ACV.

De acordo com a NBR14040 (ABNT, 2009a), a ACV apresenta quatro fases: definição de objetivo e escopo, análise do inventário, avaliação de impactos e, finalmente, a interpretação do ciclo de vida, conforme esquematizado na Figura 2.



Fonte: ABNT (2009a): NBR14040

2.2.1 Definição de objetivo e escopo

Na fase de definição do objetivo e escopo da ACV é importante deixar explícita a justificativa do estudo a ser conduzido e estabelecer a abrangência e detalhamento pretendidos de modo a ser compatível com os fins para o qual o estudo está sendo realizado (ABNT, 2009a). Isto é feito definindo as fronteiras do sistema e a unidade funcional da avaliação (VITORIO JR., 2020).

De acordo com Costa (2012, pg.58) a unidade funcional "pode ser definida como toda a construção, um edifício, uma área de trabalho, um componente, a energia consumida ou mesmo um material" e sua definição dentro da ACV é fundamental para sua validação (MACEDO, 2011). Em suma, a unidade funcional especifica qual unidade (serviço, produto, material, etc.) será estudada em função de "usos, limites geográfico, limites temporais" (MACEDO, 2011, pg.58).

Já a fronteira do sistema, de acordo com Costa (2012, pg. 59) "determina quais os processos unitários serão incluídos dentro da ACV", ou seja, deve especificar quais etapas do ciclo de vida do projeto/produto serão considerados na análise.

Ademais, ao realizar um estudo de ACV, deve-se determinar quais são as categorias de impacto, indicadores e modelos de caracterização utilizados, estes estão relacionados "às questões ambientais relevantes às quais os resultados da análise do inventário podem ser associados" (COSTA, 2012, pg.60).

2.2.2 Inventário do Ciclo de Vida (ICV)

A fase do Inventário do Ciclo de Vida (ICV) refere-se ao conjunto de dados de entrada/saída associados ao sistema analisado (ABNT, 2009b). Isto envolve a coleta, agrupamento e modelagem dos dados necessários referentes à unidade funcional definida previamente e que devem ser suficientes e apropriados ao escopo e objetivo do estudo (MILANI, 2020).

Estes dados podem ser primários, ou seja, quando são coletados diretamente pelos responsáveis pela realização da ACV através de medições, coletas ou outros métodos. Ou no caso de impossibilidade de coleta de dados de maneira primária, pode-se realizar uma busca em outras fontes (literatura ou fornecidos por terceiros) para realização da ACV (VITORIO JR., 2020). Neste caso, a NBR 14044 (ABNT, 2009b) chama atenção para necessidade da realização de adaptações e eventuais ajustes necessários.

A análise do ICV envolve procedimentos de cálculo que permitem a quantificação de energia e matéria-prima e outros fatores como emissões atmosféricas, resíduos sólidos, entre outros aspectos ambientais (NIGRI et al., 2014) associadas ao produto ao longo de todo o seu ciclo de vida, por isso também é conhecida como balanço de massa-energia (COSTA, 2012) e seu resultado permite colocar em evidência os fatores de alteração ambientais de interesse (RIOS, 2014).

A importância desta fase dentro da ACV levou à criação de bancos de dados por vários países (SANTIAGO, 2019). Cita-se o *Ecoinvent*, banco de dados suíço que foi desenvolvido pelo Instituto Federal Suíço para Pesquisa e Teste dos Materiais (EMPA), a "Rede de Inventários do Ciclo de Vida Alemã" (Alemanha), o *Centre for Environmental Assessment of Product and Material Systems* na Suécia e o Projeto Nacional de Avaliação do Ciclo de Vida, desenvolvido pelo governo japonês (MENDES, 2013). Dentre estes, destaca-se o *Ecoinvent* que é uma das maiores bases de dados de Ciclo de Vida no mercado contendo mais de 15.000 entradas em diversas áreas como energia, agricultura, materiais de construção, etc. e é amplamente utilizado em projetos de ACV (SIMAPRO, 2021).

2.2.3 Avaliação de Impacto do Ciclo de Vida

Na etapa de Avaliação de Impacto do Ciclo de Vida (AICV), busca-se "estudar a significância dos impactos ambientais potenciais utilizando os resultados do ICV" (ABNT, 2009a, pg.15) através dos seguintes elementos obrigatórios de avaliação (COSTA, 2012):

- seleção de categorias de impacto, indicadores de categorias e modelos de caracterização

- classificação (verificar onde os impactos são mais relevantes);
- caracterização (cálculo dos resultados).

As categorias de impacto são representações de questões ambientais de interesse e a elas são atribuídas valores através de duas classificações dentro dos métodos: *midpoint* e *endpoint* (COSTA, 2012). A abordagem pela metodologia *midpoint* ou "problema-orientado" classifica os fluxos de dados em temas ambientais de impactos potenciais, ou seja, quanta influência tal produto terá em impactos como o efeito estufa, o esgotamento dos recursos naturais, eutrofização, etc. Já a abordagem dano-orientado (ou *endpoint*) trata de danos reais causados ao ser humano, ao meio-ambiente e aos recursos naturais disponíveis (COSTA, 2012).

As duas abordagens possuem seus respectivos pontos fortes e fracos e, em 2000, foi realizada uma sessão onde especialistas em ACV chegaram à conclusão que seria desejável que ambas categorias pudessem ser utilizadas dentro de uma só metodologia e desta necessidade surgiu o método ReCiPe (GOEDKOOPE et al., 2008) que é uma continuação dos métodos Eco-Indicator 99 e CML 2002, estes sendo métodos que são frequentemente utilizados em Avaliações do Ciclo de Vida e citados em artigos científicos (MENDES, 2013).

O método ReCiPe (GOEDKOOPE et al., 2008) "integra e harmoniza as abordagens *midpoint* e *endpoint* em uma estrutura consistente" (MENDES, 2013, pg.59). A Figura 3 traz uma representação simplificada de como o método ReCiPe correlaciona as abordagens. No exemplo da Figura 3, o resultado do Inventário do Ciclo de Vida (equivalente a emissões) é convertido em categorias de impacto *midpoint* e, por fim, este impacto médio é convertido e agregado em categorias de danos *endpoint*. (GOEDKOOPE et al., 2008)

Figura 3 – Harmonização *midpoint-endpoint* pelo método ReCiPe



Fonte: Adaptado de Goedkoop et al. (2008)

Os Quadros 1 e 2 trazem todas as categorias de impacto e danos consideradas dentro das abordagens *midpoint* e *endpoint*, respectivamente.

O principal objetivo do método ReCiPe é converter os resultados obtidos na AICV em "um número limitado de pontuações de indicadores" (MILANI, 2020, pg. 62) que apontam a gravidade relativa de cada categoria de impacto.

Quadro 1 – Categorias de impacto ambiental *midpoint* ReCiPe 2016

Categorias de impacto <i>midpoint</i> ReCiPe 2016	Unidade
Mudanças climáticas	GWP (kg CO ₂ eq)
Depleção do ozônio estratosférico	ODP (kg CFC-11 eq)
Radiação ionizante	IRP (kBq Co-60 eq)
Formação de ozônio fotoquímico - saúde humana	HOFP (kg NO _x eq)
Formação de material particulado	PMFP (kg PM2.5 eq)
Formação de ozônio fotoquímico - ecossistemas terrestres	EOFP (kg NO _x eq)
Acidificação terrestre	TAP (kg SO ₂ eq)
Eutrofização em água doce	FEP (kg P eq)
Eutrofização marinha	MEP (kg N eq)
Ecotoxicidade terrestre	TETP (kg 1,4-DCB)
Ecotoxicidade em água doce	FETP (kg 1,4-DCB)
Ecotoxicidade marinha	METP (kg 1,4-DCB)
Toxicidade humana - cancerígena	HTPc (kg 1,4-DCB)
Toxicidade humana - não cancerígena	HTPnc (kg 1,4-DCB)
Ocupação do solo	LOP (m ² a crop eq)
Depleção de recursos minerais	SOP (kg Cu eq)
Depleção de combustíveis fósseis	FFP (kg oil eq)
Consumo de água	WCP (m ³)

Fonte: VITORIO JR. (2020)

Quadro 2 – Categorias de danos *endpoint* ReCiPe 2016

Categorias de impacto <i>endpoint</i> ReCiPe 2016	Unidade
Danos à saúde humana	HH (DALY)
Danos à diversidade dos ecossistemas	ED (species.yr)
Danos à disponibilidade de recursos	RA (USD2013)

Fonte: VITORIO JR. (2020)

Dentro do método ReCiPe têm-se a possibilidade de escolha da ponderação dos impactos por meio de três perspectivas culturais: hierárquica (H), igualitária (E) e individualista (I) (VITORIO JR., 2020). Dentro dos modelos de danos e dos mecanismos ambientais há incertezas, devido ao nível de incompletude que acompanha o estado de arte dos relacionamentos modelados (MILANI, 2020). A inserção de diferentes perspectivas culturais possibilita agrupar as fontes de incerteza e as diferentes escolhas em um número limitado de perspectivas (GOEDKOOP et al., 2008).

As perspectivas culturais utilizadas pelo ReCiPe são aquelas delineadas por Thompson, Ellis e Wildavsky (1990) em seu livro "Teoria Cultural". Cada perspectiva retrata modos de vida ou perfis com valores e ideais compartilhados (MARTZ, 1990). Estas perspectivas aplicadas dentro do contexto da AICV podem ser resumidas como (GOEDKOOP et al., 2008):

- Perspectiva individualista (I): baseada em interesses de curto-prazo, tipos de impacto que são incontestados e uma visão otimista em relação à adaptação humana tecnológica;
- Perspectiva hierárquica (H): baseada nos princípios e diretrizes mais comuns no que se diz respeito a prazos e outras questões;

- Perspectiva igualitária (E): a perspectiva mais cautelosa, pois considera prazos longos e tipos de impacto que ainda não estão completamente estabelecidos mas para quais já existe alguns indicadores.

A pontuação final nas abordagens *midpoint* e *endpoint* variam conforme a perspectiva escolhida para análise do ICV. A Tabela 1 traz um resumo dos pesos dados a cada dimensão da sustentabilidade para as diferentes perspectivas.

Tabela 1 – Ponderação das perspectivas de análise do modelo

Dimensão da sustentabilidade	Perspectiva		
	Hierárquica (H)	Igualitária (E)	Individualista (I)
Ambiental	40%	50%	25%
Social	40%	30%	55%
Econômica	20%	20%	20%

Fonte: Adaptado de Vitorio Jr. (2020)

O Quadro 3 traz uma visão geral de alguns fatores considerados dentro de cada perspectiva cultural para algumas categorias de impacto a *midpoint*.

Quadro 3 – Diferenças entre as perspectivas culturais dentro da categoria de impacto *midpoint*

Categoria de impacto <i>midpoint</i>	Perspectivas		
	Individualista (I)	Hierárquica (H)	Igualitária (E)
mudanças climáticas	20 anos*	100 anos	500 anos
acidificação terrestre	20 anos	100 anos	500 anos
toxicidade humana	- 100 anos - orgânicos: todas rotas de exposição - metais: somente ar e água potável - somente alguns químicos carcinogênicos	- infinito - todas rotas de exposição para todos componentes químicos - todos químicos carcinogênicos	- infinito - todas rotas de exposição para todos componentes químicos - todos químicos carcinogênicos
ecotoxicidade terrestre	100 anos	infinito	infinito
ecotoxicidade em água doce	100 anos	infinito	infinito
ecotoxicidade marinha	- 100 anos - mares e oceanos para orgânicos e metais não-essenciais - para metais essenciais: apenas mares inclusos	- infinito - mares e oceanos para quaisquer químicos	- infinito - mares e oceanos para quaisquer químicos
radiação ionizante	100 anos	100.000 anos	100.000 anos

* horizonte de tempo considerado

Fonte: Adaptado de Goedkoop et al. (2008)

2.2.4 Interpretação do Ciclo de Vida

Segundo a NBR 14044 (ABNT, 2009b) a fase de Interpretação do Ciclo de Vida inclui a identificação das questões mais relevantes baseado nos resultados das fases anteriores, realizar uma avaliação do estudo no contexto de verificação da confiabilidade dos resultados e, por último, retirar as conclusões necessárias ao objetivo da ACV, delinear as limitações do estudo e finalizar com recomendações.

A Interpretação do Ciclo de Vida faz, portanto, uma avaliação das "necessidades e oportunidades para reduzir os impactos sobre o meio ambiente associados ao ciclo de vida do produto" (COSTA, 2012, pg.71) e suas conclusões podem servir como guias para os tomadores de decisão ao considerarem os aspectos ambientais em seus critérios (MENDES, 2013).

Nesta fase final, estudos de sensibilidade são necessários para verificar a validade e confiabilidade dos valores atribuídos aos parâmetros (RIOS, 2014) assim como reconhecer e expor possíveis limitações no estudo da ACV (MENDES, 2013).

Em suma, o objetivo principal da Interpretação do Ciclo de Vida é resumir e discutir os resultados e conseqüentemente formar conclusões e fazer "recomendações pertinentes aos objetivos e questionamentos propostos" (COSTA, 2012, pg.71).

2.3 Elementos de fundação

Denomina-se elemento de fundação toda estrutura que recebe as cargas de construções e as transmite ao solo de maneira segura. Isto é conseguido distribuindo tais cargas em elementos que terão grandes áreas de contato com o solo (fundações rasas) ou através do uso de fundações profundas que transmitem os esforços pela sua grande área lateral e pela suas pontas (fundações profundas) (BOTELHO, 2015).

A NBR 6122/2019: Projeto e execução de fundações (ABNT, 2019) traz em seu escopo as definições de ambos tipos de fundações assim como os parâmetros técnicos de dimensionamento e de execução a ser seguidos para garantir a segurança do conjunto superestrutura-fundação-solo. Em fundações executadas em concreto, é necessário que o projetista atenda as recomendações da NBR 6118/2014: Projeto de estruturas de concreto - procedimento (ABNT, 2014).

A escolha do tipo de fundação depende de fatores como as características da construção e, por conseqüência, quais cargas que serão transmitidas pela estrutura, as características do solo que deverão ser obtidas através de ensaios de investigação geotécnica normatizados, quais são os equipamentos disponíveis na região e se há ou não a presença de mão-de-obra especializada quando necessário (DANZIGER; LOPES, 2021). Uma vez que haja segurança do ponto de vista técnico, outros fatores mais comumente considerados são o fator econômico e o prazo de execução.

Em vista disso, a norma de fundações, NBR 6122 (ABNT, 2019) recomenda a realização de investigações geotécnicas do subsolo para se obter o conhecimento do solo e do material que irá suportar todo o peso da estrutura de forma a garantir a estabilidade e segurança a longo prazo. O custo de uma investigação geotécnica fica em torno de apenas 0,5% e 1,0% do valor da obra (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020).

Atualmente, o ensaio SPT (*Standard Penetration Test*) é amplamente utilizado por ser de fácil execução, bem difundido e apresentar excelente custo-benefício. Através dele, obtém-se informações importantes como a estratigrafia e classificação dos solos por meio da retirada de amostras, além da posição do nível d'água e o índice de resistência à penetração (N_{spt}), que serve como parâmetro para determinar a resistência mecânica das camadas identificadas (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020). Seu procedimento é determinado pela NBR 6484/2020: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio (ABNT, 2020).

Independente do tipo de fundação escolhido, todo projeto deve assegurar que os elementos estruturais apresentem segurança contra os estados limites definidos por norma, que neste caso, representam aos mecanismos que conduzem ao colapso da fundação.

2.3.1 Fundação rasa (direta)

Denomina-se fundação rasa (ou direta ou superficial) "todo elemento de fundação cuja base está assentada em profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação" (ABNT, 2019, pg.5). No caso onde o solo nas camadas superficiais do terreno apresenta resistência suficiente, as fundações rasas têm suas bases apoiadas diretamente nestas camadas e são responsáveis por distribuir as cargas ao solo (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020).

Dentre as fundações rasas mais utilizadas, estão as sapatas isoladas, executadas em concreto armado, cujas tensões de tração são resistidas pela armadura (ABNT, 2019).

As sapatas mais frequentemente utilizadas são as quadradas, retangulares e corridas e seu dimensionamento geométrico e posicionamento em planta é o primeiro passo a ser tomado quando se dimensiona uma fundação direta, dado uma tensão admissível do solo (σ_{adm}), que deverá ser previamente estimada (TEIXEIRA; GODOY, 1998).

A opção pela fundação tipo sapata será possível quando o solo for denominado denso, ou seja, quando os valores do ensaio de penetração (SPT) forem maiores do que 15 nas camadas correspondentes às cotas de escavação (TEIXEIRA; GODOY, 1998). Isto deve ser atendido para evitar a ruptura do solo e eventuais recalques e

deslocamentos que venham a prejudicar o desempenho da fundação ao longo do tempo (DAS, 2016).

2.3.1.1 Tensão admissível do solo

Denomina-se capacidade de carga do solo aquela onde, aplicado uma carga advinda do elemento de fundação, ocorra a ruptura do solo e o surgimento de recalques e deslocamentos excessivos (TEIXEIRA; GODOY, 1998). Este valor deve ser minorado por um fator de segurança afim de proteger a fundação contra este estado de ruptura. É adotado como sendo 2, quando a capacidade de carga foi obtida através do ensaio de Prova de Carga Sobre Placa, ou 3 quando outros métodos foram aplicados (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020), (ABNT, 2019).

A capacidade de carga dos solos depende diretamente do tipo de solo e das características geométricas da fundação (dimensão, forma e profundidade) (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020) e pode ser determinada, de acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019) através de métodos semiempíricos que relacionam os resultados de ensaios como o SPT com as tensões admissíveis.

Teixeira e Godoy (1998) propuseram uma equação geral para determinar a capacidade de carga de qualquer tipo de solo a partir dos resultados obtidos no ensaio SPT. Pressupondo que as camadas abaixo das de suporte não tenham resistência menor e qualidade inferior do que as camadas consideradas para o cálculo do valor médio do SPT e já considerando o fator de segurança 3, para métodos semiempíricos, pode-se calcular a tensão admissível do solo através da Equação 1.

$$\sigma_{adm} = \frac{0,02N_{medio}}{3} \quad (\text{MPa}) \quad (1)$$

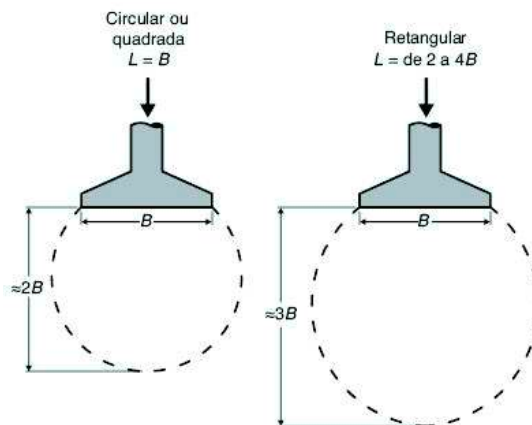
Onde N_{medio} é a média dos valores do SPT obtidos nas camadas inclusas pelo bulbo de tensões gerado pelo solo a partir da carga originada nas sapatas. Teixeira e Godoy (1998) sugeriram o valor desta profundidade como sendo $1,50B$, porém, Albuquerque e Garcia (2020) recomendam $2B$ para sapatas quadradas e $3B$ para retangulares, como pode ser visto na Figura 4.

B é definido como sendo o valor da menor dimensão em planta da sapata.

2.3.1.2 Dimensionamento sapatas isoladas

Para a realização do projeto de uma sapata isolada deve-se, primeiramente, determinar as dimensões em planta. Em seguida determinar a altura, realizar o dimensionamento das armaduras e, por fim, realizar as verificações de segurança necessárias.

Figura 4 – Profundidade do bulbo de tensões para sapatas



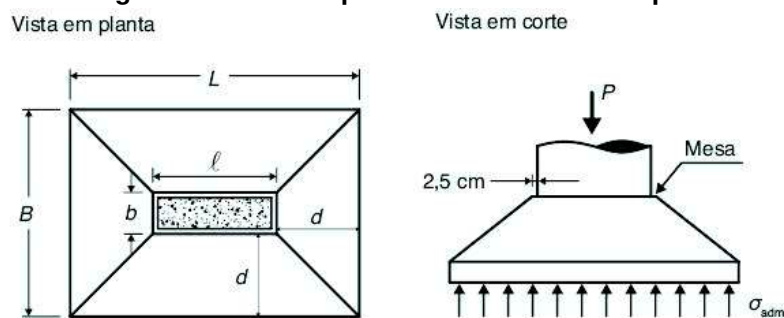
Fonte: Adaptado de Albuquerque e Garcia (2020)

2.3.1.2.1 Dimensões em planta

Seja l e b as dimensões do pilar representado na Figura 5, considerando-se que o pilar está transmitindo uma solicitação característica vertical S_k , obtém-se a área necessária de contato da sapata com o solo através da Equação 2, onde σ_{adm} é a tensão admissível do solo.

$$A_{sap} = \frac{wS_k}{\sigma_{adm}} = LB \quad (2)$$

Figura 5 – Vista em planta e corte de uma sapata



Fonte: Albuquerque e Garcia (2020)

Onde w majora o valor da solicitação para incluir o peso próprio da sapata (que é, inicialmente, um valor desconhecido) tal como recomenda a NBR 6122 ABNT (2019, pg.15). Este valor deve ser tomado como 5% da carga vertical (S_k), segundo a ABNT (2019), porém Alva (2007a) recomenda o valor para w como sendo 1,10 para sapatas rígidas e Bastos (2019) também adota 1,10 para incluir o peso do solo devido ao reaterro e outras cargas que eventualmente podem vir a atuar.

As dimensões dos lados das sapatas devem ser valores inteiros arredondados para valores múltiplos de 5 cm por razões construtivas. Ademais, a NBR 6122 ABNT (2019, pg.24) exige que estas dimensões não sejam inferiores do que 60 cm.

O topo da sapata deve ser um plano horizontal, chamado de mesa, e suas dimensões devem garantir uma folga dentre a 2,5cm e 3cm para facilitar o apoio da fôrma do pilar em cima da sapata, conforme pode ser visto na Figura 5 (BASTOS, 2019).

De maneira a garantir que o dimensionamento seja considerado econômico, ou seja, para que os momentos sejam iguais nos quatro balanços e que a seção da armadura seja igual nos dois sentidos, deve-se definir L e B para que os balanços sejam aproximadamente iguais, ou seja $L - B = l - b$.

Nos casos onde não é possível atender o dimensionamento econômico, Alonso (1983) recomenda que, sempre quando possível, a relação entre os lados L e B deverá ser menor ou igual do que 2,5 enquanto Bastos (2019) cita o valor de 3.

Atendendo as condições citadas, Bastos (2019) apresenta a Equação 3 para determinar a menor dimensão da sapata, quando os balanços nos dois lados são iguais, a partir das dimensões dos pilares e a área necessária de contato obtida na Equação 2.

$$B = \frac{b - l}{2} + \sqrt{\frac{(l - b)^2}{4} + A_{sap}} \quad (3)$$

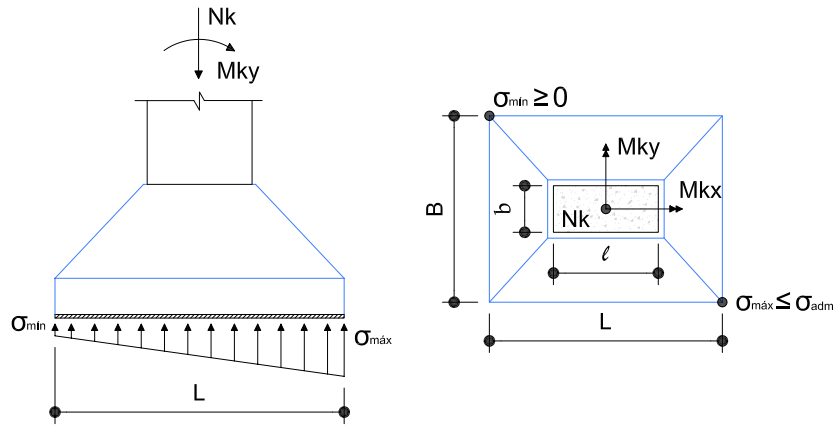
Quando os balanços são diferentes, define-se um valor para L/B entre 1 e 3 e calcula-se a área da sapata a partir destes valores até que os valores obtidos satisfaçam as verificações de segurança necessárias.

Na prática, ocorre que além da solicitação característica vertical (S_k), surgem também momentos fletores em uma ou ambas direções. Estes esforços são devido à ações do vento, cargas transitórias, etc. (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020) e podem causar o surgimento de tensões de tração na sapata (Figura 6). Para forças verticais excêntricas nas duas direções ortogonais, têm-se: $M_{kx} = wS_k e_y$ e $M_{ky} = wS_k e_x$, onde e_y e e_x são as excentricidades da força S_k .

Entretanto, a NBR 6122 ABNT (2019, pg.23) exige que o solo seja considerado um elemento não resistente à tração no momento do dimensionamento e que, para atender aos estados limites último de ruptura, as tensões máximas sejam menores do que a tensão admissível do solo para cargas centradas. Para cargas excêntricas, as tensões máximas e mínimas na sapata devido às solicitações são dadas pelas Equações 4 e 5 e também demonstradas na Figura 6 (BASTOS, 2019),

$$\sigma_{max} = \frac{wS_k}{LB} \left[1 + \frac{6e_x}{L} + \frac{6e_y}{B} \right] \leq \sigma_{adm} \quad (4)$$

Figura 6 – Momentos fletores em uma sapata



Fonte: Autoria própria

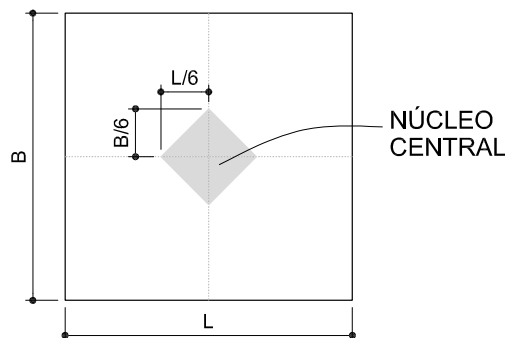
$$\sigma_{min} = \frac{wS_k}{LB} \left[1 - \frac{6e_x}{L} - \frac{6e_y}{B} \right] \geq 0 \quad (5)$$

Para que as condições da Equação 5 sejam aceitas é necessário que a excentricidade da força causadora do momento esteja dentro dos limites do núcleo central (BASTOS, 2019), ou seja, que a Equação 6 seja satisfeita.

$$\frac{e_x}{L} + \frac{e_y}{B} \leq \frac{1}{6} \quad (6)$$

O núcleo central é a região de uma seção transversal onde, dado solicitações de momento, a linha neutra não corta a seção resultando na ocorrência de tensões de apenas um sinal (apenas compressão ou apenas tração). Para uma seção retangular, o núcleo central é um polígono de quatro lados delimitado por $L/6$ e $B/6$ tal como pode ser visto na Figura 7 (PROENÇA, 2018).

Figura 7 – Núcleo central de uma seção retangular



Fonte: Autoria Própria

2.3.1.2.2 *Altura da sapata*

Para se determinar a altura de uma sapata, deve-se garantir que esta seja grande o suficiente para evitar a necessidade de armadura transversal, já que estes estribos teriam alturas variáveis e de difícil montagem em obra. Para isto, deve-se garantir que os esforços cortantes sejam resistidos apenas pela resistência do concreto (BASTOS, 2019).

As sapatas podem ser classificadas em rígidas ou flexíveis, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) e sua rigidez é um dos fatores que influenciam como ocorre a distribuição de tensões no solo, além do tipo de solo e a intensidade e características dos esforços solicitantes. Sapatas rígidas não se curvam, exercem pressão não uniforme no solo e seus recalques, quando existirem, se dão de maneira uniforme. Entretanto, as características de não-uniformidade das tensões no solo não são consideradas devido às incertezas que cercam sua determinação, além do fato de que sua influência nas sapatas rígidas são relativamente pequenas e podem ser ignoradas. (BASTOS, 2019).

Por isto, é preferível, no projeto de fundações que as sapatas tenham sua rigidez garantida, por serem menos deformáveis, mais seguras e por não serem sujeitas à ruptura por punção (BASTOS, 2019).

A altura mínima da sapata para que esta seja considerada rígida, de acordo com a NBR 6118 ABNT (2014), deve ser determinada pela Equação 7 e sua verificação feita para ambas as direções.

$$h \geq \frac{L - l}{3} \quad (7)$$

Outra norma frequentemente considerada nos projetos de sapatas é aquela elaborada pelo Comitê Europeu de Concreto (CEB, 1970) e, neste caso, para que a sapata seja considerada rígida, a relação da Equação 8 deve ser respeitada.

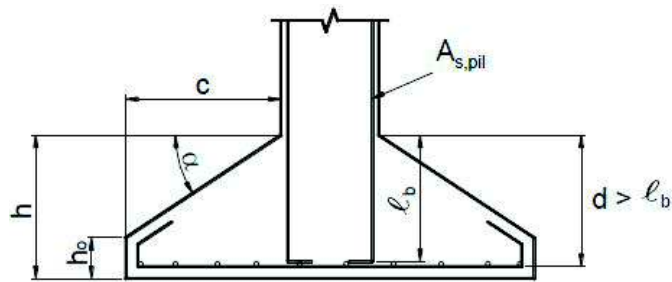
$$0,5 \leq \frac{h}{c} \leq 1,5 \quad (8)$$

Onde c é o balanço da sapata, conforme pode ser visto na Figura 8.

Ademais, por razões construtivas, recomenda-se atender a relação da Equação 9 e garantir que o ângulo α , mostrado na Figura 8 seja menor que 30° , para que seja dispensado o uso de fôrmas na construção da sapata, devido ao ângulo do talude natural do concreto fresco (BASTOS, 2019).

$$h_o \geq \begin{cases} h/3 \\ 15cm \end{cases} \quad (9)$$

Figura 8 – Altura recomendada para sapatas



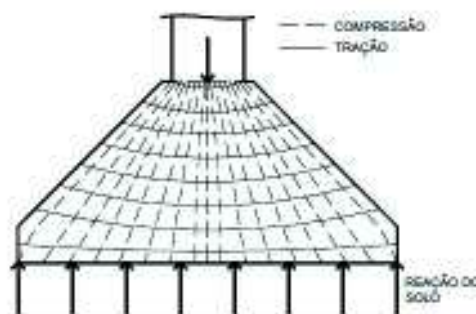
Fonte: Bastos (2019)

Por fim, a sapata deve ter altura suficiente para comportar todo o comprimento da armadura de ancoragem do pilar (l_b) e ainda respeitar o cobrimento necessário de armadura pelo concreto definido pela NBR 6118 (ABNT, 2014). O comprimento de ancoragem depende da classe do concreto, da bitola da armadura e de sua resistência mecânica, a existência ou não de ganchos e se a região considerada tem boa ou má aderência, conforme recomendado pela NBR 6118 (ABNT, 2014). Estes valores foram calculados e tabelados por Bastos (2019). O cobrimento mínimo necessário exigido pela NBR 6118 (ABNT, 2014) depende da classe de agressividade ambiental do local e do tipo de elemento estrutural.

2.3.1.2.3 Dimensionamento das armaduras

A sapata isolada pode ser comparada a uma laje lisa invertida, devido aos balanços ao redor do pilar e ao fato de estar submetida a esforços internos compostos por momentos e força cortante. A sapata rígida, em específico, trabalha à flexão e ao cisalhamento em ambas as direções. A Figura 9 demonstra a trajetória das tensões principais na sapata (compressão e tração), devido aos esforços solicitantes.

Figura 9 – Trajetória de tensões na sapata isolada



Fonte: Bastos (2019)

A inclinação das trajetórias dos esforços de compressão justificam o formato não cúbico da sapata com o objetivo de economizar concreto. Os esforços de tração,

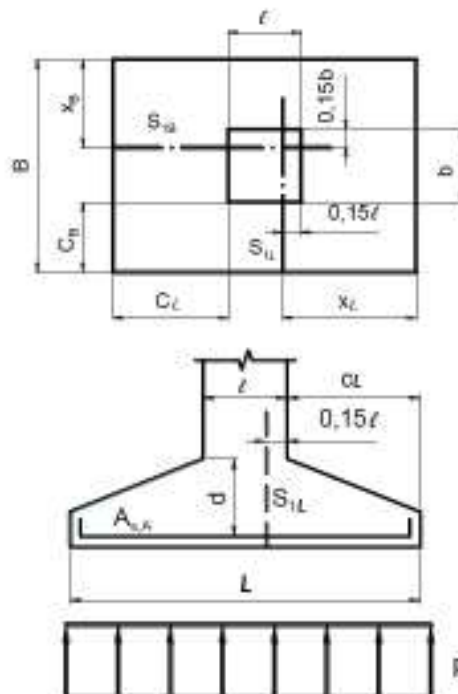
admitidos uniformes desde que um lado da sapata não seja muito maior do que o outro, causam a necessidade da introdução de uma armadura principal em ambas direções, de maneira perpendicular, resultando numa malha de aço na parte inferior da sapata, perto da base conforme orientado pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

A determinação da área necessária de aço pode ser realizada através do método abordado pelo CEB (1970) ou utilizando o Método das Bielas (BLEVOT; FREMY, 1967). Neste trabalho, o método utilizado é o do CEB (1970). Para isto, a condição que deverá ser atendida é aquela expressa na Equação 10.

$$\frac{h}{2} \leq c \leq 2h \quad (10)$$

Considera-se que a reação do solo p reage na base da sapata devido às solicitações normais e de momento e são planas devido ao comportamento elástico do solo (BASTOS, 2019), como pode ser observado nas Figuras 9 e 10. Neste caso, o processo de dedução das equações são feitas de maneira similar ao que se faz no processo de cálculo da armadura longitudinal de vigas submetidas à flexão simples e é encontrado de maneira mais detalhada em Bastos (2017).

Figura 10 – Seções utilizadas para cálculo do momento solicitante de cálculo



Fonte: Adaptado de Bastos (2019)

A reação do solo sobre a base da sapata pode ser calculada através da Equação 11 e, neste caso, não se considera o peso próprio da sapata nem o peso do solo que estará acima dela, já que estes não causam esforços de flexão (BASTOS, 2019).

$$p = \frac{S_d}{LB} \quad (11)$$

Onde S_d é a sollicitação de cálculo tomada como $1,4S_k$ para cargas permanentes para ponderação dos esforços sollicitantes. Estes valores são sugeridos pela NBR 8681/2003: Ações e segurança nas estruturas: Procedimento (ABNT, 2003). Os momentos fletores de cálculo para a definição da área de aço das armaduras são determinados através de seções de referência (Figura 10) e podem ser calculados diretamente através das Equações 12 e 13 para o maior e menor lado da sapata, respectivamente.

$$M_{1L} = p \frac{x_L^2}{2} B \quad (12)$$

$$M_{1B} = p \frac{x_B^2}{2} L \quad (13)$$

Onde: $x_L = c_L + 0,15l$ e $x_B = c_B + 0,15b$.

Estes momentos serão utilizados, por fim, para calcular a área de aço necessária para cada lado da sapata, através da Equação 14. É realizada uma aproximação onde considera-se que a seção comprimida de concreto na sapata seja considerada como um retângulo tal que o braço de alavanca seja igual a $0,85d$, onde d é definido como sendo a altura útil do elemento estrutural (BASTOS, 2019).

$$A_s = \frac{M_d}{0,85(d)f_{yd}} \quad (14)$$

Onde: $M_d = 1,4M_1$ é o momento sollicitante de cálculo de acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2003). De maneira semelhante, divide-se o valor da resistência mecânica do aço CA-50 por 1,15 para obter o valor da resistência de cálculo do aço (f_{yd}), conforme pode ser visto de maneira mais detalhada em Camacho (2005).

Observa-se que a NBR 6118 não especifica uma armadura mínima para as sapatas (ABNT, 2014), portanto não será feita esta verificação. A partir da área de aço obtida na Equação 14, respeitando um espaçamento entre as barras de $10cm \leq S \leq 20cm$ e adotando um diâmetro para as barras de aço CA-50 de 10mm, pode-se dividir a área de aço pela sua respectiva dimensão da sapata para obter a densidade de armadura necessária em cm^2/m , e com este valor, utilizar o Anexo A-11 encontrado em Bastos (2019) para obter o espaçamento entre as barras necessário.

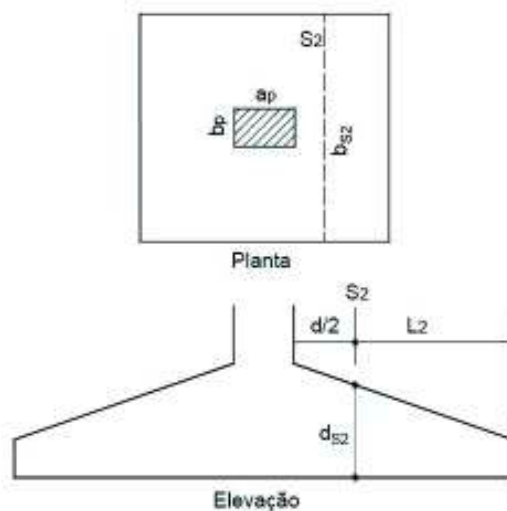
O número de barras para a dimensão B pode ser calculado pela Equação 15 e de maneira análoga para a dimensão L. A NBR 6118 (ABNT, 2014) exige que as barras possuam comprimento o suficiente para se estender até as extremidades dos lados da sapata, respeitando o cobrimento. As barras devem terminar em ganchos, porém a norma não traz especificações quanto ao seu comprimento (ABNT, 2014).

$$N = \frac{B - 2(\text{cobrimento}) - \phi_{sap}}{S} + 1 \quad (15)$$

2.3.1.2.4 Verificações de segurança

As sapatas, assim como as lajes, são dimensionadas de modo que o próprio concreto seja capaz de resistir aos esforços cortantes no intuito de dispensar o dimensionamento de armaduras transversais. A verificação da cortante é feita utilizando uma seção de referência S2, distante $d/2$ da face do pilar, como pode ser visto na Figura 11.

Figura 11 – Seção utilizada para verificação do cisalhamento



Fonte: Adaptado de Alva (2007b)

Neste caso, define-se d , como sendo a altura útil da sapata (junto à face do pilar); d_{S2} é a altura útil da sapata na seção S2 na direção analisada e L_2 é o vão do balanço onde atuam as cargas associadas às pressões do solo sobre a base da sapata.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), para dispensar o uso de armaduras transversais, a força cortante solicitante na seção S2 (V_{sd}) não pode superar a força resistente ao cisalhamento (V_{rd1}), conforme dita a Equação 16 (ALVA, 2007b).

$$V_{sd} \leq V_{rd1} \quad (16)$$

A força cortante resistente de cálculo é dada pela Equação 17 (ALVA, 2007b).

$$V_{Rd1} = \tau_{Rd} k (1,2 + 40\rho_1) b_{S2} (d_{S2}) \quad (17)$$

Onde:

$$\tau_{Rd} = 0,0375 (f_{ck})^{2/3} \quad (18)$$

Com f_{ck} em MPa. E, ainda:

$$k = |1,6 - d_{S2}| \geq 1,0 \quad (19)$$

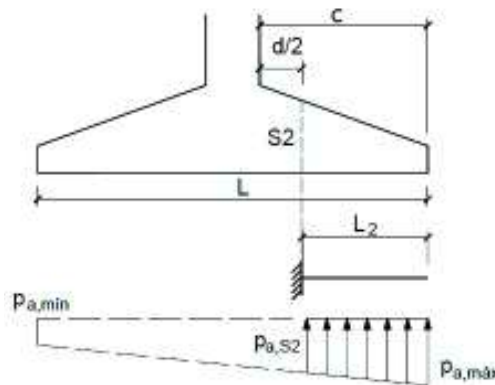
Com d em metros. Tem-se, também:

$$\rho = \frac{A_{s,ef}}{b_{S2} (d_{S2})} \leq 0,02 \quad (20)$$

Onde $A_{s,ef}$ é a área de aço da armadura longitudinal na seção S_2 e b_{S2} é a largura da seção S_2 na direção analisada. Observa-se que esta verificação deverá ser realizada em ambas as direções (ALVA, 2007b).

A força cortante solicitante de cálculo na seção S_2 ($V_{sd} = V_{L,S2}$) é dada pela Equação 21, obtida por semelhança de triângulos (Figura 12) (ALVA, 2007b).

Figura 12 – Carga distribuída sob a base da sapata



Fonte: Adaptado de Alva (2007b)

$$V_{L,S2} = \frac{(P_{L,max} + P_{L,S2}) L_2}{2} \quad (21)$$

Tal que $P_{L,S2}$ é a força atuante na seção S_2 sobre a base da sapata e é determinada através da Equação 22, obtida por semelhança de triângulos (Figura 12).

$$P_{L,S2} = P_{L,max} - \frac{(P_{L,max} - P_{L,min}) L_2}{L} \quad (22)$$

Onde $L2$ pode ser calculado através da Equação 23 e as cortantes máximas e mínimas ($P_{L,max}$ e $P_{L,min}$) são obtidas através de uma variação da Equação 4 (Equações 24 e 25):

$$L2 = \frac{L - l}{2} - \frac{d}{2} \quad (23)$$

$$P_{L,max} = \frac{wNd}{L} \left[1 + \frac{6e_x}{L} \right] \quad (24)$$

$$P_{L,min} = \frac{wNd}{L} \left[1 - \frac{6e_x}{L} \right] \quad (25)$$

Ademais, observa-se na Figura 9 um acúmulo de tensão de compressões diagonais (σ_{II}) no topo da sapata, especificamente dentro do perímetro do pilar (superfície crítica). Nesta região, devido ao risco de uma possível ruptura, deve ser feita uma verificação da compressão da biela diagonal para garantir que não haverá o rompimento do concreto (BASTOS, 2020). Essa verificação é feita indiretamente através da comparação entre a tensão de cisalhamento solicitante (τ_{sd}) com a tensão de cisalhamento resistente (τ_{rd2}), sendo que a condição de segurança é dada pela Equação 26, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014).

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd2} \quad (26)$$

Onde a tensão solicitante pode ser calculada pela Equação 27 (ALVA, 2007b).

$$\tau_{sd} = \frac{N_d}{ud} \quad (27)$$

Onde N_d é a solitação vertical de cálculo ($1,4S_k$); u é o perímetro do pilar e d é a altura útil.

A tensão resistente τ_{rd} é determinada em função da classe de concreto, através da Equação 28 (ALVA, 2007b).

$$\tau_{rd} = 0,27\alpha_v(f_{cd}) \quad (28)$$

Tal que α_v é um adimensional determinado por:

$$\alpha_v = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (29)$$

Com f_{ck} em MPa.

2.3.2 Fundação profunda

Denomina-se fundação profunda todo elemento de fundação que transmite a carga ao terreno pela base e/ou por sua superfície lateral. Incluem-se, nesta classificação, as estacas e os tubulões, sendo que no caso das estacas, sua execução deve ser feita inteiramente por equipamentos ou ferramentas sem que haja trabalho manual em qualquer fase de sua execução (ABNT, 2019).

Atualmente, as estacas mais utilizadas no Brasil são compostas por aço e concreto, podendo ainda ser classificadas em pré-moldadas ou moldadas *in situ* que podem, por sua vez, serem distinguidas conforme o seu tipo de execução. Entre as mais utilizadas estão a estaca tipo Hélice, Franki, Strauss, Raiz e Escavadas (DANZIGER; LOPES, 2021). A escolha de qual tipo será mais adequada depende das características do solo do local e da presença ou não de água (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020).

Em fundações profundas, deve ser realizado o dimensionamento dos blocos de coroamento que têm como principal objetivo atuar como um elemento de transferência de carga, garantindo a uniformização da carga sobre a estaca (ABNT, 2014). Mesmo no caso de blocos com apenas uma estaca, a presença do bloco se justifica por razões construtivas como correção de pequenas excentricidades da estaca e locação correta dos pilares (BASTOS, 2020).

O dimensionamento dos blocos de coroamento deve seguir as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014), por ser um elemento de concreto armado. O dimensionamento das estacas e a determinação de sua carga admissível, por sua vez, pode ser realizada através de métodos, tais como o método de Aoki e Velloso (1975), Teixeira (1996) e Decourt e Quaresma (1978).

2.3.2.1 Dimensionamento das estacas

Uma vez determinado o tipo de estaca a ser utilizado, parte-se para a determinação da capacidade de carga da estaca (Q_{rup}), definida pela NBR 6122 (ABNT, 2019, pg.3), como sendo a maior carga que, quando aplicada sobre a estaca atende ao estados limites últimos e de serviço. Este valor é dado como sendo o menor valor entre a capacidade de carga geotécnica e a capacidade de carga estrutural da própria estaca (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020).

A capacidade de carga geotécnica leva em conta as características do solo e sua interação com a geometria do elemento estrutural de fundação, enquanto que a capacidade de carga estrutural da estaca leva em conta o material do qual ela é composta e sua geometria (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020).

A capacidade de carga estrutural para vários tipos de estacas pode ser encontrada em Danziger e Lopes (2021) e Albuquerque e Garcia (2020). Esses valores são

determinados através das seções comerciais de cada estaca e dos requisitos estruturais exigidos pela norma de fundações. A Tabela 2 traz o intervalo de tensão de serviço (em Mpa) para os principais tipos de estacas moldadas *in situ*.

Tabela 2 – Tensões de serviço típicas de estacas escavadas, hélice e raiz

Tipo de estaca	Tensão de serviço (MPa)
Estacas escavadas sem revestimento ou fluido estabilizante	3 a 5
Estacas escavadas com revestimento ou com fluido estabilizante	3 a 5
Strauss	4
Estacas Hélice	5 a 6
Estacas raízes	11 a 12,5

Fonte: Adaptado de Danziger e Lopes (2021)

A capacidade de carga admissível geotécnica pode ser determinada através de fórmulas estáticas ou dinâmicas, provas de carga ou modelos numéricos (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020). Visto que os parâmetros geotécnicos utilizados nas formulações teóricas não são obtidos através do ensaio SPT, a tendência no Brasil é a utilização de métodos semiempíricos que têm sido propostos por autores e profissionais da área desde o final da década de 1970, tais como, Aoki e Velloso (1975), Decourt e Quaresma (1978), Velloso (1981), Teixeira (1996), Cabral (1986) para estacas raiz e Cabral e Antunes (1996) para estacas hélice contínua.

Esses métodos correlacionam os valores e informações obtidos em investigações geotécnicas mais comumente utilizadas afim de determinar a resistência do elemento estaca em conjunto com o tipo de solo onde a estaca será executada.

No entanto, neste valor (Q_{rup}), devem ser inclusos os coeficientes de segurança recomendados pela NBR 6122 (ABNT, 2019) que estabelece dois métodos distintos para o cálculo da chamada tensão admissível da estaca (R_{adm}). Um deles é denominado "método de valores admissíveis", onde as forças ou tensões de ruptura (últimas) são minoradas por um fator de segurança global (FS_g), através da Equação 30. Este método é utilizado quando se trabalha com solicitações características (S_k) (ABNT, 2019, pg.6).

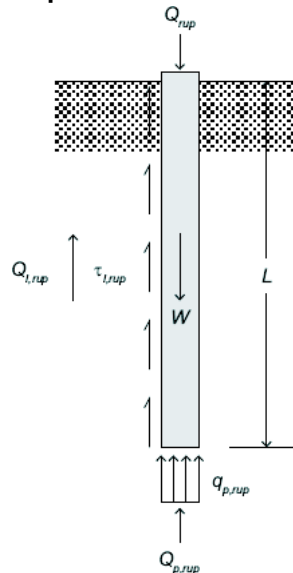
$$R_{adm} = Q_{rup} / FS_g \geq S_k \quad (30)$$

Para fundações profundas o fator de segurança global (FS_g) a ser considerado é 2,0 quando utilizado o "método de valores admissíveis", quando a capacidade de carga da estaca foi obtida a partir de métodos semiempíricos (ABNT, 2019, pg.18).

O segundo método denomina-se "método de valores de cálculo", devendo ser utilizado quando se trabalha com os valores de cálculo das ações. Neste método, o valor das solicitações são majorados por coeficientes de ponderação e os valores de resistência são minorados a favor da segurança (ABNT, 2019, pg.6).

Independentemente do método utilizado, a estaca em conjunto com o solo devem ser capazes de suportar os carregamentos recebidos da estrutura. Esse equilíbrio estático se dará através da combinação da resistência ao cisalhamento (provida pelo atrito lateral) ($Q_{l,rup}$) e da capacidade de carga de ponta ($Q_{p,rup}$) e pode ser representado pela Equação 31 e ilustrado na Figura 13 (DANZIGER; LOPES, 2021).

Figura 13 – Equilíbrio estático de uma estaca



Fonte: Danziger e Lopes (2021)

$$Q_{rup} + W = Q_{p,rup} + Q_{l,rup} \quad (31)$$

A resistência de ponta dependerá da área da ponta da estaca (A_b) e de sua resistência unitária ($q_{p,rup}$), cuja determinação varia com o método de cálculo utilizado; ademais, a capacidade de carga devida ao atrito lateral depende do perímetro da estaca (U) e da resistência lateral unitária ($\tau_{l,rup}$), que, por sua vez, é determinada em função da profundidade das camadas do solo (Δl) e sua composição. O peso próprio (W) costuma ser desprezado por ter um valor pequeno quando comparado com as demais parcelas consideradas (DANZIGER; LOPES, 2021). Portanto, detalhando as parcelas da Equação 31 pode se escrever a Equação 32.

$$Q_{rup} = A_b q_{p,rup} + U \sum \tau_{l,rup} \Delta l \quad (32)$$

2.3.2.1.1 Método de Aoki e Velloso (1975)

Este método foi desenvolvido tendo como principal objetivo obter a capacidade de carga geotécnica de uma estaca através de correlações entre resultados de provas

de carga, ensaios de cone e de sondagens a percussão, com sua formulação utilizando dados fornecidos pelo *cone penetration test* (CPT) (DANZIGER; LOPES, 2021).

Segundo os autores, o valor de resistência de ponta unitário ($q_{p,rup}$) e a resistência lateral unitária ($\tau_{l,rup}$) estão diretamente relacionados com a resistência de ponta do cone (q_c) e do atrito lateral na luva (f_s), dados estes obtidos no ensaio CPT, desde que seja aplicado fatores de correção (F_1 e F_2) que levam em conta a diferença de comportamento entre o tipo de estaca originalmente utilizada no desenvolvimento do método e o cone do CPT (modelo). Estes fatores também englobam a influência do método executivo dos diferentes tipos de estaca (CINTRA; AOKI, 2010). Estas relações são demonstradas através das Equações 33 e 34.

$$q_{p,rup} = \frac{q_c}{F_1} \quad (33)$$

$$\tau_{l,rup} = \frac{f_s}{F_2} \quad (34)$$

Os valores iniciais de F_1 e F_2 propostos por Aoki e Velloso (1975) desde então foram reavaliados e aprimorados por autores e Cintra e Aoki (2010) reuniram essas atualizações, resultando na Tabela 3.

Tabela 3 – Fatores de correção F_1 e F_2 atualizados

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	$2F_1$
Metálica	1,75	$2F_1$
Pré-moldada	$1+D/0,80$	$2F_1$
Escavada	3,00	$2F_1$
Raiz, hélice, contínua e Ômega	2,00	$2F_1$

Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Entretanto, como já mencionado, tendo em vista que o ensaio mais comumente realizado é o SPT, foram propostos parâmetros que correlacionam os dois tipos de sondagem. O valor da resistência de ponta do cone (q_c) pode ser obtido multiplicando o índice de resistência à penetração (N_{spt}) por um coeficiente k que depende do tipo de solo, enquanto que a resistência lateral unitária na luva do cone (f_s) é diretamente proporcional à q_c , devido ao coeficiente α_{at} , conhecido como razão de atrito (Equações 35 e 36, respectivamente).

$$q_c = kN_{spt} \quad (35)$$

$$f_s = \alpha_{at}q_c = \alpha_{at}kN_{spt} \quad (36)$$

Estes valores foram propostos pelos autores e são determinados dependendo do tipo de solo, conforme pode ser visto na Tabela 4. Contudo, Cintra e Aoki (2010) recomendam utilizar valores para α_t e k atualizados e que tenham validade comprovada através da realização de estudos regionais, sempre que possível.

Tabela 4 – Coeficientes k e razão de atrito α_{at}

Solo	k (Mpa)	α_{at}
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia siltoargilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilossiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenossiltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila siltoarenosa	0,33	3,0

Fonte: Adaptado de Aoki e Velloso (1975)

2.3.2.1.2 Método de Decourt e Quaresma (1978)

Neste método, a estimativa de $\tau_{l,rup}$ é realizada diretamente por meio do ensaio SPT, mais especificamente, utilizando o valor médio do N_{spt} ao longo do fuste da estaca ($N_{spt,medio}$), desconsiderando os valores utilizados para cálculo da resistência de ponta, através da Equação 37. Com este valor limitado por $3 \leq N_{spt,medio} \leq 15$, com o limite superior sendo de $N_{spt,medio} \leq 50$ para estacas de deslocamento e escavadas com bentonita (CINTRA; AOKI, 2010). Observa-se que, com isto, não se considera a distinção entre as camadas do solo e suas respectivas composições, resultando em $\Delta l = L$, onde L é o comprimento total da estaca na Equação 32.

$$\tau_{l,rup} = 10 \left(\frac{N_{spt,medio}}{3} + 1 \right) \quad (\text{kPa}) \quad (37)$$

O cálculo de $q_{p,rup}$ é realizado multiplicando o coeficiente característico do solo, C , pelo valor médio do N_{spt} na ponta da estaca obtido através do valor correspondente ao nível da base, do valor imediatamente anterior e do imediatamente posterior ($N_{p,medio}$).

Os valores de C propostos pelos autores podem ser encontrados na Tabela 5 e a Equação 38 descreve a relação.

$$q_{p,rup} = CN_{p,medio} \quad (38)$$

Tabela 5 – Coeficiente característico do solo C

Tipo de solo	C (kPa)
Argila	120
Silte argiloso	200
Silte arenoso	250
Areia	400

Fonte: Decourt e Quaresma (1978)

Para abranger o dimensionamento de estacas escavadas em geral, estacas tipo hélice e raiz e as tipo injetadas sob pressão, Decourt (1998) introduziu fatores α e β nas parcelas de resistência de ponta e lateral, resultando na Equação 39, para cálculo da capacidade de carga geotécnica de vários tipos de estacas e dos diferentes tipos de solo. Tais valores estão expressos nas Tabelas 6 e 7, respectivamente.

$$Q_{rup} = \alpha CN_{p,medio} A_p + \beta 10 \left(\frac{N_{spt,medio}}{3} + 1 \right) UL \quad (\text{kPa}) \quad (39)$$

Tabela 6 – Valores de α em função do tipo de estaca e do tipo de solo

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

Adaptado de Decourt (1998)

Tabela 7 – Valores de β em função do tipo de estaca e do tipo de solo

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

Adaptado de Decourt (1998)

2.3.2.1.3 Método de Teixeira (1996)

Teixeira (1996) propôs dois parâmetros, α_t e β_t com o objetivo de unificar a equação utilizada para determinar a capacidade de carga geotécnica de uma estaca, tendo como base para seus estudos os métodos citados anteriormente (Decourt e Quaresma (1978) e Aoki e Velloso (1975)) e utilizando os resultados obtidos no ensaio do SPT:

$$Q_{rup} = \alpha_t A_p N_{pt} + \beta_t N_{spt,medio} UL \quad (40)$$

Onde N_{pt} é o valor médio do índice de resistência à penetração medido no intervalo de quatro diâmetros acima da ponta da estaca e um diâmetro abaixo; o valor de α_t está relacionado com a resistência de ponta e depende do tipo de solo e da estaca (Tabela 8), enquanto que o parâmetro β_t , relativo à resistência lateral devido ao atrito tem seu valor em função somente do tipo de estaca (Tabela 9).

Tabela 8 – Valores do parâmetro α_t

Solo ($4 < N_{SPT} < 40$)	Tipo de estaca - α_t (kPa)			
	Pré-moldada e perfil metálico	Franki	Escavada a céu aberto	Raiz
Argila siltosa	110	100	100	100
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Silte arenoso	260	210	160	160
Areia argilosa	300	240	200	190
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com pedregulhos	440	380	310	290

Fonte: Teixeira (1996)

Tabela 9 – Valores do parâmetro β_t

Tipo de estaca	β_t (kPa)
Pré-moldada e perfil metálico	4
Franki	5
Escavada a céu aberto	4
Raiz	6

Fonte: Teixeira (1996)

É importante notar que estes parâmetros sugeridos pelo autor não podem ser utilizados no caso de estacas pré-moldadas de concreto no caso onde o solo existente é composto por argila mole, geralmente com N_{spt} inferior a 3. Neste caso, onde a estaca se torna flutuante (resistência é exclusivamente devido ao atrito lateral), o autor

recomenda a utilização de valores tabelados para a consideração da resistência lateral unitária ($\tau_{l,rupt}$).

Por último, para finalizar o dimensionamento de uma estaca, a NBR 6122 (ABNT, 2019) dispõe recomendações a respeito da classe de concreto a ser utilizada, da armadura e comprimento mínimos, dentre outras, conforme pode ser visto no Quadro 4.

Quadro 4 – Parâmetros para o dimensionamento de estacas e tubulões

Tipo de estaca	Classe de agressividade ambiental (CAA) conforme ABNT NBR 6118	Classe de concreto/resistência característica da argamassa ou concreto	γ_c	% de armadura mínima e comprimento útil mínimo (incluindo trecho de ligação com o bloco)		Tensão de compressão simples atuante abaixo da qual não é necessário armar (exceto ligação com o bloco) MPa	Anexo onde se encontram definidos concreto/argamassa
				Armadura %	Comprimento m		
Hélice/hélice de deslocamento/hélice com trado segmentado ^a	I, II	C30	2,7	0,4	4,0	6,0	N / O / P
	III, IV	C40	3,8				
Escavadas sem fluido	I, II	C25	3,1	0,4	2,0	5,0	I
	III, IV	C40	5,0				
Escavadas com fluido	I, II	C30	2,7	0,4	4,0	6,0	J
	III, IV	C40	3,8				
Strauss ^b	I, II	20 MPa	2,5	0,4	2,0	5,0	G
Franki ^b	I, II, III, IV	20 MPa	1,8	0,4	Integral	–	H
Tubulões não encamisados	I, II	C25	2,2	0,4	3,0	5,0	B
	III, IV	C40	3,8				
Raiz ^{b,c,d}	I, II, III, IV	20 MPa	1,6	0,4	Integral	–	K
Microestacas ^{b,c,e}	I, II, III, IV	20 MPa	1,8	0,4	Integral	–	M
Estaca tipo vazado segmentado ^{a,d}	I, II, III, IV	20 MPa	1,8	0,4	Integral	–	L

Fonte: Adaptado da NBR 6122 (ABNT, 2019)

Em qualquer caso, os parâmetros para o dimensionamento da armadura devem seguir as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014) para elementos lineares de fundação (análogo a pilares). A norma especifica o diâmetro mínimo da armadura longitudinal de 10mm com, no mínimo, seis barras distribuídas ao longo do perímetro para estacas com seção circular, respeitando as condições de armadura máxima e mínima conforme as Equações 41 e 42 (ABNT, 2014).

$$A_{s,min} = 0,004A_c \quad (41)$$

$$A_{s,max} = 0,08A_c \quad (42)$$

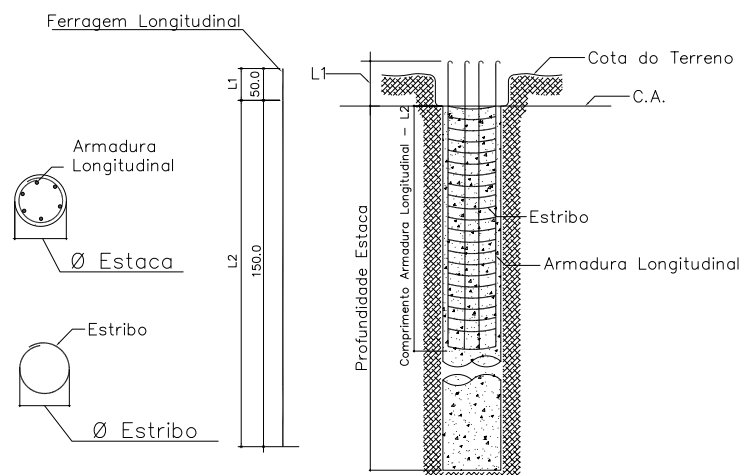
No sentido transversal, se dispõe de estribos circulares ou em forma de espiral para: "impedir a flambagem das barras longitudinais" (ABNT (2014, pg. 151)) de tal maneira que o espaçamento entre eles atenda as condições expressas na Equação 43.

$$s \leq \begin{cases} 20cm \\ \phi_{est} \\ 12\phi_{st} \end{cases} \quad (43)$$

Onde ϕ_{st} é o diâmetro da armadura transversal (aço CA-50). A NBR 6118 (ABNT, 2014) também especifica que o diâmetro mínimo a ser utilizado para as armaduras transversais é de 5mm.

A Figura 14 traz um detalhe genérico de uma estaca escavada, com a disposição das armaduras e seus comprimentos, segundo as disposições da NBR 6122 (ABNT, 2019).

Figura 14 – Detalhe genérico estaca escavada



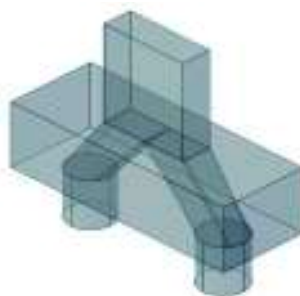
Fonte: Plana Engenharia, 2021

2.3.2.2 Dimensionamento dos blocos de coroamento

De acordo com a NBR 6118 ABNT (2014, pg.190) os blocos são "estruturas de volume usadas para transmitir às estacas e aos tubulões as cargas de fundação (...)". O número de estacas em cada bloco varia de uma aumentando conforme o porte da estrutura e a magnitude das cargas a ser suportadas. A Figura 15 é uma representação tridimensional de um bloco sobre duas estacas, assim como o caminho que a carga percorre dentro dele (bielas comprimidas).

As verificações necessárias a ser realizadas dependem se o bloco é flexível ou rígido. Quando os blocos são rígidos, sua deformabilidade é desprezível e não contribuirá para os esforços atuantes na construção e nem no próprio solo recebendo

Figura 15 – Representação tridimensional bloco sobre duas estacas



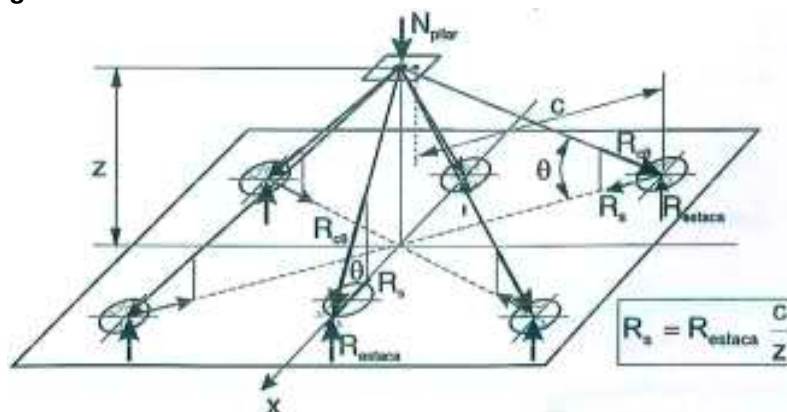
Fonte: (BASTOS, 2020)

as cargas (FUSCO, 1995). De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), quando o bloco é rígido, não é necessário fazer análises mais completas como é o caso do bloco flexível, onde as verificações necessárias incluem "a distribuição dos esforços nas estacas, dos tirantes de tração, até a necessidade da verificação da punção" ABNT (2014, pg.190).

De acordo com Fusco (1995), para que o bloco seja rígido, sua altura deve permitir a transmissão direta da carga do pilar até o topo das estacas, por meio de bielas comprimidas. Os ensaios de Blevot e Fremy (1967) para blocos sobre duas, três e quatro estacas, mostraram que quando as bielas possuem um ângulo com a horizontal entre 45° e 55°, não houve ruptura por punção. Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), a condição a ser atendida para que o bloco seja rígido é a mesma das sapatas, através da Equação 7 e deve ser realizada para ambas direções.

Na Figura 16, está esquematizado o funcionamento estrutural básico dos blocos. Observa-se que o equilíbrio no topo das estacas é garantido pela armadura de tração posicionada diretamente acima do topo das estacas.

Figura 16 – Funcionamento estrutural de um bloco de coroamento



Fonte: (FUSCO, 1995)

Ademais, os blocos rígidos trabalham à flexão em duas direções e ao cisalhamento (ABNT, 2014). Atualmente, o modelo de cálculo simplificado mais utilizado é o Método das Bielas desenvolvido por Blevot e Fremy (1967) e é amplamente difundido

tanto no Brasil quanto na Europa (BASTOS, 2020). A ressalva da utilização deste método é de que as estacas devem estar igualmente espaçadas do centro do pilar (elementos simétricos) e para carregamentos não centrados, todas estacas devem ser admitidas como possuindo o valor da maior carga.

Simplificadamente, neste método, a biela representa o concreto comprimido e as armaduras tracionadas são representadas por tirantes.

A determinação de quantas estacas serão necessárias por pilar, ou seja, por bloco, é realizada através da Equação 44 (ALONSO, 1983).

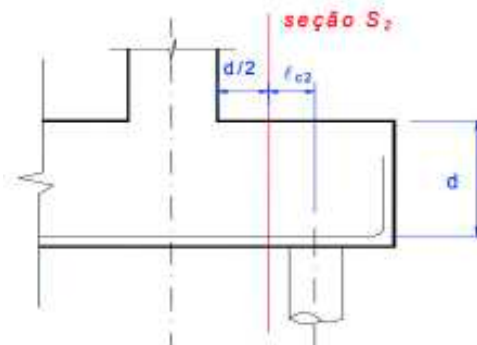
$$n_{est} = \frac{wSk}{R_{adm}} \quad (44)$$

Afim de evitar a necessidade de se dimensionar armadura transversal para combater os esforços cisalhantes, projeta-se o bloco de maneira que o próprio concreto seja capaz de resistir a estes esforços. Esta verificação é feita através da Equação 47, de acordo com Alva (2007a).

$$V_{sd} \leq V_{Rd1} \quad (45)$$

A verificação do esforço cortante é feita numa seção de referência S_2 distante $d/2$ da face do pilar, como pode ser visto na Figura 17 (MUNHOZ, 2004).

Figura 17 – Seção analisada para esforços de cisalhamento



Fonte: (MUNHOZ, 2004)

O valor do esforço solicitante de cisalhamento é calculado através da Equação 46 (ALVA, 2007a).

$$V_{sd} = \frac{n_{S2} N_d}{n_{est}} \quad (46)$$

Onde n_{S2} é a quantidade de estacas pegas no corte e n_{est} é o número de estacas do bloco.

A resistência do concreto ao cisalhamento pode ser calculada através da Equação 47 (ALVA, 2007a).

$$V_{Rd1} = \tau_{Rd} k (1,2 + 40\rho) b_w (d) \quad (47)$$

Onde:

$$\tau_{Rd} = 0,0375 (f_{ck})^{2/3} \quad (48)$$

Com f_{ck} em MPa. E, ainda:

$$k = |1,6 - d| \geq 1,0 \quad (49)$$

Com d em metros. Tem-se, também:

$$\rho = \frac{A_{s,ef}}{b_w (d)} \quad (50)$$

Onde A_s é a área de aço da armadura longitudinal na seção S_2 ; b_w é a largura da seção S_2 e d é a largura útil na seção S_2 (Figura 17)

2.3.2.2.1 Bloco sobre uma estaca

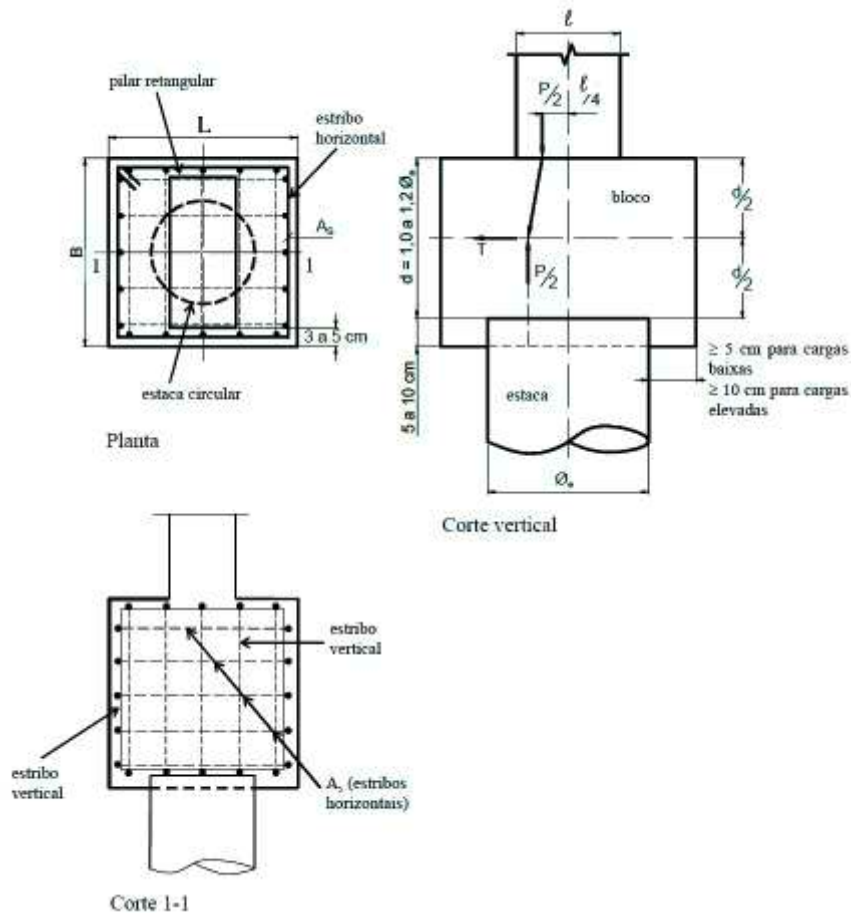
Para edificações de pequeno porte, como casas e sobrados, onde as cargas são pequenas, frequentemente somente uma estaca ou tubulão é suficiente para absorver os esforços. Mesmo assim, neste caso, é necessário a execução de um bloco de coroamento para garantir a uniformidade da transmissão das cargas, dentre outros motivos, tais como garantir a locação correta dos pilares e corrigir eventuais excentricidades na estaca (BASTOS, 2020). A recomendação para determinação das dimensões geométricas é dada por Bastos (2020) e consiste em estimar a dimensão de um dos lados, em planta, através da Equação 51. Nota-se que, para estacas de seção circular, o bloco será quadrado ($L=B$), tal como visto na Figura 18.

$$L = \phi_e + 2(5cm) \quad (51)$$

Onde ϕ_e é o diâmetro da estaca em centímetros. Deve-se também garantir que a face do pilar esteja dentre 3cm a 5cm distante da face do bloco, tal como apontado na Figura 18 (BASTOS, 2020).

A determinação da altura do bloco é feita estimando a altura útil, d (Figura 18) através da expressão $d = 1,2\phi_e$ e somando mais os 5cm necessários de imersão da

Figura 18 – Bloco sobre uma estaca



Fonte: Adaptado de Bastos (2020)

cabeça da estaca no bloco, de maneira a garantir a ligação entre os dois elementos, conforme exigido pela NBR 6122 (ABNT, 2019):

$$h = 1,2\phi_e + 5\text{cm} \quad (52)$$

Ademais, assim como ocorre no caso do dimensionamento das sapatas, a altura do bloco deve ser o suficiente para permitir a ancoragem da armadura do pilar dentro do bloco, seguindo o comprimento de ancoragem necessário exigido pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

Para blocos sobre uma estaca, a armadura principal consiste de estribos verticais e horizontais para resistir os esforços de fendilhamento no bloco (BASTOS, 2020).

A disposição destas armaduras, assim como o caminho que as cargas percorre dentro do bloco, desde o pilar até a estaca, está esquematizado na Figura 18.

A área da armadura principal necessária para resistir aos esforços de tração, na forma de estribos horizontais pode ser calculada pela Equação 53 (BASTOS, 2020).

$$A_s = \frac{0,25(S_d)}{f_{yd}} \quad (53)$$

Este valor também pode ser utilizado para determinação dos estribos verticais, que para casos onde as cargas são pequenas, podem ter o mesmo diâmetro da armadura principal, nas duas direções do bloco (BASTOS, 2020).

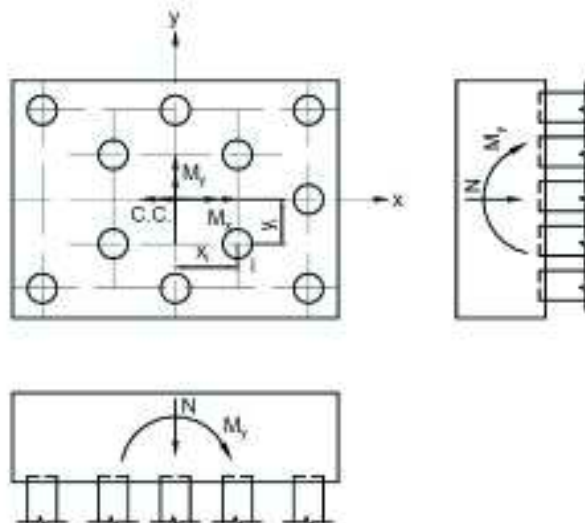
2.3.2.2.2 Bloco sobre duas estacas

No caso de bloco com mais de uma estaca, para esforços solicitantes que geram momentos fletores no bloco, o dimensionamento geométrico e estrutural deve ser feito considerando a estaca mais solicitada. A reação sob uma determinada estaca (R_i), pode ser calculada através da Equação 54.

$$R_i = \frac{wS_k}{n_{est}} + \frac{M_{kx}(y_i)}{\sum y_i^2} + \frac{M_{ky}(x_i)}{\sum x_i^2} \quad (54)$$

Onde as distâncias x_i e y_i são tomadas do centro do bloco até o centro da estaca, como pode ser visto na Figura 19.

Figura 19 – Momentos fletores e carga normal no bloco com mais de uma estaca



Fonte: (BASTOS, 2020)

Esta solicitação deve ser comparada à carga admissível da estaca, através da Equação 30, tal como exigido pela NBR 6122 (ABNT, 2019). Também deve ser verificado se ocorre tensões de tração em alguma das estacas.

A determinação da dimensão do bloco em planta começa com a estimativa da distância entre os centros das estacas (e). Alonso (1983) e Bastos (2020) recomendam

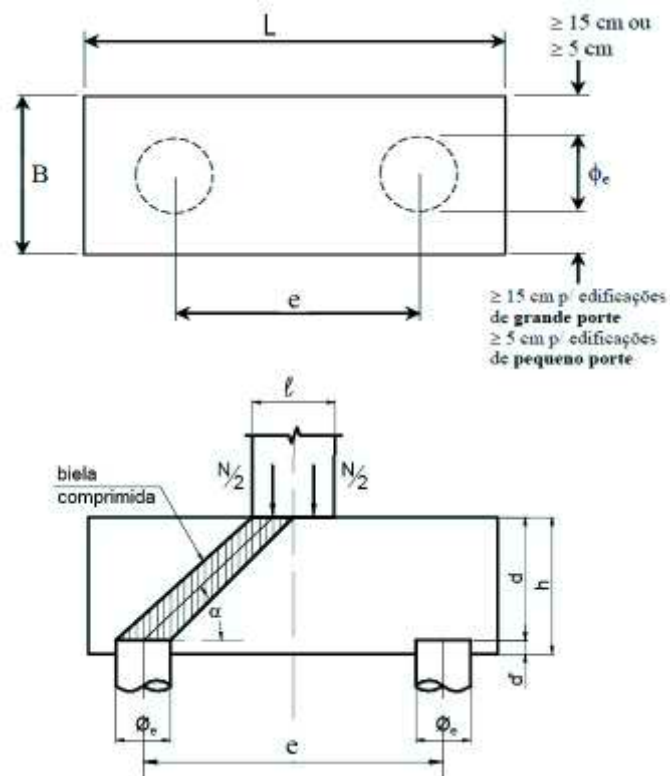
as relações dadas pela Equação 55 para estacas pré-moldadas e pela Equação 56 para estacas moldadas in loco. Alonso (1983) ainda também coloca esse valor como sendo no mínimo 60cm para ambas situações.

$$e \geq 2,5\phi_{est}. \tag{55}$$

$$e \geq 3\phi_{est}. \tag{56}$$

A distribuição das estacas deve ser feita, preferencialmente, no sentido da maior dimensão do pilar (ALONSO, 1983). A menor dimensão do bloco (B) pode ser tomado como a somatória do diâmetro da estaca mais uma folga dentre a face da estaca e a face do bloco. Bastos (2020) recomenda que essa folga seja de, no mínimo, 5cm para edificações de pequeno porte e de, no mínimo, 15cm para edificações de grande porte, tal como pode ser visto na Figura 20.

Figura 20 – Bloco sobre duas estacas



Fonte: Adaptado de Bastos (2020)

A maior dimensão do bloco pode ser estimada inicialmente através do comprimento de ancoragem necessário da armadura principal, de acordo com as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014), através da Equação 57 (BASTOS, 2020).

$$L_o = e - \phi_{est} + 2(0,7l_b + c + \phi_l) \tag{57}$$

Onde ϕ_l é uma estimativa inicial para o diâmetro da armadura principal.

De maneira similar ao que ocorre com as sapatas, recomenda-se sempre tomar valores arredondados de 5cm em 5cm por motivos construtivos (BASTOS, 2020).

Para determinação da altura, além da condição de que a mesma seja o suficiente para comportar o comprimento de ancoragem da armadura do pilar no bloco, deve-se garantir a rigidez do bloco. Isto ocorre quando o ângulo de inclinação da biela comprimida com a horizontal esteja dentre 40° a 55°. Este ângulo pode ser calculado pela Equação 58 (BASTOS, 2020).

$$\operatorname{tg}(\alpha) = \frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{l}{4}} \quad (58)$$

Com isto, obtém-se os valores mínimos e máximos para a altura útil do bloco, conforme pode ser visto na Equação 59.

$$0,419 \left(e - \frac{l}{2} \right) \leq d \leq 0,714 \left(e - \frac{l}{2} \right) \quad (59)$$

Ademais, o valor de d' (Figura 20) deve obedecer às condições dadas pela Equação 60 (BASTOS, 2020).

$$d' \geq \begin{cases} 5cm \\ \frac{\sqrt{\pi}\phi_e}{10} \end{cases} \quad (60)$$

No caso do bloco sobre duas estacas, a armadura principal consiste de barras de aço dispostas horizontalmente diretamente acima do topo das estacas e sua área mínima é calculada pela Equação 61 (BASTOS, 2020).

$$A_s = \frac{1,15N_d}{8(d)f_{yd}}(2e - l) \quad (61)$$

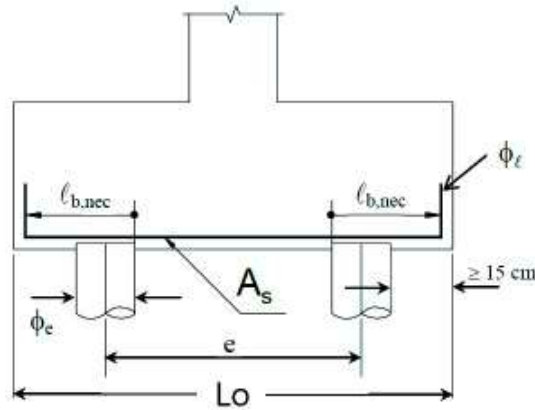
Onde N_d é o valor de cálculo da carga da estaca mais solicitada vezes o número de estacas no bloco, conforme à exigência da utilização do Método das Bielas (BASTOS, 2020).

As barras da armadura principal precisa ser disposta de maneira que, no mínimo, 85% da área esteja diretamente acima das estacas e elas devem se estender de face a face do bloco, respeitando o cobrimento do concreto e terminando em gancho nas duas extremidades (ABNT, 2014), cujo comprimento mínimo é de 8ϕ . A ancoragem da armadura principal deve atender o comprimento de ancoragem básico (l_b). Os ganchos verticais diminuem este comprimento, de tal forma que o comprimento de ancoragem

necessário pode ser calculado através da Equação 62 (BASTOS, 2020) e deve ser medido conforme pode ser visto na Figura 21.

$$l_{b,nec} = 0,7(l_b) \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \quad (62)$$

Figura 21 – Comprimento de ancoragem necessário para o bloco sobre duas estacas



Fonte: Adaptado de Bastos (2020)

Além da armadura principal, a NBR 6118 (ABNT, 2014) também especifica a necessidade da utilização de armaduras complementares, constituídas por armaduras laterais e uma armadura superior. A armadura superior é tomada como 20% da armadura superior, tal como pode ser visto na Equação 63.

$$A_{s,sup} = 0,20A_s \quad (63)$$

Enquanto que as armaduras laterais, compostas por armadura de pele (lateral) e estribos verticais para combater os esforços de cisalhamento existentes no bloco são calculadas através da Equação 64 e são dadas em cm^2/m

$$\left(\frac{A_{sp}}{s}\right)_{min,face} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min,face} = 0,075B \quad (64)$$

Onde B é a largura do bloco em cm.

As armaduras laterais devem também seguir recomendações para o espaçamento entre as barras. Para a armadura de pele, têm-se a condição expressa na Equação 65.

$$8cm \leq s \leq \begin{cases} \frac{d}{3} \\ 20cm \end{cases} \quad (65)$$

O espaçamento máximo permitido dos estribos verticais, quando os mesmos não estão posicionados sobre as estacas é de 20cm; quando eles estão sobre as estacas devem seguir a relação expressa na Equação 66 (BASTOS, 2020).

$$s \leq \begin{cases} 15cm \\ \frac{\sqrt{\pi}(\phi_e)}{4} \end{cases} \quad (66)$$

Semelhante ao que ocorre nas sapatas, há uma concentração de esforços de compressão junto da base do pilar e, neste caso, do topo das estacas. Estes esforços de compressão devem ser limitados para evitar que ocorra o esmagamento das bielas diagonais. Portanto, a tensão de compressão nas bielas junto ao pilar devem atender a condição expressa pela Equação 67 e a tensão de compressão junto às estacas deve atender à Equação 68 (BASTOS, 2020).

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \text{sen}^2 \alpha} \leq (1,4)K_r(f_{cd}) \quad (67)$$

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{2(A_{est}) \text{sen}^2 \alpha} \leq (1,4)K_r(f_{cd}) \quad (68)$$

Onde K_r é um coeficiente que considera a perda de resistência do concreto ao longo do tempo devido à cargas permanentes e pode tomar valores dentre 0,9 e 0,95.

2.3.2.2.3 Bloco sobre quatro estacas

Quando o bloco possui quatro estacas, os cálculos são realizados presumindo sempre um pilar quadrado de lado com área equivalente localizado no centro geométrico do bloco, no caso de pilares retangulares. Esta equivalência é conseguida através da Equação 69 (BASTOS, 2020).

$$a_{p,eq} = \sqrt{l(b)} \quad (69)$$

A determinação da altura útil feita de maneira similar aos blocos com duas estacas, definindo-se um limite para o ângulo de inclinação horizontal das bielas para assegurar a condição de rigidez (BASTOS, 2020). No caso do bloco com 4 estacas, $45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$, tal que a altura útil mínima e máxima fica definida pela Expressão 70:

$$0,71 \left(e - \frac{a_{p,eq}}{2} \right) \leq d \leq \left(e - \frac{l}{2} \right) \quad (70)$$

Com a altura total sendo: $h = d + d'$, onde d' é o maior valor obtido na Equação 60. E o ângulo α sendo calculado pela Equação 71 (BASTOS, 2020).

$$tg(\alpha) = \frac{d}{e\frac{\sqrt{2}}{2} - a_{p,eq}\frac{\sqrt{2}}{4}} \quad (71)$$

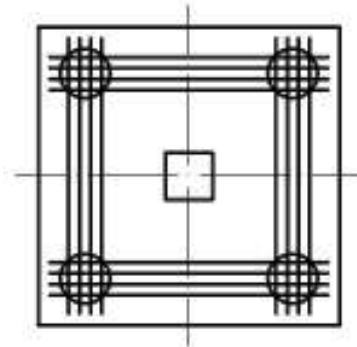
Para verificação das bielas comprimidas, calcula-se a tensão de compressão das bielas junto a base do pilar e ao topo da estaca através das Equações 72 e 73 e a compara com a tensão limite (BASTOS, 2020):

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \text{sen}^2 \alpha} \leq (2,1)K_r(f_{cd}) \quad (72)$$

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{4(A_{est}) \text{sen}^2 \alpha} \leq (2,1)K_r(f_{cd}) \quad (73)$$

A configuração de armadura mais utilizada na prática para o bloco de quatro estacas está demonstrada na Figura 22 e ela atende a exigência da NBR 6118 (ABNT, 2014) que diz que, pelo menos, 85% da armadura principal deverá estar concentrada sobre as estacas. Adiciona-se, ainda, uma armadura em malha para combate de fissurações na parte inferior do bloco (BASTOS, 2020) e é a que será adotada neste trabalho.

Figura 22 – Detalhe da armadura principal no bloco sobre quatro estacas: paralela aos lados



Fonte: Adaptado de Bastos (2020)

Para o cálculo da área de aço neste caso, utiliza-se a Equação 74.

$$A_{s,lado} = \frac{N_d}{16(d)f_{yd}}(2e - a_{p,eq}) \quad (74)$$

E a armadura de distribuição em malha tem área, calculada pela Equação 75 (Adaptado de Bastos (2020)).

$$A_{s,malha} = 0,25A_{s,lado} \quad (75)$$

As armaduras complementares, compostas por estribos horizontais nas faces são calculadas através da Equação 76 (BASTOS, 2020).

$$A_{sp,face} = 0,5A_{s,lado} \quad (76)$$

Com o espaçamento respeitando a Equação 65. A armadura superior para o bloco com quatro estacas é a mesma que para o bloco com duas estacas (Equação 63) (BASTOS, 2020).

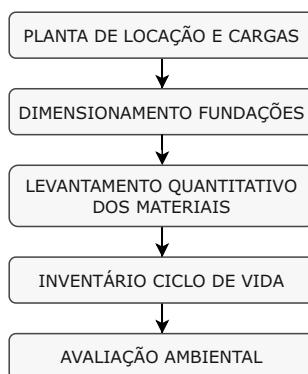
3 METODOLOGIA

Com o objetivo de determinar os impactos ambientais de dois tipos de fundações, este trabalho aborda o dimensionamento de um tipo de fundação superficial e um tipo de fundação profunda partindo de uma planta de locação com as posições e dimensões de pilares já definidos, assim como suas cargas em valores característicos. E, ainda, realiza o levantamento dos quantitativos dos materiais e subsequente inclusão no inventário do ciclo de vida para análise do aspecto ambiental.

Dessa maneira, por ser um estudo de caso e ao procurar explorar um problema mais preciso essa pesquisa pode ser classificada como exploratória do ponto de vista do objetivo principal (GIL, 2008).

Para melhor ilustrar os procedimentos realizados, foi elaborado um fluxograma das atividades (Figura 23).

Figura 23 – Fluxograma: desenvolvimento da pesquisa



Fonte: Autoria Própria

A partir dos valores das solicitações características nos pilares de uma estrutura, foi realizado o dimensionamento de uma fundação do tipo profunda (bloco com estaca) e uma do tipo rasa (sapata), ambas em concreto armado. Isso foi feito seguindo os parâmetros e recomendações das normas brasileiras NBR 6118 (ABNT, 2014) e NBR 6122 (ABNT, 2019)

Em seguida foram feitos os levantamentos dos quantitativos de materiais e foi montado o inventário do ciclo de vida para a análise das variáveis ambientais através da utilização do *software System for Integrated Environmental Assessment of Products* (SimaPro) por meio de uma licença *faculty* para países não membros da Organização para Cooperação e Desenvolvimento Econômico (OECD - *Organization for Economic Cooperation and Development*), como é o caso do Brasil (MEDEIROS, 2016).

Como esta pesquisa se preocupa diretamente em realizar a quantificação de dados, sua abordagem é do caráter quantitativo (KNECHTEL, 2014). Os procedimentos técnicos realizados foram uma pesquisa bibliográfica afim de compreender e discutir os parâmetros ambientais considerados por outros autores, um estudo na base de dados dentro do *software* SimaPro afim de se concluir o estudo.

3.1 Projeto arquitetônico e estrutural

O projeto arquitetônico utilizado como base consiste em uma edificação de dois pavimentos, de utilização comercial com área construída total de $233,22 m^2$, na cidade de Pato Branco e foi construída em concreto protendido. O piso térreo é composto pela sala comercial e por uma copa e um banheiro e um mezanino no piso superior. As plantas baixas do piso térreo e do mezanino podem ser vistas no Anexo A.

A planta de locação dos pilares da estrutura está na Figura 24. As cargas utilizadas para o cálculo das fundações estão expressas no Quadro 5.

Quadro 5 – Cargas e dimensões dos pilares

Elem	Seção		Todas permanentes e acidentais dos pavimentos		
	b (m)	l (m)	Nk (kN)	Mkx (kNm)	Mky (kNm)
P1	0,20	0,40	169,71	5,89	1,08
P2	0,20	0,20	183,45	-1,47	-0,20
P3	0,20	0,20	214,45	0,10	3,34
P4	0,20	0,40	58,17	7,85	3,43
P5	0,20	0,20	342,27	-0,49	4,32
P6	0,20	0,30	332,85	-0,29	5,00
P7	0,20	0,20	41,40	0,69	-0,29
P8	0,20	0,20	43,36	0,88	4,61
P9	0,20	0,45	478,24	11,58	37,18
P10	0,20	0,20	43,36	0,88	4,61
P11	0,20	0,45	487,46	6,38	146,86
P12	0,20	0,20	40,71	0,69	-0,10
P13	0,20	0,20	39,53	1,18	3,92
P14	0,20	0,40	181,19	1,67	3,04
P15	0,20	0,90	221,31	37,77	4,12
P16	0,20	0,20	83,68	6,08	-0,59
P17	0,20	0,40	245,94	10,10	19,03

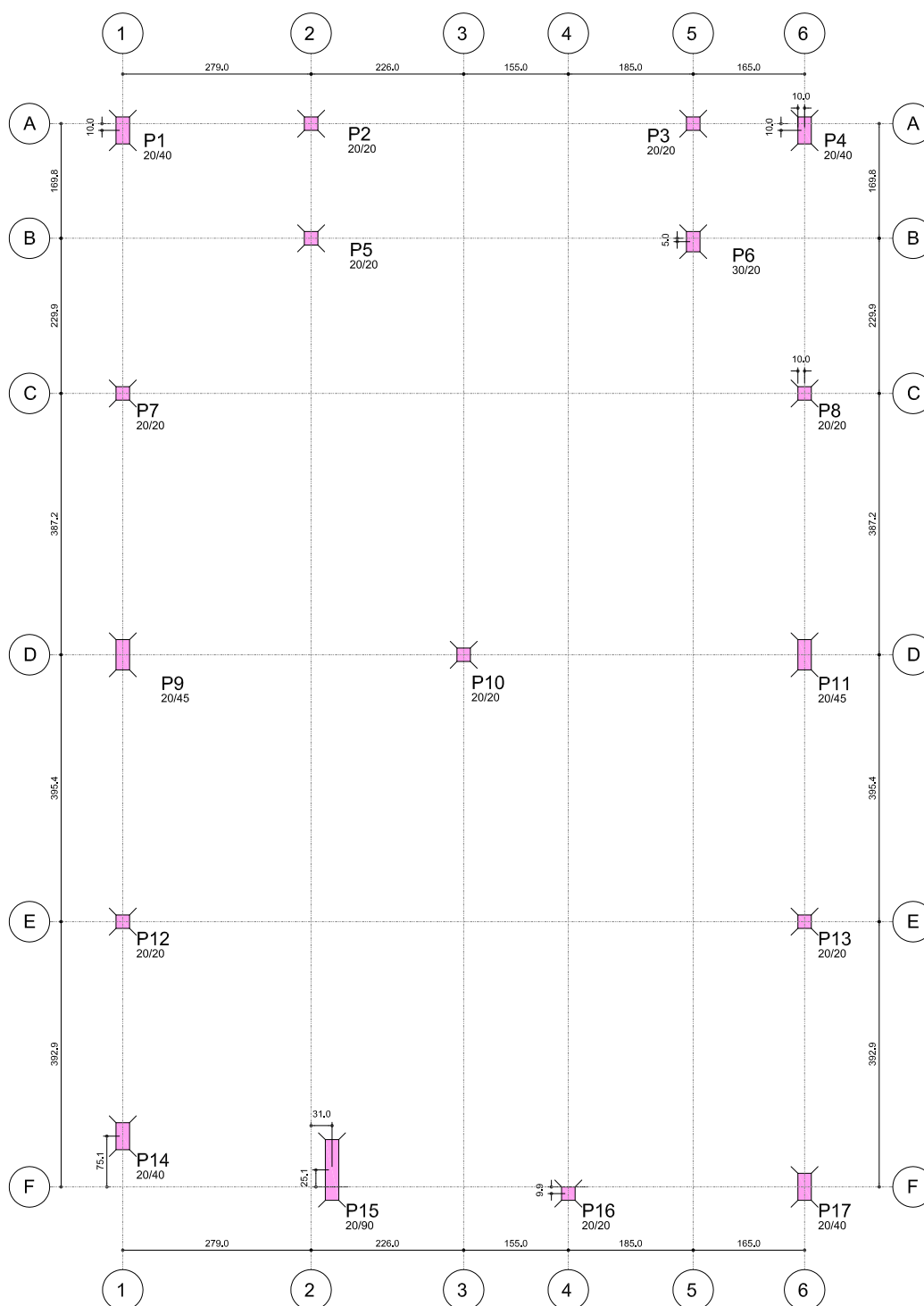
Observações:

=====

- 1 - Os valores apresentados referem-se às reações nos apoios
- 2 - Esforços com valores característicos
- 3 - Forças em kN
- 4 - Momentos em kNm
- 5 - Sistema de coordenadas GLOBAL
- 6 - A força X positiva empurra o apoio da esquerda para a direita
- 7 - O momento X positivo gira o apoio em torno do eixo X no sentido horário
- 8 - A força Y positiva empurra em planta o apoio de baixo para cima
- 9 - O momento Y positivo gira o apoio em torno do eixo Y no sentido horário
- 10 - A força Z positiva empurra o apoio de cima para baixo
- 11 - O momento Z positivo gira o apoio em torno do eixo Z no sentido horário
- 12 - CA é a cota de arrasamento/assentamento da fundação

Fonte: Adaptado de Plana Engenharia, 2020

Figura 24 – Planta de locação dos pilares



Fonte: Plana Engenharia, 2020

Os critérios de projeto previamente determinados são: concreto classe C30 para os blocos e sapatas de concreto armado, cobrimento de 3cm para uma classe de agressividade ambiental II. Foi considerado ancoragem com gancho em zona de boa aderência e utilizou-se os diâmetros das armaduras dos pilares expressos na Tabela 10

para determinar o comprimento de ancoragem necessário ($l_{b, nec}$) utilizando o Anexo A-7 disponibilizado por Bastos (2019) para garantir a ancoragem da armadura dos pilares dentro do elemento de fundação (seja bloco ou sapata).

Tabela 10 – Comprimento de ancoragem necessário ($l_{b, nec}$) da armadura dos pilares

Pilar	ϕ pil (mm)	$l_{b, nec}$ (cm)
P1	12,5	29
P2	12,5	29
P3	10	23
P4	12,5	29
P5	10	23
P6	10	23
P7	10	23
P8	10	23
P9	16	37
P10	10	23
P11	20	47
P12	10	23
P13	10	23
P14	10	23
P15	10	23
P16	10	23
P17	12,5	29

Fonte: Autoria Própria

Outros dados pré-estabelecidos, incluem:

- $f_{yd} = 435MPa = 43,5kN/cm^2$

3.2 Dimensionamento fundação rasa

Para o cálculo da tensão admissível do solo foram extraídas as informações pertinentes obtidas a partir do perfil de sondagem apresentado no Anexo B e aplicadas na Equação 1, onde para o cálculo do N_{medio} presumiu-se a profundidade de 2B, sendo B=60cm, que é o valor mínimo exigido pela NBR 6122 ABNT (2019), para determinar a profundidade do bulbo de tensões. A cota de assentamento da base da sapata foi definida como sendo na camada de profundidade de 2m. Desta maneira, o N_{medio} resultante foi de 11 e a tensão admissível do solo foi de $73,33kPa$, como pode ser visto no Quadro 6.

Quadro 6 – Cálculo da tensão admissível do solo para dimensionamento das sapatas

TENSÃO ADMISSÍVEL DO SOLO			
Prof. (m)	Nspt	C.A.	Nmedio
1	3		
2	4		
3	8		σ_{adm} (kPa)
4	14		73,33

Fonte: Autoria Própria

Para realizar o dimensionamento da sapata do pilar P1 (S1), utilizou-se os carregamentos expressos no Quadro 5 e adotou-se $w = 1,10$ para considerar o peso próprio da sapata. Com isto, foi possível calcular as excentricidades e_x e e_y :

$$e_x = \frac{M_{ky}}{wS_k} = \frac{1,08}{1,10(169,71)} = 5,79mm$$

$$e_y = \frac{M_{kx}}{wS_k} = \frac{5,89}{1,10(169,71)} = 31,55mm$$

Para calcular a área inicial necessária para a S1, utilizou-se os carregamentos expressos no Quadro 5 e foi aplicada a Equação 2:

$$A_{sap} = \frac{wS_k}{\sigma_{adm}} = \frac{1,10(169,71)}{73,33} = 2,55m^2$$

Com este valor foi possível determinar as dimensões iniciais L e B, utilizando a Equação 3:

$$B = \frac{0,20 - 0,40}{2} + \sqrt{\frac{(0,4 - 0,2)^2}{4} + 2,55} \approx 1,50m$$

$$L = l - b + B = 0,4 - 0,2 + 1,5 = 1,70m$$

Com estes valores foi possível calcular a tensão máxima de compressão, em kPa, na base da sapata utilizando a Equação 4:

$$\sigma_{max} = \frac{wP_k}{LB} \left[1 + \frac{6e_x}{L} + \frac{6e_y}{B} \right] = \frac{1,10(169,71)}{1,7(1,5)} \left[1 + \frac{6(0,005785)}{1,7} + \frac{6(0,03155)}{1,5} \right] = 83,94kPa$$

Como $\sigma_{max} = 83,94kPa \geq \sigma_{adm} = 73,33kPa$ as dimensões iniciais B e L não foram suficientes para atender as exigências da NBR 6122 (ABNT, 2019) e, portanto, aumentou-se o valor de B gradativamente de 5cm em 5cm até que a Equação 4 fosse atendida. Para isto, obteve-se: $B = 1,65m$ e $L = 1,85m$ e consequentemente:

$$\sigma_{max} = \frac{1,10(169,71)}{1,85(1,65)} \left[1 + \frac{6(0,005785)}{1,85} + \frac{6(0,03155)}{1,65} \right] = 69,30kPa$$

Para garantir que toda a base da sapata esteja comprimida, verificou-se que a Equação 6 foi satisfeita:

$$\frac{e_x}{L} + \frac{e_y}{B} = \frac{0,005785}{1,85} + \frac{0,03155}{1,65} = 0,02 \leq \frac{1}{6}$$

Para cálculo da altura, foi utilizado a Equação 7 para que a sapata seja classificada como rígida e tendo como critério de arredondamento o valor de 5cm por razões construtivas:

$$h \geq \frac{L-l}{3} \therefore h \geq \frac{1,85-0,4}{3} \therefore h \approx 0,50m$$

Neste momento também foi verificado se esta altura é o suficiente para garantir o comprimento de ancoragem necessário da armadura do pilar, incluindo o cobrimento de concreto, definido pela NBR 6118 (ABNT, 2014). A altura mínima então foi calculada através da Equação:

$$h_{min} = lb, nec + cobrimento = 0,29 + 0,03 = 0,32m$$

Onde retirou-se o valor de lb, nec da Tabela 10. Como $0,50m > 0,32m$, o valor obtido através da verificação da rigidez já é suficiente.

Por fim, para utilizar o método CEB-70 para dimensionamento das armaduras, deve-se garantir a condição da Equação 8. Para isto, primeiramente, calculou-se o balanço da sapata (c):

$$c = \frac{L-l}{2} = \frac{1,85-0,4}{2} = 0,725m$$

E, finalmente:

$$0,5 \geq \frac{h}{c} \geq 1,5 \therefore 0,5 \geq \frac{0,5}{0,725} \geq 1,5 \therefore 0,5 \geq 0,69 \geq 1,5$$

Portanto, garante-se a rigidez da sapata e a possibilidade da utilização do método CEB-70 para determinação dos momentos fletores a serem utilizados no dimensionamento das armaduras de flexão.

Afim de concluir o dimensionamento geométrico da sapata, determinou-se a altura h_o (Figura 8) através da Equação 9:

$$h_o \geq \begin{cases} h/3 \\ 15cm \end{cases} \quad \therefore h_o \geq \begin{cases} 50/3 \\ 15cm \end{cases} \quad \therefore h_o \geq \begin{cases} 16,7cm \\ 15cm \end{cases} \quad (77)$$

Por razões construtivas, arredonda-se o valor de h_o e, portanto, $h_o = 20cm$.

O ângulo de inclinação α , que deve ser menor do que 30° , pode ser calculado através da Equação:

$$tg(\alpha) = \frac{h - h_o}{c} = \frac{0,5 - 0,2}{0,725} = 0,414 \quad \therefore \alpha = 22,48^\circ$$

Este processo foi repetido para todas as sapatas e os resultados e condições estão resumidas no Quadro 7.

Quadro 7 – Processo para a determinação da altura das sapatas

Sapata	h (rigidez) (m)	h (lb,nec) (m)	h (m)	balanço c (m)	h/c	ho (m)	ângulo α
S1	0,50	0,32	0,50	0,73	0,69	0,20	22,48
S2	0,50	0,32	0,50	0,75	0,67	0,20	21,80
S3	0,55	0,26	0,55	0,83	0,67	0,20	22,99
S4	0,35	0,32	0,35	0,50	0,70	0,15	21,80
S5	0,70	0,26	0,70	1,05	0,67	0,25	23,20
S6	0,70	0,26	0,70	1,03	0,68	0,25	23,70
S7	0,25	0,26	0,30	0,33	0,92	0,15	24,78
S8	0,30	0,26	0,30	0,43	0,71	0,15	19,44
S9	0,90	0,40	0,90	1,30	0,69	0,30	24,78
S10	0,30	0,26	0,30	0,43	0,71	0,15	19,44
S11	1,00	0,50	1,00	1,50	0,67	0,35	23,43
S12	0,25	0,26	0,30	0,33	0,92	0,15	24,78
S13	0,30	0,26	0,30	0,43	0,71	0,15	19,44
S14	0,50	0,26	0,50	0,73	0,69	0,20	22,48
S15	0,60	0,26	0,60	0,88	0,69	0,20	24,57
S16	0,40	0,26	0,40	0,55	0,73	0,15	24,44
S17	0,65	0,32	0,65	0,95	0,68	0,25	22,83
					$0,5 \leq h/c \leq 1,5$		$\alpha \leq 30^\circ$

Fonte: Autoria Própria

Com as dimensões em planta e as alturas determinadas, finalizou-se o dimensionamento geométrico das sapatas e estes resultados estão expressos na Tabela 11.

Em seguida, iniciou-se o dimensionamento estrutural, ou seja a determinação da área de aço necessária na base da sapata para combater os esforços de flexão existentes. Para isto, primeiramente calcula-se a reação do solo através da Equação 11. No caso da sapata S1, têm-se:

Tabela 11 – Dimensões geométricas das sapatas

Sapata	B (cm)	L (cm)	h (cm)	h_o (cm)
S1	165	185	50	20
S2	170	170	50	20
S3	185	185	55	20
S4	120	140	35	15
S5	230	230	70	25
S6	225	235	70	25
S7	85	85	30	15
S8	105	105	30	15
S9	280	305	90	30
S10	105	105	30	15
S11	320	345	100	35
S12	85	85	30	15
S13	105	105	30	15
S14	165	185	50	20
S15	195	265	60	20
S16	130	130	40	15
S17	210	230	65	25

Fonte: Autoria Própria

$$p = \frac{Sd}{LB} = \frac{1,4(169,71)}{1,65(1,85)} = 77,84kPa$$

Para cálculo dos momentos solicitantes, na seção de referência S1 (Figura 10), utiliza-se as Equações 12 e 13:

$$M_{1L} = p \frac{x_l^2}{2} B = 77,84 \frac{0,785^2}{2} 1,65 = 39,57kNm$$

$$M_{1B} = p \frac{x_b^2}{2} L = 77,84 \frac{0,755^2}{2} 1,85 = 41,04kNm$$

Onde $x_l = c + 0,15l = 0,725 + 0,15(40) = 0,785m$ e $x_b = c + 0,15b = 0,725 + 0,15(20) = 0,755m$

Com estes valores, utilizando a Equação 14 obteve-se a área de aço necessária para resistir aos esforços de flexão em cada dimensão da sapata. A altura útil considerada levou em conta o cobrimento de 3cm definido no projeto e uma armadura CA-50 com diâmetro de 10mm para sapata.

$$d = h - cob - \phi_{sap} = 50 - 3 - 1 = 46cm$$

Portanto:

$$A_{sL} = \frac{M_{1L}}{0,85(d)f_{yd}} = \frac{39,57}{0,85(0,46)43,5} = 2,32\text{cm}^2$$

$$A_{sB} = \frac{M_{1B}}{0,85(d)f_{yd}} = \frac{41,04}{0,85(0,46)43,5} = 2,41\text{cm}^2$$

Para as demais sapatas, foi feito o mesmo procedimento e estes resultados estão expressos no Quadro 8.

Quadro 8 – Dimensionamento estrutural das sapatas isoladas

Sapata	xb (m)	xl (m)	p (kPa)	M1B (kNm)	M1L (kNm)	d (m)	As,b (cm ²)	As,l (cm ²)
S1	0,755	0,785	77,84	41,04	39,57	0,46	2,41	2,33
S2	0,780	0,780	88,87	45,96	45,96	0,46	2,70	2,70
S3	0,855	0,855	87,72	59,32	59,32	0,51	3,15	3,15
S4	0,530	0,560	48,48	9,53	9,12	0,31	0,83	0,80
S5	1,080	1,080	90,58	121,50	121,50	0,66	4,98	4,98
S6	1,055	1,070	88,13	115,26	113,51	0,66	4,72	4,65
S7	0,355	0,355	80,22	4,30	4,30	0,26	0,45	0,45
S8	0,455	0,455	55,06	5,98	5,98	0,26	0,62	0,62
S9	1,330	1,368	78,40	211,49	205,26	0,86	6,65	6,45
S10	0,455	0,455	55,06	5,98	5,98	0,26	0,62	0,62
S11	1,530	1,568	61,82	249,61	243,01	0,96	7,03	6,85
S12	0,355	0,355	78,89	4,23	4,23	0,26	0,44	0,44
S13	0,455	0,455	50,20	5,46	5,46	0,26	0,57	0,57
S14	0,755	0,785	83,10	43,82	42,25	0,46	2,58	2,48
S15	0,905	1,010	59,96	65,07	59,64	0,56	3,14	2,88
S16	0,580	0,580	69,32	15,16	15,16	0,36	1,14	1,14
S17	0,980	1,010	71,29	78,73	76,35	0,61	3,49	3,39

Fonte: Autoria Própria

A partir disto e, com o auxílio do Anexo A-11 disponibilizado por Bastos (2019), é possível determinar o espaçamento entre as barras necessário para atender a área de aço determinada acima. Respeitando o espaçamento mínimo de 10cm e um espaçamento máximo de 20cm, obteve-se um espaçamento de 20cm para barras com diâmetro de 8mm em ambas direções. Assim, é possível calcular o número de barras para cada dimensão da sapata, utilizando a Equação 15:

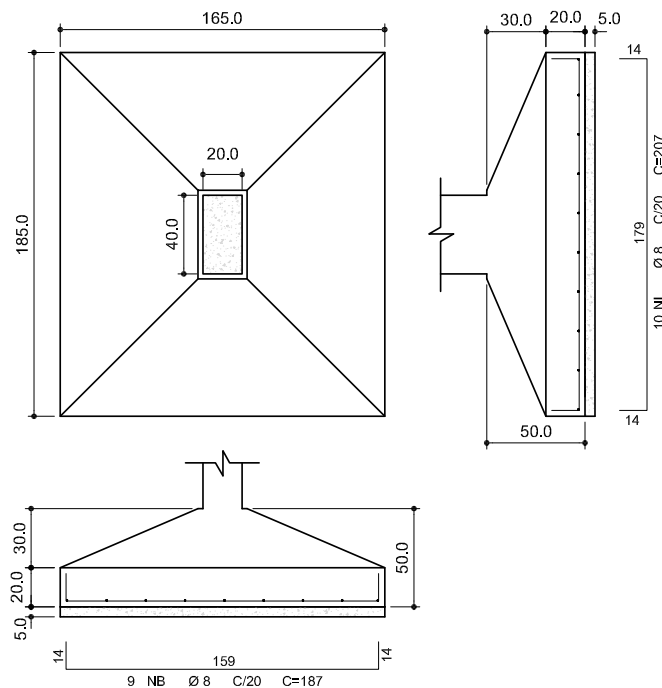
$$n_B = \frac{B - 2(\text{cobrimento}) - \phi_{sap}}{S} + 1 = \frac{165 - 6 - 0,8}{20} + 1 \approx 9 \text{ barras}$$

$$n_L = \frac{L - 2(\text{cobrimento}) - \phi_{sap}}{S} + 1 = \frac{185 - 6 - 0,8}{20} + 1 \approx 10 \text{ barras}$$

O comprimento total das barras será a dimensão do lado correspondente mais duas vezes a altura h_o de maneira que seja respeitado os cobrimentos. Para melhor

visualização foi detalhado a armadura da sapata S1 (Figura 25), sendo que a armadura das demais sapatas foram calculadas e detalhadas de maneira semelhante. Nota-se que foi adotado um valor de 2,5cm para a mesa e de acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019) deve-se apoiar a base da sapata sob uma camada de 5cm de lastro de concreto magro para regularização da mesma.

Figura 25 – Detalhamento armaduras sapata S1



Fonte: Autoria Própria

O detalhamento para as armaduras de todas as sapatas está apresentada no Quadro 9.

3.2.1 Verificações de Segurança

As duas verificações de segurança realizadas foram as da biela e do cisalhamento. Para garantir que não haverá rompimento do concreto por compressão na ligação sapata-pilar, têm-se, pela Equação 26:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd2}$$

Onde, para calcular a tensão solicitante de compressão nas bielas, utilizou-se a Equação 27.

$$\tau_{sd} = \frac{N_d}{ud} = \frac{1,4(169,71)}{2(0,2 + 0,4)(0,46)} = 430,4kPa = 0,430MPa$$

Quadro 9 – Detalhamento das armaduras das sapatas

Sapata	NB					NL				
	As,b (cm ²)	n	φ (mm)	s (cm)	C (cm)	As,l (cm ²)	n	φ (mm)	s (cm)	C (cm)
S1	2,41	9	8	20	187	2,33	10	8	20	207
S2	2,70	11	8	18	192	2,70	11	8	18	192
S3	3,15	13	8	15	207	3,15	13	8	15	207
S4	0,83	7	6,3	20	132	0,80	8	6,3	20	152
S5	4,98	24	8	10	262	4,98	24	8	10	262
S6	4,72	23	8	10	257	4,65	24	8	10	267
S7	0,45	5	6,3	20	97	0,45	5	6,3	20	97
S8	0,62	6	6,3	20	117	0,62	6	6,3	20	117
S9	6,65	24	10	12	322	6,45	26	10	12	347
S10	0,62	6	6,3	20	117	0,62	6	6,3	20	117
S11	7,03	30	10	11	372	6,85	32	10	11	397
S12	0,44	5	6,3	20	97	0,44	5	6,3	20	97
S13	0,57	6	6,3	20	117	0,57	6	6,3	20	117
S14	2,58	10	8	19	187	2,48	11	8	19	207
S15	3,14	14	8	15	217	2,88	19	8	15	287
S16	1,14	8	6,3	20	142	1,14	8	6,3	20	142
S17	3,49	16	8	14	242	3,39	17	8	14	262

Fonte: Autoria Própria

A tensão resistente foi calculada pela Equação 28 e é válida para todas as sapatas.

$$\tau_{rd} = 0,27\alpha_v(f_{cd}) = 0,27 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} = 0,27 \left(1 - \frac{30}{250}\right) \frac{30}{1,4} = 5,09MPa$$

Como $0,43MPa \leq 5,09MPa$ não haverá ruptura do concreto nas bielas diagonais.

Esta verificação foi realizada de maneira análoga para as demais sapatas e os resultados podem ser encontrados no Quadro 10.

Para a verificação do cisalhamento, primeiro calculou-se a força cortante solicitante de cálculo através da Equação 21:

$$V_{L,S2} = \frac{(P_{L,max} + P_{L,S2})L2}{2}$$

Onde:

$$P_{L,max} = \frac{wNd}{L} \left[1 + \frac{6e_x}{L}\right] = \frac{1,1(1,4)169,71}{1,85} \left[1 + \frac{6(0,00578)}{1,65}\right] = 143,92kN/m$$

$$P_{L,min} = \frac{wNd}{L} \left[1 - \frac{6e_x}{L}\right] = \frac{1,1(1,4)169,71}{1,85} \left[1 - \frac{6(0,00578)}{1,65}\right] = 138,63kN/m$$

O valor de L_2 , será comum a ambos os lados e foi obtido com a Equação 23:

$$L_2 = \frac{L - l}{2} - \frac{d}{2} = \frac{1,85 - 0,4}{2} - \frac{0,46}{2} = 0,495m$$

Portanto:

$$P_{L,S_2} = P_{L,max} - \frac{(P_{L,max} - P_{L,min})L_2}{L} = 143,92 - \frac{(143,92 - 138,63)0,495}{1,85}$$

$$P_{L,S_2} = 142,51kN/m$$

Com isso, obteve-se o esforço cisalhante solicitante de cálculo:

$$V_{L,S_2} = \frac{(P_{L,max} + P_{L,S_2})L_2}{2} = \frac{(143,92 + 142,51)0,495}{2} = 70,89kN$$

Para a verificação do cisalhamento, primeiro calculou-se a força cortante resistente de cálculo através da Equação 17:

$$V_{Rd1} = \tau_{Rd}k(1,2 + 40\rho_1)b_{S_2}(d_{S_2})$$

Onde:

$$\tau_{Rd} = 0,0375(f_{ck})^{2/3} = 0,0375(30)^{2/3} = 0,362MPa$$

Para o cálculo do k , foi preciso achar a altura útil da seção S_2 . Isso foi conseguido por meio da semelhança de triângulos (ver Figura 12) que resultou na seguinte expressão:

$$d_{s_2} = h_{S_2} - \text{cobrimento}$$

Tal que:

$$h_{S_2} = \frac{2L_2(h - h_o)}{L - l} = \frac{2(0,495)(0,5 - 0,2)}{1,85 - 0,4} = 0,205m$$

Portanto: $d_{S_2} = 0,2048 - 0,03 = 0,1748m$

$$k = |1,6 - d_{S_2}| \geq 1,0 \therefore k = |1,6 - 0,1748| = 1,4252m \quad (78)$$

E, ainda:

$$\rho = \frac{A_{s,ef}}{b_{S2}(d_{S2})} \leq 0,02 \therefore \rho = \frac{9 \left(\frac{\pi 0,8^2}{4} \right)}{1,65(0,1748)} = 0,00081$$

Finalmente:

$$V_{RdL} = \tau_{Rd}k(1,2 + 40\rho_L)b_{S2}(d_{S2}) = 0,362(1,4252)(1,2 + 40(0,00081))1,65(0,1748)$$

$$V_{RdL} = 0,33813MN = 338,13kN$$

Dessa maneira, $70,89kN \leq 338,13kN$ e, portanto, é dispensado a necessidade da utilização do uso de armaduras transversais.

O mesmo processo de cálculo foi realizado para a outra dimensão (B) e para todas as demais sapatas.

O Quadro 10 traz um resumo de todas as verificações realizadas.

Quadro 10 – Verificações de segurança para as sapatas

SAPATA	ex (mm)	ey (mm)	B (m)	L (m)	Verificação núcleo inércia	σmax (kPa)	σmax ≤ σadm	BIELAS		CISALHAMENTO VS2 < Vrd			
								tsd (Mpa)	tsd ≤ trd	VL,S2 (kN)	Vrd,L (kN)	VB,S2 (kN)	Vrd,B (kN)
S1	5,78	31,53	1,65	1,85	Base comprimida	69,32	OK	0,43	OK	70,89	338,13	84,70	377,14
S2	-0,97	-7,29	1,70	1,70	Base comprimida	67,79	OK	0,70	OK	86,62	350,96	87,96	350,96
S3	14,14	0,42	1,85	1,85	Base comprimida	72,18	OK	0,74	OK	104,98	404,54	101,85	404,54
S4	53,66	122,64	1,20	1,40	Base comprimida	70,21	OK	0,22	OK	25,90	185,36	37,01	214,84
S5	11,46	-1,30	2,30	2,30	Base comprimida	73,06	OK	0,91	OK	168,39	584,64	165,39	584,64
S6	13,66	-0,80	2,25	2,35	Base comprimida	71,51	OK	0,71	OK	155,32	570,55	158,57	594,29
S7	-6,46	15,08	0,85	0,85	Base comprimida	66,86	OK	0,28	OK	15,14	110,94	15,83	110,94
S8	96,67	18,51	1,05	1,05	Base comprimida	71,74	OK	0,29	OK	26,21	144,40	20,19	144,40
S9	70,68	22,00	2,80	3,05	Base comprimida	73,07	OK	0,60	OK	230,96	846,51	236,27	917,18
S10	96,65	18,45	1,05	1,05	Base comprimida	71,72	OK	0,29	OK	26,21	144,40	20,18	144,40
S11	273,89	11,90	3,20	3,45	Base comprimida	72,79	OK	0,55	OK	296,40	1095,81	242,92	1176,30
S12	-2,19	15,33	0,85	0,85	Base comprimida	67,73	OK	0,27	OK	14,55	110,94	15,58	110,94
S13	90,23	27,07	1,05	1,05	Base comprimida	65,88	OK	0,27	OK	23,45	144,40	19,01	144,40
S14	15,26	8,37	1,65	1,85	Base comprimida	70,51	OK	0,46	OK	77,37	339,02	85,49	378,03
S15	16,92	155,14	1,95	2,65	Base comprimida	71,40	OK	0,25	OK	78,80	449,65	138,49	601,10
S16	-6,39	66,08	1,30	1,30	Base comprimida	69,47	OK	0,41	OK	37,45	218,26	44,68	218,26
S17	70,35	37,35	2,10	2,30	Base comprimida	72,27	OK	0,47	OK	120,24	510,86	124,93	557,40

$\frac{e_x}{L} + \frac{e_y}{B} \leq \frac{1}{6}$

σadm = 73,33 kPa

trd = 5,09 Mpa

Fonte: Autoria Própria

3.3 Dimensionamento fundação profunda

3.3.1 Determinação da carga admissível das estacas

O perfil de sondagem utilizado para realizar o dimensionamento das estacas está apresentado no Anexo C. Pela sondagem não ter detectado a presença de água no local, pode-se adotar para este terreno a execução de estacas escavadas mecanicamente com trado helicoidal sem fluidos estabilizantes. Neste caso, os diâmetros disponíveis e suas respectivas cargas nominais estão expressos na Tabela 12 (CINTRA; AOKI, 2010).

Tabela 12 – Diâmetros estacas escavadas mecanicamente e suas capacidades de carga estrutural

Estaca escavada com trado	
Diâmetro (cm)	Carga nominal (kN)
25	250
30	360
35	490
40	640
45	810
50	1000

Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2010)

Pelo Quadro 4, para uma classe de agressividade de II e uma estaca escavada sem fluido, a NBR 6122 estabelece a resistência mínima do concreto em 25MPa, valor que foi adotado. A profundidade da estaca foi definida em 7 metros.

O cálculo da capacidade de carga admissível das estacas para vários diâmetros pelos métodos de Aoki e Velloso (1975), Teixeira (1996) e Decourt e Quaresma (1978) foi feito com o auxílio de uma planilha do Excel desenvolvida por Ferreira e Delalibera (2014). Os dados do perfil de sondagem foram transferidos para a planilha e o tipo de estaca, seu diâmetro e a profundidade de escavação definidas. A Figura 26 mostra a interface inicial da planilha.

Figura 26 – Dados de entrada para determinação da capacidade de carga das estacas

Fonte: Autoria Própria

Com isto, selecionado o diâmetro de 25cm, obteve-se os resultados demonstrados nas Figuras 27, 28 e 29 utilizando os métodos de Aoki e Velloso (1975), Decourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996) respectivamente.

Figura 27 – Capacidade de carga de uma estaca escavada $\phi 25\text{cm}$ - Aoki e Velloso (1975)

MÉTODO AOKI VELLOSO (1975)									
Dados do Cálculo					AVANÇAR		VOLTAR		
Estaca	Tipo	Diâmetro (cm)	Comp. (m)	F.S (Global)					
Moldada in-loco	Escavada	25	7	2					
% Resistência de ponta		% Resistência lateral							
100		100							
RESULTADOS									
Profundidade (m)	K (kPa)	α	F1	F2	R_p na camada (kN)	R_L por metro (kN)	R_L acumulada (kN)	R Total do solo (kN)	P_{adm} (kN)
1	200	0,06	3	6	6,54	3,14	3,14	9,69	4,84
2	200	0,06	3	6	13,09	6,28	9,42	22,51	11,26
3	200	0,06	3	6	13,09	6,28	15,71	28,80	14,40
4	200	0,06	3	6	36,00	17,28	32,99	68,98	34,49
5	200	0,06	3	6	32,72	15,71	48,69	81,42	40,71
6	220	0,04	3	6	39,60	12,67	61,37	100,96	50,48
7	220	0,04	3	6	46,80	14,97	76,34	123,14	61,57

Fonte: Autoria Própria

Figura 28 – Capacidade de carga de uma estaca escavada $\phi 25\text{cm}$ - Teixeira (1996)

MÉTODO TEIXEIRA (1996)									
DADOS PARA CÁLCULO									
Estaca	Tipo	Diâmetro (cm)	A_p (m ²)	U (m)	Comp (m)	F. Segurança			
Moldada in-loco	Escavada	25	0,0491	0,785	7	2			
% Resistência de ponta		% Resistência lateral							
100		100							
RESULTADOS									
Profundidade (m)	N_p	N_l	α (kPa)	β (kPa)	R_p (kN)	R_L (kN)	R_L acumulada (kN)	R total (kN)	P_{adm} (kN)
1	4,00	4,00	100	4	19,63	12,57	12,57	32,20	16,10
2	4,00	4,00	100	4	19,63	12,57	25,13	44,77	22,38
3	4,00	4,00	100	4	19,63	12,57	37,70	57,33	28,67
4	7,50	5,75	100	4	36,82	18,06	55,76	92,58	46,29
5	10,50	6,60	100	4	51,54	20,73	76,50	128,04	64,02
6	10,50	7,33	100	4	51,54	23,04	99,54	151,08	75,54
7	12,00	8,14	100	4	58,90	25,58	125,12	184,02	92,01

Fonte: Autoria Própria

Por fim, a planilha também resume os resultados e tira a média dentre os três métodos, tal como pode ser visto na Figura 30. Escolheu-se por adotar como R_{adm} a média entre os valores, já que existe uma diferença significativa entre os resultados.

Este processo foi repetido para todos diâmetros disponíveis e os resultados estão expressos na Tabela 13.

3.3.2 Dimensionamento estrutural blocos de coroamento

Para definição dos blocos de coroamento, foi utilizado as cargas e pilares expressos no Quadro 5. Para determinar o diâmetro da estaca de cada bloco, utilizou-se a Equação 44 dando preferência a estacas cujo diâmetro fosse o suficiente para permitir blocos com somente duas estacas, sempre que possível. O valor de w adotado foi de 1,05 (BASTOS, 2020). Assim, somente os blocos associados aos pilares P5, P9 e P11

Figura 29 – Capacidade de carga de uma estaca escavada de $\phi 25\text{cm}$ - Decourt e Quaresma (1978)

MÉTODO DECOURT QUARESMA (1978)												
DADOS PARA CÁLCULO												
Estaca	Tipo		Diâmetro (cm)	A_p (m ²)	L (m)	Comprimento (m)						
Moldada in-loco	Escavada		25	0,0491	0,785	7						
AJUSTES DO MÉTODO DECOURT-QUARESMA												
Coef. Solo (kPa)			% Resistência de ponta (α)	% Resistência lateral (β)								
Variável de acordo com o Solo*			100	100								
RESULTADOS												
Profundidade (m)	N_p	N_s	α [%]	β [%]	Coef. solo	R_p (kN)	R_s (kN)	$R_{s,variada}$ (kN)	R_{total} (kN)	P_{Adm} (kN)	$R/2$	$(R/3,3)+(Rp/4)$
1	3,00	3,00	0,85	0,80	120,00	15,02	12,57	0,00	15,02	3,76	7,51	3,76
2	3,32	3,50	0,85	0,80	120,00	16,69	13,61	0,00	16,69	4,17	8,34	4,17
3	6,32	3,67	0,85	0,80	120,00	31,71	13,96	13,96	45,67	18,67	22,84	18,67
4	8,33	5,50	0,85	0,80	120,00	41,72	17,80	31,76	73,49	34,87	36,74	34,87
5	10,67	6,40	0,85	0,80	120,00	53,41	19,69	51,45	104,86	52,43	52,43	52,39
6	13,23	7,17	0,60	0,65	120,00	40,06	17,30	68,75	108,81	54,40	54,40	62,90
7	12,67	8,00	0,60	0,65	120,00	44,77	18,72	87,47	132,24	66,12	66,12	78,48

Fonte: Autoria Própria

Figura 30 – Resultado final do cálculo da capacidade de carga das estacas

RELATÓRIO FINAL				
Estaca	Tipo		Diâmetro (cm)	N.A (m)
Moldada in-loco	Escavada		25	41
Carga Admissível na cota de apoio da Estaca (kN)				
Cota (m)	Anki-Veloso	Decourt-Quaresma	Teixeira	Média
7,00	61,57	66,12	92,01	73,23
Carga Geotécnica Admissível (kN)				
Profundidade (m)	Anki-Veloso	Decourt-Quaresma	Teixeira	Média
0	0	0	0	0
1	4,84	3,70	16,10	8,23
2	11,26	4,17	22,38	12,60
3	14,40	18,67	28,67	20,58
4	34,49	34,87	46,29	38,55
5	40,71	52,43	64,02	52,39
6	50,48	54,40	75,54	60,14
7	61,57	66,12	92,01	73,23

Fonte: Autoria Própria

tiveram cargas grandes o suficiente para necessitarem de blocos com mais estacas, enquanto que nos demais pilares, blocos com uma e duas estacas com diâmetros variáveis foram o suficientes. A relação de pilares, número de estacas por bloco e seus respectivos diâmetros podem ser vistas na Tabela 14. As informações de projeto são as mesmas utilizadas no dimensionamento das sapatas, tal que o concreto é classe C30 com cobrimento nas armaduras de 3cm.

3.3.2.1 Dimensionamento estrutural bloco com uma estaca

Seguindo as recomendações da Figura 18 e utilizando a Equação 51, pode-se obter as dimensões em planta dos blocos com uma estaca. Para exemplificar, segue o cálculo do bloco B8, cujo pilar, P8, é um quadrado com lado de 20cm:

$$L = B = \phi_{est} + 2(5\text{cm}) = 25 + 10 = 35\text{cm}$$

Tabela 13 – Cargas admissíveis das estacas escavadas por diâmetro

Carga admissível adotada	
Diâmetro (cm)	R_{adm} (kN)
25	73,23
30	93,90
35	116,57
40	141,25
45	167,93
50	194,44

Fonte: Autoria Própria

Tabela 14 – Número de estacas por bloco

Pilar	N.º de estacas	ϕ_{est} (cm)
P1	2	35
P2	2	35
P3	2	35
P4	1	25
P5	4	30
P6	2	50
P7	1	25
P8	1	25
P9	4	45
P10	1	25
P11	4	50
P12	1	25
P13	1	25
P14	2	35
P15	2	45
P16	1	35
P17	2	45

Fonte: Autoria Própria

A determinação da altura foi feita com a Equação 52:

$$h = 1,2(\phi_{est}) + 5cm = 1,2(25) + 5 = 35cm$$

Onde $1,2(\phi_{est}) = 30cm$ é a altura útil do bloco que deverá ser maior que o comprimento de ancoragem do pilar, obtido na Tabela 10 que é de 23cm para o pilar P8. Como $30cm > 27cm$, esta condição é atendida. Deve também ser verificado a condição de rigidez do bloco, segundo exigências da NBR 6118 (ABNT, 2014):

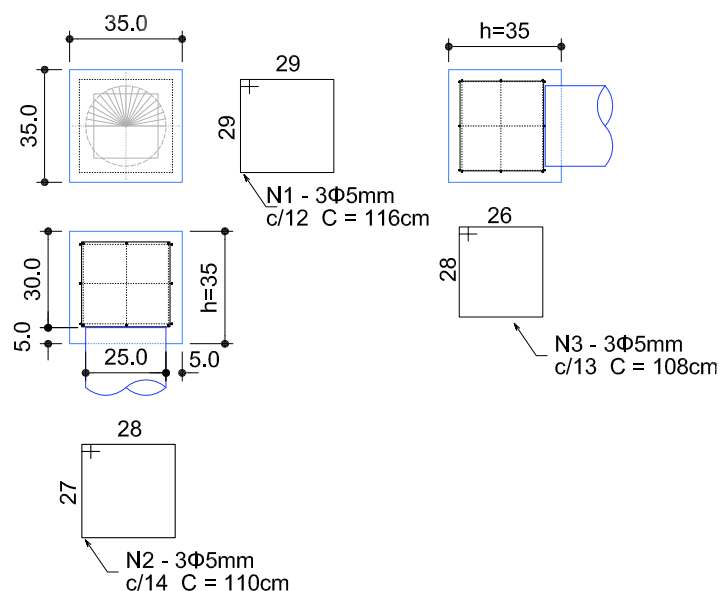
$$h > \frac{L-l}{3} \therefore h > \frac{35-20}{3} \therefore h > 5cm$$

Como $h = 35\text{cm}$, o bloco é rígido. Com o dimensionamento geométrico finalizado, pode-se calcular a área de aço necessária para combater os esforços de fendilhamento no bloco através da Equação 53:

$$A_s = \frac{0,25(1,4)S_k}{f_{yd}} = \frac{0,25(1,4)43,36}{43,5} = 0,35\text{cm}^2$$

Os estribos horizontais serão dispostos ao longo da altura do bloco, respeitando o cobrimento de 3cm e a imersão da cabeça da estaca no bloco de 5cm. Com o auxílio do Anexo A-11 disponibilizado por Bastos (2020), pôde-se determinar as armaduras mínimas e conseqüentemente os espaçamentos máximos necessários para os blocos com uma estaca. A Figura 31 traz o detalhamento geométrico e das armaduras do bloco B8.

Figura 31 – Detalhamento das armaduras do bloco B8



Fonte: Autoria Própria

Esta configuração de armaduras para o Bloco B8 pôde ser repetida para os blocos B7, B10, B12 e B13, devido à igualdade das dimensões e semelhança nas cargas verticais.

Os restantes blocos com uma estaca (B7 e B16), tiveram configurações diferentes devido à pilar P7 não ser quadrado e ao diâmetro da estaca do Bloco B16 ser maior (35cm). Em todo caso, o Quadro 11 traz um resumo com todas as armaduras para os blocos de uma estaca, assim como suas dimensões geométricas e diâmetro da estaca que o compõe.

Quadro 11 – Dimensionamento estrutural blocos com 1 estaca

Bloco	ϕ_{est} (cm)	L=B (cm)	d (cm)	h (cm)	A_s (cm ²)	N1				N2				N3			
						n	ϕ (mm)	s (cm)	C (cm)	n	ϕ (mm)	s (cm)	C (cm)	n	ϕ (mm)	s (cm)	C (cm)
B4	25	50	30	35	0,47	3	5	12	176	4	5	14	140	4	5	14	138
B7	25	35	30	35	0,33	3	5	12	116	3	5	14	110	3	5	13	108
B8	25	35	30	35	0,35	3	5	12	116	3	5	14	110	3	5	13	108
B10	25	35	30	35	0,35	3	5	12	116	3	5	14	110	3	5	13	108
B12	25	35	30	35	0,33	3	5	12	116	3	5	14	110	3	5	13	108
B13	25	35	30	35	0,32	3	5	12	116	3	5	14	110	3	5	13	108
B16	35	45	45	50	0,67	5	5	10	156	5	5	9,5	160	5	5	9	158

Fonte: Autoria Própria

3.3.2.2 Dimensionamento estrutural bloco com duas estacas

Para estacas moldadas in loco, a distância entre as estacas (e) é tomada como $3\phi_{est}$ (Equação 56). Portanto, tomando como exemplo o pilar P3 (seção 20x20cm) cujo bloco terá duas estacas de 35cm (Tabela 14), têm-se:

$$e = 3\phi_{est} = 3(35) = 105cm$$

Em seguida, estima-se o comprimento inicial do bloco utilizando a Equação 57. Neste caso, considerou-se um concreto com f_{ck} de 30MPa, região de boa aderência, sem gancho, e um diâmetro estimado para a armadura principal de aço CA-50 com 10mm, tal que o l_b encontrado foi de 33cm (BASTOS, 2020):

$$L_o = e - \phi_{est} + 2(0,7l_b + c + \phi_l) = 105 - 35 + 2(0,7(33) + 3 + 1) = 124,2cm$$

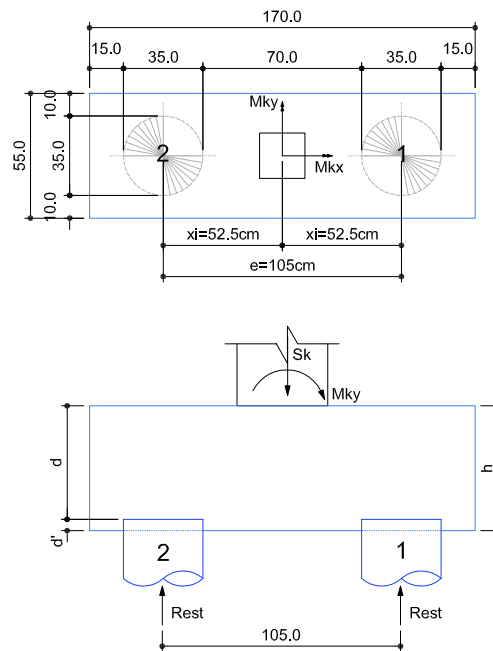
Porém, nota-se pela Figura 21 que a distância entre a face externa da estaca e a face do bloco deve ser de, no mínimo, 15cm. Portanto, o valor adotado para L, neste caso foi de 170cm, como pode ser visto na Figura 32. Na outra dimensão (B) a única restrição pode ser vista na Figura 20, onde a face externa da estaca deve estar, no mínimo, a 5cm de distância da face do bloco, no caso de edificações de porte pequeno (BASTOS, 2020). Adotou-se o valor de 10cm, portanto:

$$B = \phi_{est} + 2(10cm) = 35 + 20 = 55cm$$

Em seguida, calcula-se a reação na estaca mais carregada, utilizando a Equação 54, onde adotou-se w como tendo o valor de 1,05. Neste caso, a estaca mais solicitada será a "1", devido ao momento M_{ky} de 3,34kNm. Tal que $y_i = 0$ e $x_i = 52,5cm$, como pode ser visto na Figura 33.

$$R_1 = \frac{wS_k}{n_{est}} + \frac{M_{kx}(y_i)}{\sum(y_i)^2} + \frac{M_{ky}(x_i)}{\sum(x_i)^2} = \frac{1,05(214,45)}{2} + \frac{3,34(0,525)}{2(0,525)^2} = 115,76kN$$

Figura 32 – Bloco B3: esforços solicitantes



Fonte: Autoria Própria

Como o valor da reação da estaca mais solicitada é menor do que a carga admissível da estaca escavada de diâmetro 35cm (ver Tabela 13), verificou-se a condição de segurança dada pela Equação 30 tal como exigido pela NBR 6122 (ABNT, 2019):

$$R_{adm} \geq S_k \therefore 116,57kN \geq 115,76kN$$

Por questões de segurança, presume-se que todas as estacas estão sob essa solicitação de tal maneira que o dimensionamento do bloco foi feito considerando, como valor da solicitação de cálculo: $N_d = 1,4(116,57) = 162,07kN$.

Utilizando, ainda, a Equação 54, calculou-se o valor da reação na estaca "2", de forma a garantir que não exista tensões de tração nesta estaca:

$$R_2 = \frac{wS_k}{n_{est}} - \frac{M_{kx}(y_i)}{\Sigma(y_i)^2} - \frac{M_{ky}(x_i)}{\Sigma(x_i)^2} = \frac{1,05(214,45)}{2} - \frac{3,34(0,525)}{2(0,525)^2} = 109,4kN \geq 0$$

Este cálculo foi realizado para todos os blocos com duas estacas e suas dimensões em planta e reações nas estacas, estão expressos no Quadro 12.

Definido as dimensões em planta e verificado a segurança nas estacas, partiu-se para a determinação da altura útil do bloco utilizando as Equações 59 e 60.

Quadro 12 – Determinação das dimensões em planta blocos com duas estacas

Pilar	b (m)	l (m)	Nk (kN)	Mkx (kNm)	Mky (kNm)	φ _{est} (cm)	e (cm)	Lo (cm)	L (cm)	B (cm)	R1 (kN)	Radm (kN)	R2 (kN)	Nd (kN)
P1	0,20	0,40	169,71	5,89	1,08	35	105	124,20	170	55	94,71	116,57	83,49	132,59
P2	0,20	0,20	183,45	-1,47	-0,20	35	105	124,20	170	55	97,71	116,57	94,91	136,80
P3	0,20	0,20	214,45	0,10	3,34	35	105	124,20	170	55	115,76	116,57	109,41	162,07
P6	0,20	0,30	332,85	-0,29	5,00	50	150	154,20	230	70	178,08	194,44	171,41	249,32
P14	0,20	0,40	181,19	1,67	3,04	35	105	124,20	170	55	98,02	116,57	92,23	137,23
P15	0,20	0,90	221,31	37,77	4,12	45	135	144,20	210	65	144,17	167,93	88,21	201,83
P17	0,20	0,40	245,94	10,10	19,03	45	135	144,20	210	65	143,21	167,93	115,02	200,50

Fonte: Autoria Própria

$$0,419 \left(e - \frac{l}{2} \right) \leq d \leq 0,714 \left(e - \frac{l}{2} \right) \therefore 0,419 \left(105 - \frac{20}{2} \right) \leq d \leq 0,714 \left(105 - \frac{20}{2} \right)$$

Com isso, obteve-se que $39,81\text{cm} \leq d \leq 67,83\text{cm}$.

$$d' \geq \begin{cases} 5\text{cm} \\ \frac{\sqrt{\pi}\phi_e}{10} \end{cases} \therefore d' \geq \begin{cases} 5\text{cm} \\ \frac{\sqrt{\pi}35}{10} \end{cases} \therefore d' \geq \begin{cases} 5\text{cm} \\ 6,2\text{cm} \end{cases}$$

Adotando um d' de 7cm, para que o bloco tenha altura de 50cm, $d=43\text{cm}$. O comprimento de ancoragem da armadura do pilar P3 dentro do bloco é de 23cm (Tabela 10), portanto a altura útil $d=38\text{cm}$ é suficiente.

Esta verificação foi feita para todos os blocos e todas as alturas úteis mínimas calculadas deram maior do que 29cm, que é o maior comprimento de ancoragem da armadura do pilar.

Com o valor da altura útil, calculou-se o ângulo de inclinação α através da Equação 58:

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{l}{4}} = \frac{43}{\frac{105}{2} - \frac{20}{4}} \therefore \alpha = 42,2^\circ$$

A relação das alturas úteis mínimas, máximas, o valor adotado para d , a altura resultante e o ângulo de inclinação α de todos os blocos com 2 estacas podem ser vistos no Quadro 13.

A seguir se fez a verificação das bielas, calculando primeiramente a tensão limite de compressão nas bielas próximas ao pilar e às estacas, que depende apenas da classe do concreto e do valor adotado para k_r , que foi de 0,95:

$$\sigma_{cd,lim} = (1,4)k_r(f_{cd}) = (1,4)0,95 \left(\frac{3}{1,4} \right) = 2,85\text{kN/cm}^2$$

Nota-se, portanto, que este valor é válido para todos os blocos com duas estacas.

Com isto, pôde-se calcular as tensões nas bielas utilizando as Equações 67 e 68.

Quadro 13 – Determinação das alturas dos blocos com duas estacas

Bloco	dmín (cm)	dmáx (cm)	d' (cm)	d (cm)	h (cm)	ângulo α (°)
B1	35,62	60,69	7	43	50	45,34
B2	39,81	67,83	7	43	50	42,15
B3	39,81	67,83	7	43	50	42,15
B6	56,57	96,39	9	61	70	42,10
B14	35,62	60,69	7	43	50	45,34
B15	37,71	64,26	8	42	50	43,03
B17	48,19	82,11	8	52	60	42,12
						$40^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$

Fonte: Autoria Própria

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \text{sen}^2 \alpha} = \frac{(2)162,07}{(20)(20)(\text{sen}(42,2))^2} = 1,80 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{2(A_{est}) \text{sen}^2 \alpha} = \frac{2(162,07)}{2\left(\frac{\pi(35)^2}{4}\right)(\text{sen}(42,2))^2} = 0,37 \text{ kN/cm}^2$$

Como $\sigma_{cd,b,pil} \leq \sigma_{cd,lim}$ e $\sigma_{cd,b,est} \leq \sigma_{cd,lim}$, verifica-se que não haverá esmagamento do concreto nas bielas devido às tensões concentradas de compressão.

A próxima verificação feita foi a de cisalhamento, mas para isso, foi necessário determinar a armadura principal, que foi calculada com a Equação 61:

$$A_s = \frac{1,15N_d}{8(d)f_{yd}}(2e - l) = \frac{1,15(2)162,07}{8(43)43,5}(2(105) - 20) = 4,73 \text{ cm}^2$$

Sendo adotado o diâmetro de 10mm, têm-se $7\phi 10$ mm. Estas barras são dispostas em cima do diâmetro das estacas e terminam em ganchos em ambas extremidades. Optou-se por estender este gancho até o topo do bloco, respeitando o cobrimento de 3cm.

Para realizar a verificação dos esforços cortantes, calculou-se a sollicitação cortante na seção S2 (Figura 17) através da Equação 46:

$$V_{sd} = \frac{n_{S2}N_d}{n_{est}} = \frac{162,07}{2} = 81,03 \text{ kN}$$

Esta sollicitação deve ser comparada com a resistência ao cisalhamento nesta mesma seção que pode ser calculada através da Equação 47:

$$V_{Rd1} = \tau_{Rd}k(1,2 + 40\rho)b_w(d)$$

Onde: $k = |1,6 - 0,43| = 1,17$ e, pelas Equações 48 e 50 obtém se os valores para " τ_{Rd} " e " ρ ":

$$\tau_{Rd} = 0,0375(f_{ck})^{2/3} = 0,0375(30)^{2/3} = 0,362MPa$$

Válido para todos os blocos, independente do número de estacas.

$$\rho = \frac{A_{s,ef}}{b_w(d)} = \frac{7\left(\frac{\pi 1^2}{4}\right)}{55(43)} = 0,00232$$

Portanto:

$$V_{Rd1} = \tau_{Rd}k(1,2 + 40\rho)b_w(d) = (0,362)1,22(1,2 + 40(0,0023))0,55(0,43)$$

$$V_{Rd1} = 0,1295MN = 129,5kN$$

Como $V_{Rd1} \geq V_{sd}$ o concreto conseguirá resistir aos esforços de cisalhamento no bloco sem a necessidade da adição de armadura de cisalhamento. Tanto esta verificação quanto das bielas comprimidas foram realizadas para todos os blocos de maneira similar e seus valores estão expressos no Quadro 14 junto com as dimensões geométricas, o diâmetro das estacas e a verificação das tensões máximas.

Quadro 14 – Verificações para os blocos com duas estacas

Bloco	DIMENSÕES GEOMÉTRICAS				VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA								
	L (cm)	B (cm)	h (cm)	ϕ _{est} (cm)	R _{max} (kN)	R _{adm} (kN)	R _{min} (kN)	BIELAS COMPRIMIDAS (kN/cm ²)		CISALHAMENTO			
								σ _{cd,b,pil}	σ _{cd,b,est}	k (m)	ρ	V _{rd1} (kN)	V _{sd} (kN)
B1	170	55	50	35	94,71	116,57	83,49	0,66	0,27	1,17	0,00166	126,87	66,29
B2	170	55	50	35	97,71	116,57	94,91	1,52	0,32	1,17	0,00199	128,20	68,40
B3	170	55	50	35	115,76	116,57	109,41	1,80	0,37	1,17	0,00232	129,54	81,03
B6	230	70	70	50	178,08	194,44	171,41	1,85	0,28	1,00	0,00184	196,89	124,66
B14	170	55	50	35	98,02	116,57	92,23	0,68	0,28	1,17	0,00166	126,87	68,61
B15	210	65	50	45	144,17	167,93	88,21	0,48	0,27	1,18	0,00230	150,70	100,92
B17	210	65	60	45	143,21	167,93	115,02	1,11	0,28	1,08	0,00186	168,43	100,25
					R _{max} < R _{adm}		R _{min} > 0	σ _{cd,lim} = 2,85		V _{rd1} > V _{sd}			

Fonte: Autoria Própria

Com as verificações de segurança realizadas, pôde-se seguir com o restante dos cálculos das armaduras. A armadura superior, tomada como 20% da armadura principal será:

$$A_{s,sup} = 0,2A_s = 0,2(4,73) = 0,947cm^2$$

Sendo adotado o diâmetro de 6,3mm, têm-se 4ϕ6,3mm.

As armaduras de pele e estribos verticais são calculadas através da Equação 64:

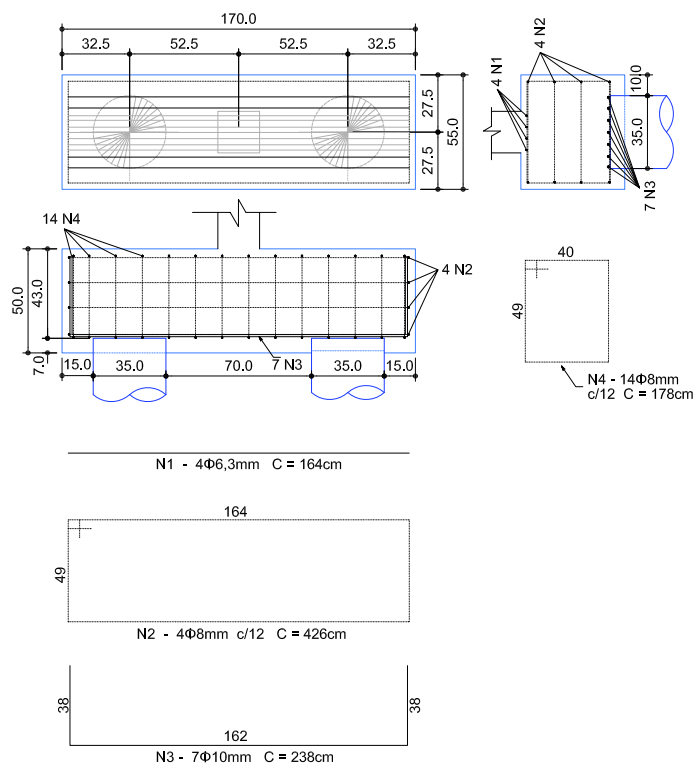
$$\left(\frac{A_{sp}}{s}\right)_{min,face} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min,face} = 0,075B = 0,075(55) = 4,125cm^2/m$$

Com o auxílio da Tabela 1 disponibilizada por Bastos (2020), têm-se $\phi 6,3\text{mm}$ com espaçamento máximo entre as barras de 12cm.

Sendo que os estribos horizontais são dispostos ao longo da altura útil do bloco e os verticais ao longo da maior dimensão (L).

A Figura 33 traz, para melhor visualização, todas as armaduras e suas referentes disposições dentro do bloco, respeitando as condições exigidas pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

Figura 33 – Detalhamento das armaduras do bloco B3



Fonte: Autoria Própria

Por fim, o Quadro 15 traz o detalhamento estrutural dos blocos sobre duas estacas, incluindo as áreas de aço calculadas.

Quadro 15 – Detalhamento das armaduras dos blocos sobre duas estacas

Bloco	As (cm ²)	N3			Asup (cm ²)	N1			Asw (cm ²)	N2				N4			
		n	φ (mm)	C (cm)		n	φ (mm)	C (cm)		n	φ (mm)	s (cm)	C (cm)	n	φ (mm)	s (cm)	C (cm)
B1	3,46	5	10	238	0,693	3	6,3	164	4,13	4	8	12	426	14	8	12	178
B2	3,99	6	10	238	0,799	3	6,3	164	4,13	4	8	12	426	14	8	12	178
B3	4,73	7	10	238	0,947	4	6,3	164	4,13	4	8	12	426	14	8	12	178
B6	7,29	10	10	334	1,459	5	6,3	224	5,25	7	8	9,5	576	24	8	9,5	244
B14	3,59	5	10	238	0,717	3	6,3	164	4,13	4	8	12	426	14	8	12	178
B15	5,72	8	10	276	1,143	4	6,3	204	4,88	4	8	10	526	21	8	10	196
B17	5,86	8	10	296	1,172	4	6,3	204	4,88	6	8	10	526	21	8	10	216

Fonte: Autoria Própria

3.3.2.3 Dimensionamento estrutural bloco com quatro estacas

Para estacas moldadas in loco, a distância entre as estacas (e) é tomada como $3\phi_{est}$ (Equação 56). Portanto, tomando como exemplo o pilar P5 (seção 20x20cm) cujo bloco terá duas estacas de 30cm (Tabela 14), têm-se:

$$e = 3\phi_{est} = 3(30) = 90cm$$

Em seguida, estima-se o comprimento inicial do bloco utilizando a Equação 57. Neste caso, considerou-se um concreto com f_{ck} de 30MPa, região de boa aderência, sem gancho, e um diâmetro estimado para a armadura principal de aço CA-50 com 10mm, tal que o l_b encontrado foi de 33cm (BASTOS, 2020):

$$L_o = e - \phi_{est} + 2(0,7l_b + c + \phi_l) = 90 - 30 + 2(0,7(33) + 3 + 1) = 114,2cm$$

Porém, nota-se pela Figura 21 que a distância entre a face externa da estaca e a face do bloco deve ser de, no mínimo, 15cm. Portanto, o valor adotado para L , neste caso foi de 150cm. Por questões de simetria para facilitar os cálculos, adotou-se o bloco quadrado, tal que $L=B=150cm$.

Em seguida, calcula-se a reação na estaca mais carregada, utilizando a Equação 54, onde adotou-se w como tendo o valor de 1,05:

$$R_1 = R_{max} = \frac{wS_k}{n_{est}} + \frac{M_{kx}(y_i)}{\Sigma(y_i)^2} + \frac{M_{ky}(x_i)}{\Sigma(x_i)^2} = \frac{1,05(342,27)}{4} + \frac{0,49(0,45)}{4(0,45)^2} + \frac{4,32(0,45)}{4(0,45)^2}$$

$$R_{max} = 92,52kN$$

Como o valor da reação da estaca mais solicitada é menor do que a carga admissível da estaca escavada de diâmetro 30cm (ver Tabela 13), verificou-se a condição de segurança dada pela Equação 30 tal como exigido pela NBR 6122 (ABNT, 2019):

$$R_{adm} \geq S_k \therefore 92,52kN \geq 129,52kN$$

Por questões de segurança, presume-se que todas as estacas estão sob essa solicitação de tal maneira que o dimensionamento do bloco foi feito considerando, como valor da solicitação de cálculo: $N_d = 1,4(92,52) = 129,52kN$.

Utilizando, ainda, a Equação 54, calculou-se o valor da reação na estaca menos solicitada, de forma a garantir que não exista tensões de tração nesta estaca:

$$R_4 = R_{min} = \frac{wS_k}{n_{est}} - \frac{M_{kx}(y_i)}{\Sigma(y_i)^2} - \frac{M_{ky}(x_i)}{\Sigma(x_i)^2} = \frac{1,05(342,27)}{4} - \frac{0,49(0,45)}{4(0,45)^2} - \frac{4,32(0,45)}{4(0,45)^2}$$

$$R_{min} = 87,18kN$$

Este cálculo foi realizado para todos os blocos com quatro estacas e suas dimensões em planta e reações nas estacas, estão expressos no Quadro 16.

Quadro 16 – Determinação das dimensões em planta blocos com quatro estacas

Pilar	b (m)	l (m)	Nk (kN)	Mkx (kNm)	Mky (kNm)	φ _{est} (cm)	e (cm)	Lo (cm)	L=B (cm)	R _{máx} (kN)	R _{adm} (kN)	R _{mín} (kN)	Nd (kN)
P5	0,20	0,20	342,27	-0,49	4,32	30	90	114,2	150	92,52	93,90	87,18	129,52
P9	0,20	0,45	478,24	11,58	37,18	45	135	144,2	210	143,60	167,93	107,48	201,03
P11	0,20	0,45	487,46	6,38	146,86	50	150	154,2	230	179,04	194,44	76,88	250,65

Fonte: Autoria Própria

Definido as dimensões em planta e verificado a segurança nas estacas, partiu-se para a determinação da altura útil do bloco utilizando as Equações 70 e 60, utilizando como referência o pilar de lado dado pela Equação 69:

$$a_{p,eq} = \sqrt{l(b)} = \sqrt{20(20)} = 20cm$$

$$0,71 \left(e - \frac{a_{p,eq}}{2} \right) \leq d \leq \left(e - \frac{a_{p,eq}}{2} \right) \therefore 0,71 \left(90 - \frac{20}{2} \right) \leq d \leq \left(90 - \frac{20}{2} \right)$$

Com isso, obteve-se que $56,80cm \leq d \leq 80,00cm$.

$$d' \geq \begin{cases} 5cm \\ \frac{\sqrt{\pi}\phi_e}{10} \end{cases} \therefore d' \geq \begin{cases} 5cm \\ \frac{\sqrt{\pi}30}{10} \end{cases} \therefore d' \geq \begin{cases} 5cm \\ 5,32cm \end{cases}$$

Adotando um d' de 6cm, para que o bloco tenha altura de 65cm têm-se: d=59cm. O comprimento de ancoragem da armadura do pilar P5 dentro do bloco é de 23cm (Tabela 10), portanto a altura útil d=59cm é suficiente.

Esta verificação foi feita para todos os blocos e todas as alturas úteis mínimas calculadas deram maior do que 29cm, que é o maior comprimento de ancoragem da armadura do pilar.

Com o valor da altura útil, calculou-se o ângulo de inclinação α através da Equação 71:

$$tg(\alpha) = \frac{d}{e\frac{\sqrt{2}}{2} - a_{p,eq}\frac{\sqrt{2}}{4}} = \frac{59}{90\frac{\sqrt{2}}{2} - 20\frac{\sqrt{2}}{4}} \therefore \alpha = 46,2^\circ$$

Quadro 17 – Determinação das alturas dos blocos com quatro estacas

Pilar	ap,eq (cm)	dmin (cm)	dmax (cm)	d' (cm)	d (cm)	h (cm)	ângulo α (°)
P5	20,0	56,80	80,00	6	59	65	46,21
P9	30,0	85,20	120,00	8	87	95	45,72
P11	30,0	95,85	135,00	9	96	105	45,16
							$40^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$

Fonte: Autoria Própria

A relação das alturas úteis mínimas, máximas, o valor adotado para d , a altura resultante e o ângulo de inclinação α de todos os blocos com quatro estacas podem ser vistos no Quadro 13.

A seguir se fez a verificação das bielas, calculando primeiramente a tensão limite de compressão nas bielas próximas ao pilar e às estacas, que depende apenas da classe do concreto e do valor adotado para k_r , que foi de 0,95:

$$\sigma_{cd,lim} = (2,1)k_r(f_{cd}) = (2,1)0,95 \left(\frac{3}{1,4} \right) = 4,275kN/cm^2$$

Nota-se, portanto, que este valor é válido para todos os blocos com 4 estacas.

Com isto, pôde-se calcular as tensões nas bielas utilizando as Equações 72 e 73.

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \text{sen}^2 \alpha} = \frac{(4)129,52}{(20)(20)(\text{sen}(46,2))^2} = 2,49kN/cm^2$$

$$\sigma_{cd,b,est} = \frac{N_d}{4(A_{est}) \text{sen}^2 \alpha} = \frac{4(129,52)}{4\left(\frac{\pi(30)^2}{4}\right)(\text{sen}(46,2))^2} = 0,352kN/cm^2$$

Como $\sigma_{cd,b,pil} \leq \sigma_{cd,lim}$ e $\sigma_{cd,b,est} \leq \sigma_{cd,lim}$, verifica-se que não haverá esmagamento do concreto nas bielas devido às tensões concentradas de compressão.

A próxima verificação feita foi a de cisalhamento, mas para isso, foi necessário determinar a armadura principal, que foi calculada com a Equação 74:

$$A_{s,lado} = \frac{N_d}{16(d)f_{yd}}(2e - a_{p,eq}) = \frac{(4)129,52}{16(59)43,5}(2(90) - 20) = 2,02cm^2$$

Sendo adotado o diâmetro de 8mm, têm-se $5\phi 8mm$. Para se realizar o detalhamento foi necessário calcular o comprimento de ancoragem da armadura principal através da Equação 62:

$$l_{b,nec} = 0,7(l_b) \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} = 0,7(33) \frac{2,02}{5 \frac{\pi(0,8)^2}{4}} = 18,6cm$$

Como a distância no bloco permite a ancoragem da armadura principal sem necessidade de gancho, adotou-se o comprimento mínimo $8\phi \approx 7\text{cm}$.

Para realizar a verificação dos esforços cortantes, calculou-se a sollicitação cortante na seção S2 (Figura 17) através da Equação 46:

$$V_{sd} = \frac{n_{S2} N_d}{n_{est}} = \frac{2(129,52)}{4} = 64,76\text{kN}$$

Esta sollicitação deve ser comparada com a resistência ao cisalhamento nesta mesma seção que pode ser calculada através da Equação 47:

$$V_{Rd1} = \tau_{Rd} k (1,2 + 40\rho) b_w (d)$$

Onde: $k = |1,6 - 0,59| = 1,01 \geq 1$ e, pelas Equações 48 e 50 obtém-se os valores para " τ_{Rd} " e " ρ ":

$$\tau_{Rd} = 0,0375(f_{ck})^{2/3} = 0,0375(30)^{2/3} = 0,362\text{MPa}$$

Válido para todos os blocos, independente do número de estacas.

$$\rho = \frac{A_{s,ef}}{b_w(d)} = \frac{5(\frac{\pi 0,8^2}{4})}{150(59)} = 0,000284$$

Portanto:

$$V_{Rd1} = \tau_{Rd} k (1,2 + 40\rho) b_w (d) = (0,362)1,01(1,2 + 40(0,000284))1,50(0,59)$$

$$V_{Rd1} = 0,39203\text{MN} = 392,03\text{kN}$$

Como $V_{Rd1} \geq V_{sd}$ o concreto conseguirá resistir aos esforços de cisalhamento no bloco sem a necessidade da adição de armadura de cisalhamento. Tanto esta verificação quanto das bielas comprimidas foram realizadas para todos os blocos e seus valores estão expressos no Quadro 18.

Quadro 18 – Verificações para os blocos com quatro estacas

Bloco	DIMENSÕES GEOMÉTRICAS			VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA								
	L=B (cm)	h (cm)	ϕ_{est} (cm)	Rmax (kN)	Radm (kN)	Rmin (kN)	BIELAS COMPRIMIDAS (kN/cm ²)		CISALHAMENTO			
							$\sigma_{cd,b,pil}$	$\sigma_{cd,b,est}$	k (m)	ρ	Vrd1 (kN)	Vsd (kN)
B5	150	65	30	92,52	93,90	87,18	2,486	0,352	1,01	0,000284	392,03	64,76
B9	210	95	45	143,60	167,93	107,48	1,743	0,247	1,00	0,000193	798,87	100,52
B11	230	105	50	179,04	194,44	76,88	2,215	0,254	1,00	0,000205	965,86	125,32
				Rmax < Radm		Rmin > 0	$\sigma_{cd,lim} = 4,275$		Vrd1 > Vsd			

Fonte: Autoria Própria

Com as verificações de segurança realizadas, pôde-se seguir com o restante dos cálculos das armaduras. A armadura inferior (armadura positiva complementar em forma de malha) é tomada como uma parcela da armadura principal (Equação 75):

$$A_{s,malha} = 0,25A_{s,lado} = 0,25(2,02) = 0,505cm^2$$

Adotado: 8 ϕ 4,2mm, com os ganchos estendidos até o topo do bloco, respeitando o cobrimento.

A armadura superior, tomada como 20% da armadura principal e diposta também em forma de malha será:

$$A_{s,sup} = 0,2(4)A_{s,lado} = 0,2(4)(2,02) = 1,616cm^2$$

Ou seja, 0,807 cm^2 em cada direção. Sendo adotado a barra de aço CA-50 de diâmetro 5mm, têm-se 8 ϕ 5mm em cada direção.

A armadura complementar na forma de estribos horizontais são calculadas através da Equação 76:

$$A_{sp,face} = 0,5A_{s,lado} = 0,5(2,02) = 1,01cm^2$$

Com o auxílio da Tabela 1 disponibilizada por Bastos (2020), têm-se 5 ϕ 4,2mm c/13cm.

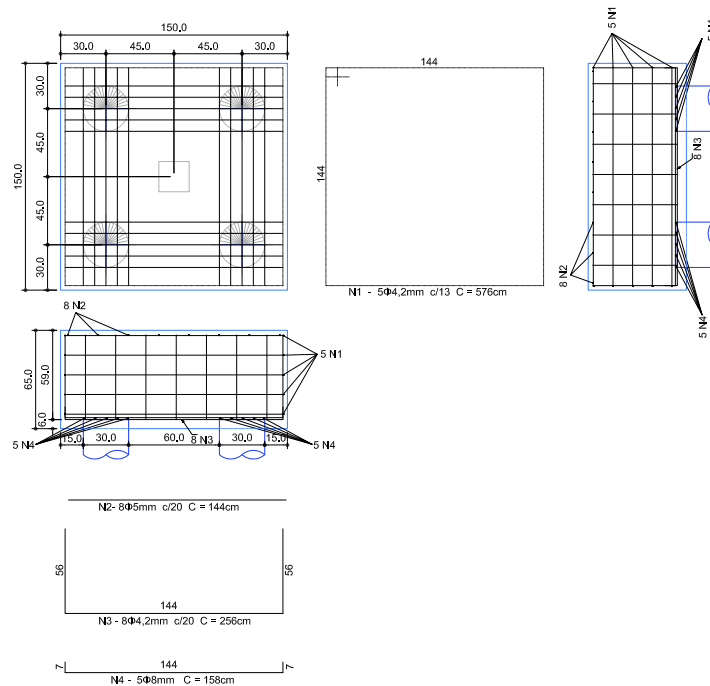
A disposição e nomenclatura das armaduras estão expressas na Figura 34 e o resumo com as mesmas informações para os demais blocos pode ser visto no Quadro 19

Quadro 19 – Detalhamento das armaduras dos blocos sobre quatro estacas

Bloco	As,lado (cm²)	N4			As,malha (cm²)	N3				As,sup,x = As,sup,y	N2				Asw (cm²)	N1			
		n	ϕ (mm)	C (cm)		n	ϕ (mm)	s (cm)	C (cm)		n	ϕ (mm)	s (cm)	C (cm)		n	ϕ (mm)	s (cm)	C (cm)
B5	2,02	5	8	158	0,505	8	4,2	20	256	0,807	8	5	20	144	1,01	5	4,2	13	576
B9	3,19	7	8	218	0,797	12	4,2	17	372	1,275	12	5	15	204	1,59	5	6,3	19	816
B11	4,05	9	8	238	1,013	17	4,2	13	410	1,621	17	5	12	224	2,03	7	6,3	15	896

Fonte: Autoria Própria

Figura 34 – Detalhamento das armaduras do bloco B5



Fonte: Autoria Própria

3.3.2.4 Armação das estacas

Foi verificado a tensão de cálculo sobre as estacas para garantir a dispensa da necessidade de inserir armadura além da mínima recomendada pela NBR 6122 (ABNT, 2019). Para o caso de estacas escavadas sem fluido estabilizante, quando a tensão na estaca é menor do que 5MPa, a estaca pode ser armada somente com uma armadura mínima de 0,4%Ac e esta terá o comprimento mínimo de 2m, conforme pode ser visto no Quadro 4.

Nos blocos dimensionados, nenhuma estaca teve tensão maior do que a estabelecida pela NBR 6122 (ABNT, 2019), portanto, todas foram dimensionadas contendo somente a armadura mínima, como pode ser visto no Quadro 20

Respeitando as condições estabelecidas pela NBR 6118 (ABNT, 2014), adotou-se barras de aço CA-50 com diâmetro de 10mm tanto para a armadura longitudinal quanto para a armadura transversal. O espaçamento entre os estribos foi determinado pela Equação 43 com um diâmetro de 10cm menor do que o diâmetro da estaca correspondente.

$$s \leq \begin{cases} 20cm \\ \phi_{est} \\ 12\phi_{st} \end{cases} \quad \therefore s \leq \begin{cases} 20cm \\ 25cm \\ 12(1)cm \end{cases} \quad \therefore s = 12cm$$

Quadro 20 – Verificação da tensão de cálculo sobre as estacas

BLOCOS SOBRE UMA ESTACA			
Bloco	ϕ_{est} (cm)	Nd (kN)	σ_{est} (MPa)
B4	25	81,44	1,66
B7	25	57,96	1,18
B8	25	60,70	1,24
B10	25	60,70	1,24
B12	25	57,00	1,16
B13	25	55,35	1,13
B16	35	117,15	1,22
BLOCOS SOBRE DUAS ESTACAS			
Bloco	ϕ_{est} (cm)	Nd (kN)	σ_{est} (MPa)
B1	35	132,59	1,38
B2	35	136,80	1,42
B3	35	162,07	1,68
B6	50	249,32	1,27
B14	35	137,23	1,43
B15	45	201,83	1,27
B17	45	200,50	1,26
BLOCOS SOBRE QUATRO ESTACAS			
Bloco	ϕ_{est} (cm)	Nd (kN)	σ_{est} (MPa)
B5	30	129,52	1,83
B9	45	201,03	1,26
B11	50	250,65	1,28
σ_{max} (MPa)			5,0

Fonte: Autoria Própria

O Quadro 21 traz um resumo com todas as quantidades de barras, tanto para a armadura longitudinal quanto para a transversal de todas as estacas.

Quadro 21 – Resumo de aço para as estacas

RESUMO DE AÇO ESTACAS								
ϕ_{est} (cm)	Qtde (un.)	Armadura Longitudinal			Estribo a cada 12cm			
		ϕ aço (mm)	Qtde	Comp. (m)	ϕ aço (mm)	Qtde. (un.)	Comp. Unitário (m)	Comp. Total (m)
25	6	10	6	2,00	10	17	0,47	47,12
30	4	10	6	2,00	10	17	0,63	41,89
35	9	10	6	2,00	10	17	0,79	117,81
45	8	10	9	2,00	10	17	1,10	146,61
50	6	10	10	2,00	10	17	1,26	125,66

Fonte: Autoria Própria

3.4 Levantamento dos quantitativos de concreto, aço e fôrmas

Com as dimensões geométricas e o detalhamento das armaduras definidas foi possível fazer um levantamento do quantitativo de materiais necessários para a execução das fundações. No caso das sapatas foi levantado apenas o volume de concreto e o peso (em kg) do aço. Nota-se que o dimensionamento destes elementos foi feito de tal maneira que não é necessário a utilização de fôrmas.

O volume de concreto, em m^3 da sapata individual foi calculado através da Equação:

$$V_s = \frac{h - h_o}{3}(LB + lb + \sqrt{LBlb}) + (LBh_o) \quad (79)$$

O peso total do aço CA-50 das barras que compõem a armadura das sapatas foi conseguido multiplicando o comprimento total de todas as barras pela densidade linear do aço, fornecida por catálogos de fabricantes de vergalhões, tal como a Gerdau, como pode ser visto na Tabela 15.

Tabela 15 – Densidade linear CA-50 e CA-60

Aço	Diâmetro nominal (mm)	Massa nominal (kg/m)
CA-60	4,2	0,109
	5	0,154
CA-50	6,3	0,245
	8	0,395
	10	0,617

Fonte: Catálogo da Gerdau (2021)

Para as estacas, foi levantado o volume total de concreto (em m^3) considerando uma profundidade de 7m e um formato cilíndrico.

Nos blocos, para as fôrmas, foi considerado somente as áreas laterais dos elementos.

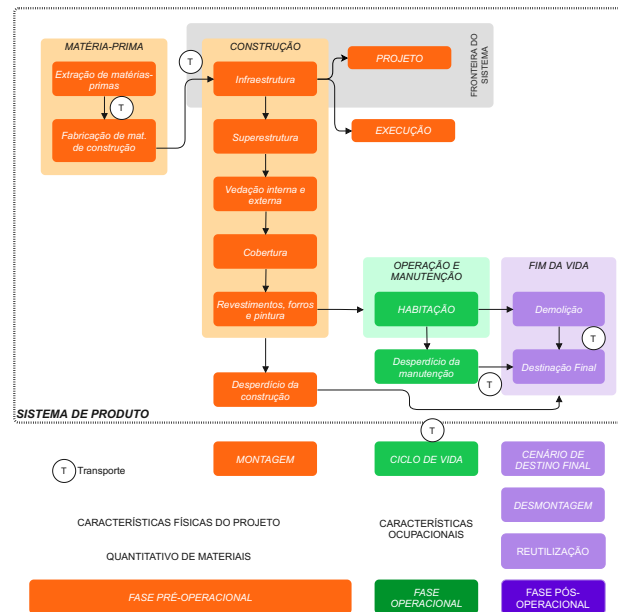
3.5 Avaliação do ciclo de vida

3.5.1 Definição do Objetivo e Escopo

A Figura 35 traz o ciclo de vida esquematizado de uma edificação com sistema construtivo convencional (concreto armado) desde a fase inicial (berço) até a fase final (túmulo). Neste trabalho, a fronteira do sistema definida será a fase pré-operacional na infraestrutura, mais especificamente a fase de projeto. A avaliação do ciclo de vida foi realizada no projeto da fundação rasa e no projeto da fundação profunda, com o objetivo de identificar os impactos ambientais gerados devido aos materiais adotados na fase de projeto do ciclo de vida de cada uma.

A unidade funcional, portanto, foi definida como cada fundação como um todo, de tal maneira que ambas foram projetadas a partir de um mesmo projeto arquitetônico e, conseqüentemente, cargas idênticas.

Figura 35 – Unidade funcional e sistema de produto



Fonte: Adaptado de Vitorio Jr. (2020)

A avaliação do ciclo de vida foi feita considerando o quantitativo dos materiais determinados na fase de projeto, portanto, não foi considerado a fase de execução das fundações, que incluiriam movimentos de terra, dentre outras operações indispensáveis para a execução do projeto.

3.5.2 Inventário do Ciclo de Vida

O ICV foi construído a partir da quantidade de materiais, especificamente madeira, concreto e aço total necessários em cada tipo de fundação. Observa-se que o quantitativo de fôrmas levantado, no caso da fundação profunda, foi em metros quadrados, portanto, foi necessário fazer uma conversão para volume (m^3) para entrada no *software* SimaPro. Para isto, considerou-se placas de madeira com 2cm de espessura.

A base de dados utilizada para a construção do ICV foi a *ecoinvent v.3* e o processo empregado foi o do tipo *Market*. Neste processo, estão inclusos "insumos da produção em vários ou em um único país, além de insumos dos processos de transporte" VITORIO JR. (2020, pg.65). A Tabela 16 traz os materiais selecionados no inventário e os processos utilizados pelo *software* SimaPro.

As abordagens *midpoint* e *endpoint* consideradas foram as listadas nos Quadros 1 e 2, respectivamente. Isto, porque o método de AICV utilizado foi o ReCiPe 2016 (HUIJBREGTS et al., 2016), disponibilizado dentro do *software* SimaPro. Ademais, o

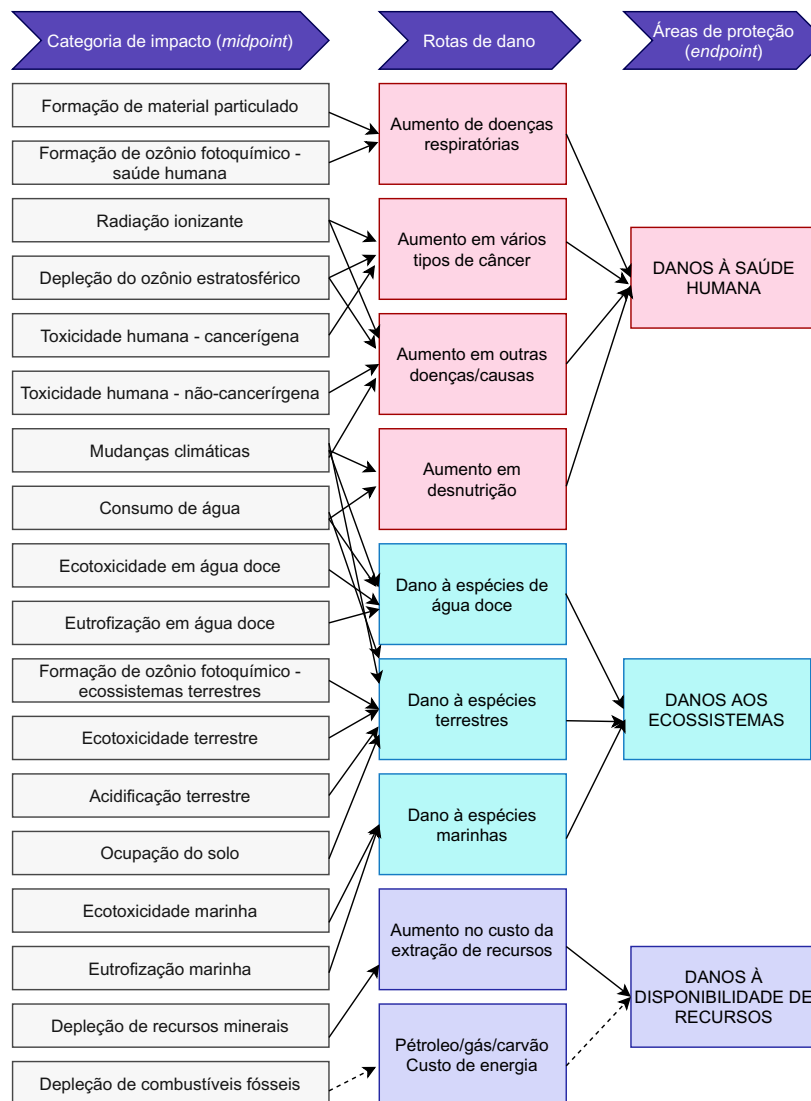
Tabela 16 – Materiais e processos SimaPro

Material	Processo SimaPro
Aço (kg)	Reinforcing Steel GLO market for Cut-off, U
Concreto (m^3)	Concrete, 30MPa BR market for concrete, 30MPa Cut-off, U
	Concrete, 25MPa BR market for concrete, 25MPa Cut-off, U
Madeira (m^3)	Sawnwood, parana pine from sustainable forest management, kiln dried GLO market for Cut-off, U

Fonte: Autoria Própria com base no SimaPro

Quadro 22 traz a correlação entre as categorias de impacto e as áreas de proteção utilizado no método ReCiPe 2016, assim como as rotas de dano consideradas.

Quadro 22 – Relação entre as áreas de dano e as categorias de impacto no método ReCiPe 2016



Fonte: Adaptado de Huijbregts et al. (2016)

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Este capítulo apresenta os resultados obtidos no trabalho, advindos do dimensionamento de uma fundação rasa e uma fundação profunda, assim como a avaliação da sustentabilidade do ponto de vista ambiental. Na subseção 4.1 são apresentados os quantitativos finais dos materiais escolhidos para o dimensionamento das fundações. Na subseção 4.2 são apresentadas as avaliações ambientais para cada fundação. Isto foi feito considerando as abordagens *midpoint* e *endpoint*, para as três perspectivas culturais: hierárquica, igualitária e individualista.

4.1 Fundações

Para o dimensionamento das sapatas, foi considerado um concreto C30 (ABNT, 2014) e para as armaduras, vergalhões de aço CA-50. O volume de concreto individual para cada sapata foi calculado utilizando a Equação 79 e os resultados estão expressos na Tabela 17. Para as armaduras, o Quadro 23 traz um resumo das bitolas adotadas e suas massas, em kg, respectivamente.

Tabela 17 – Volume de concreto sapatas isoladas

Sapata	Volume (m ³)
S1	0,97
S2	0,91
S3	1,13
S4	0,39
S5	2,19
S6	2,21
S7	0,16
S8	0,23
S9	4,46
S10	0,23
S11	6,49
S12	0,16
S13	0,23
S14	0,97
S15	1,88
S16	0,42
S17	1,95
TOTAL	24,98 m³

Fonte: Autoria Própria

Quadro 23 – Resumo aço sapatas

RESUMO DE AÇO			
AÇO	BIT mm	COMPR m	PESO kg
50A	6,3	106	26
50A	8	592	234
50A	10	406	251
Peso Total	50A =		511 kg

Fonte: Autoria Própria

De maneira semelhante, para os blocos de coroamento, foi levantado o volume de concreto de classe C30 em m^3 , e a quantidade necessária de fôrmas em m^2 . Nota-se que para o levantamento das fôrmas foi considerado somente as faces laterais dos blocos. Estes resultados estão resumidos na Tabela 18. Para o detalhamento das armaduras, adotou-se aço CA-50 e CA-60 e suas bitolas e pesos, em kg, estão expressos no Quadro 24.

Tabela 18 – Volume de concreto e quantidade de fôrmas dos blocos sobre estacas

Bloco	Volume (m^3)	Fôrmas (m^2)
B1	0,47	2,25
B2	0,47	2,25
B3	0,47	2,25
B4	0,09	0,70
B5	1,46	3,90
B6	1,13	4,20
B7	0,04	0,49
B8	0,04	0,49
B9	4,19	7,98
B10	0,04	0,49
B11	5,55	9,66
B12	0,04	0,49
B13	0,04	0,49
B14	0,47	2,25
B15	0,68	2,75
B16	0,10	0,90
B17	0,82	3,30
TOTAL	16,10 m^3	44,80 m^2

Fonte: Autoria Própria

Quadro 24 – Resumo aço blocos

RESUMO DE AÇO			
AÇO	BIT mm	COMPR m	PESO kg
60B	4.2	164	18
60B	5	164	25
50A	6.3	152	37
50A	8	450	178
50A	10	134	83
Peso Total	60B =		43 kg
Peso Total	50A =		298 kg

Fonte: Autoria Própria

Para as estacas, o concreto adotado foi o C25 e o aço para as armaduras longitudinais e transversais foi o CA-50 com diâmetro de 10mm. Para uma profundidade de 7 metros de escavação, o volume de concreto total para cada diâmetro, pode ser visto no Quadro 25. O comprimento das armaduras longitudinais adotado foi o mínimo estabelecido pela NBR 6122 (ABNT, 2019), de 2 metros. A armadura transversal foi dimensionada considerando o estabelecido pela NBR 6118 para pilares. O total de aço 10mm está expresso no Quadro 26.

Quadro 25 – Volume de concreto estacas escavadas mecanicamente

Øest (cm)	Qtde. estacas	profund. (m)	profund. total (m)	volume (m ³)	Volume total (m ³)
25	6	7,00	42,00	0,34	2,06
30	4	7,00	28,00	0,49	1,98
35	9	7,00	63,00	0,67	6,06
45	8	7,00	56,00	1,11	8,91
50	6	7,00	42,00	1,37	8,25
TOTAL	33	-	231,00	-	27,26

Fonte: Autoria Própria

Quadro 26 – Resumo aço estacas

RESUMO DE AÇO			
AÇO	BIT mm	COMPR m	PESO kg
50A	10	8477	5230
Peso Total	50A =		5230 kg

Fonte: Autoria Própria

Observa-se uma disparidade na quantidade de aço total das estacas para os demais elementos de fundação. Enquanto os blocos e sapatas ficaram em torno de 300kg e 500kg, respectivamente, as estacas chegaram aos 5000kg. Isto se deu, principalmente, aos critérios estabelecidos pela NBR 6118 (ABNT, 2014) para armaduras mínimas de pilares. A armadura longitudinal mínima de 0,4%Ac foi ultrapassada devido à recomendação de que todas estacas deverão ser armadas com, no mínimo, 6 barras

dispostas ao longo de seu perímetro (ABNT, 2014, pg.151). Outro fator contribuinte foi o baixo espaçamento entre os estribos transversais, este também estabelecido pela NBR 6118 em seu item 18.4.2.2 (ABNT, 2014, pg.151).

4.2 Avaliação ambiental

Para realização da avaliação ambiental, os quantitativos apresentados na subseção 4.1 foram inseridos no *software* SimaPro, baseado na base de dados *ecoinvent*, cujos processos estão reunidos na Tabela 16. O Quadro 27 apresenta um resumo dos valores utilizados para constituição do ICV.

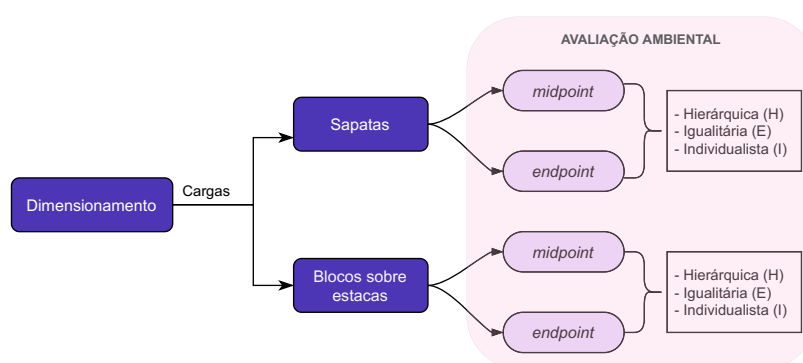
Quadro 27 – Valores utilizados para constituição do ICV

	Material	Total
SAPATAS	Concreto C30 (m ³)	24,98
	Aço (kg)	511,00
BLOCOS	Concreto C30 (m ³)	16,10
	Aço (kg)	341,00
	Madeira (m ³)	0,896
ESTACAS	Concreto C25 (m ³)	27,26
	Aço (kg)	5.230,00

Fonte: Autoria Própria

Foi feita a avaliação pelas abordagens *midpoint* e *endpoint* considerando as três perspectivas culturais em cada tipo de fundação, como pode ser visto no esquema da Figura 36.

Figura 36 – Avaliações ambientais realizadas



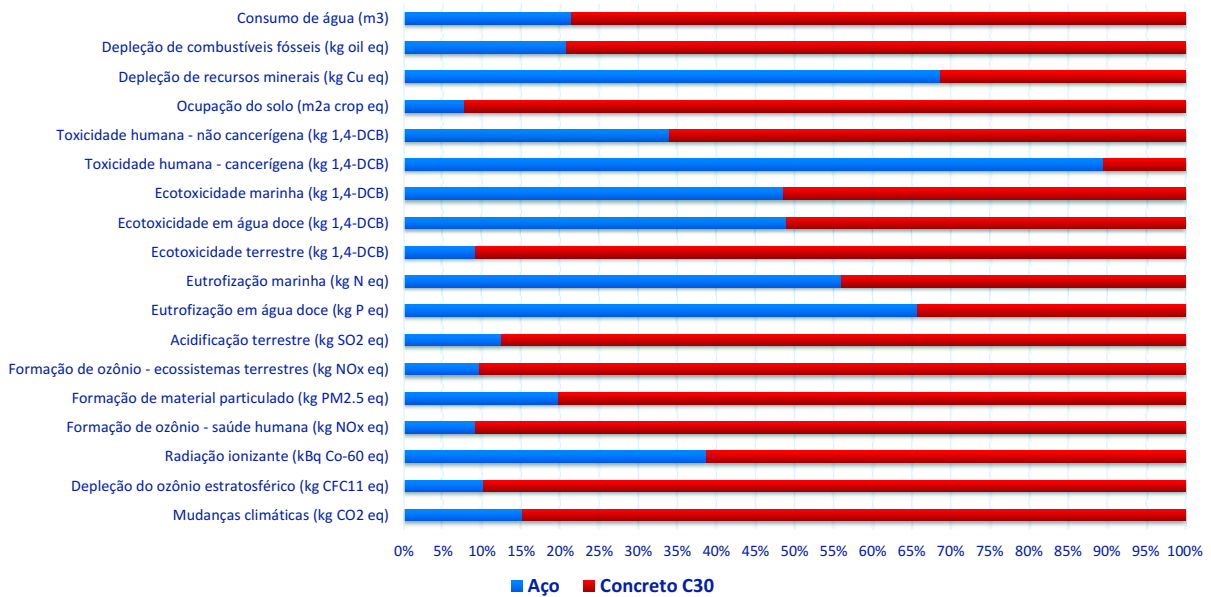
Fonte: Autoria Própria

4.2.1 Sapatas

4.2.1.1 Perspectiva hierárquica (H)

A Figura 37 traz a avaliação ambiental dos materiais utilizados no dimensionamento das sapatas na abordagem *midpoint*, considerando a perspectiva hierárquica.

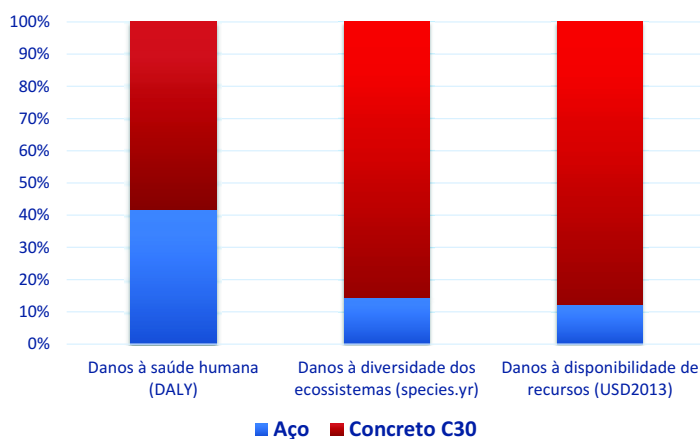
Figura 37 – Avaliação *midpoint* (H) - sapatas



Fonte: Autoria Própria

Observa-se que das 18 categorias de impacto *midpoint*, o concreto têm maior contribuição em 14 categorias. Nas categorias "Formação de ozônio - saúde humana", "Formação de ozônio - ecossistemas terrestres", "Ecotoxicidade terrestre" e "Ocupação do solo", houve contribuição do concreto em mais de 90%, já o aço foi responsável por mais de 90% dos impactos na categoria "Toxicidade humana - cancerígena". A predominância dos impactos do concreto em relação ao aço podem ser confirmadas nas análises das três categorias de danos *endpoint*, onde o concreto é, predominantemente, o mais prejudicial à saúde humana, aos ecossistemas e à disponibilidade dos recursos, do que o aço (Figura 38).

Figura 38 – Avaliação *endpoint* (H) - sapatas

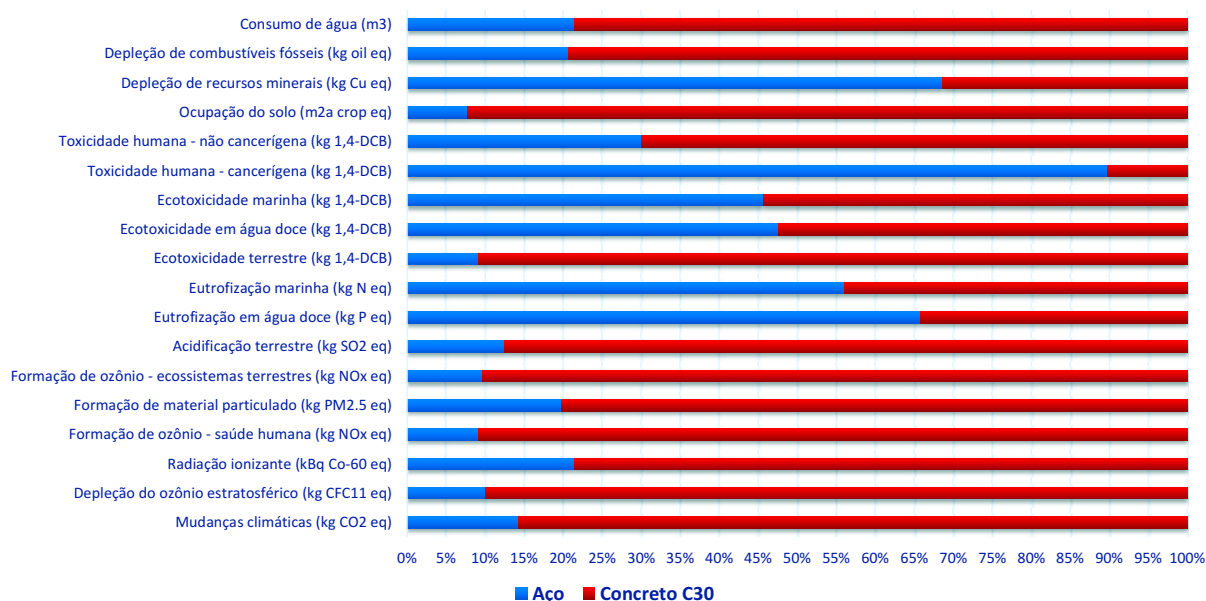


Fonte: Autoria Própria

4.2.1.2 Perspectiva igualitária (E)

As Figuras 39 e 40 trazem a avaliação ambiental das sapatas sob a perspectiva igualitária, considerando impactos pelas abordagens *midpoint* e *endpoint*, respectivamente.

Figura 39 – Avaliação *midpoint* (E) - sapatas

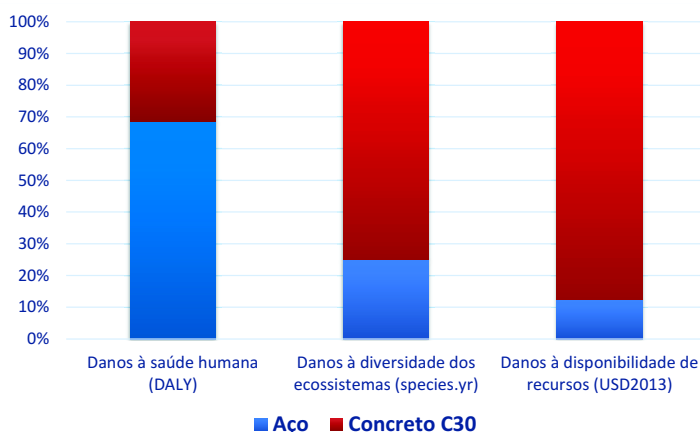


Fonte: Autoria Própria

Observa-se que, das 18 categorias de impacto *midpoint*, o concreto teve maior impacto em 14 categorias, e em 8 delas ("Mudanças climáticas", "Depleção do ozônio estratosférico", "Formação de ozônio - saúde humana", "Formação de material particulado", "Formação de ecossistemas terrestres", "Acidificação terrestre", "Ecotoxicidade terrestre" e "Ocupação do solo") esta contribuição chegou em mais de 80% em relação ao aço. O aço, por sua vez, teve predominância nas demais categorias porém, apenas na categoria de impacto "Toxicidade humana - cancerígena", este valor chegou a mais do que 80% (Figura 39)

Com isto, observa-se na Figura 40 que o concreto é o material que mais contribui com as categorias *endpoint* consideradas, quando comparado ao aço.

Figura 40 – Avaliação *endpoint* (E) - sapatas

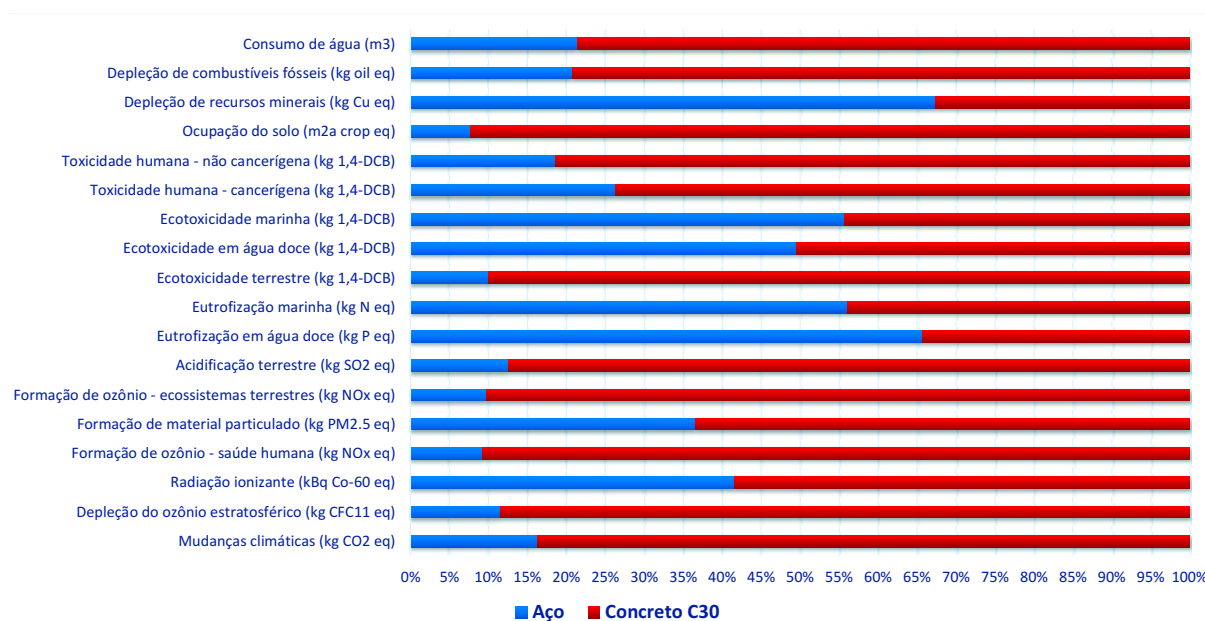


Fonte: Autoria Própria

4.2.1.3 Perspectiva individualista (I)

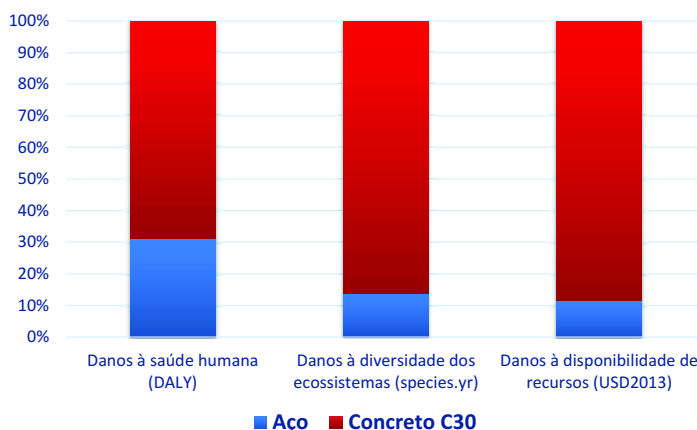
As Figuras 41 e 42 trazem a avaliação ambiental das sapatas sob a perspectiva igualitária, considerando as abordagens *midpoint* e *endpoint*, respectivamente.

Figura 41 – Avaliação *midpoint* (I) - sapatas



Fonte: Autoria Própria

O concreto apresenta maior impacto na avaliação *midpoint* (Figura 41), sendo também o maior responsável pela geração de danos, como pode-se ver na Figura 42.

Figura 42 – Avaliação *endpoint* (I) - sapatas

Fonte: Autoria Própria

As categorias de impacto *midpoint* onde o concreto teve maior contribuição foram: "Mudanças climáticas", "Depleção do ozônio estratosférico", "Radiação ionizante", "Formação de ozônio - saúde humana", "Formação de material particulado", "Formação de ozônio - ecossistemas terrestres", "Acidificação terrestre", "Ecotoxicidade terrestre", "Ecotoxicidade em água doce", "Toxicidade humana - não cancerígena", "Ocupação do solo", "Depleção de combustíveis fósseis", "Consumo de água" e "Toxicidade humana - cancerígena". Nas categorias "Formação de ozônio - saúde humana", "Formação de ozônio - ecossistemas terrestres", "Ecotoxicidade terrestre" e "Ocupação do solo", esta contribuição aos impactos chegou aos 90% do total.

4.2.1.4 Discussões

Ao fazer uma comparação dos resultados obtidos para cada perspectiva, primeiramente, destaca-se que 8 categorias de impacto na abordagem *midpoint* não tiveram diferenciações em seus valores em nenhum dos materiais analisados. Em 6 destas categorias ("Formação de ozônio - saúde humana e ecossistemas terrestres", "Acidificação terrestre", "Eutrofização em água doce", "Ocupação do solo" e "Depleção de combustíveis fósseis") esta igualdade advém de uma deficiência dentro do método ReCiPe 2016, que não faz nenhuma diferenciação no cálculo dos valores destas categorias devido à "falta de informação suficiente", segundo os próprios autores do método (HUIJBREGTS et al., 2016, pg.20).

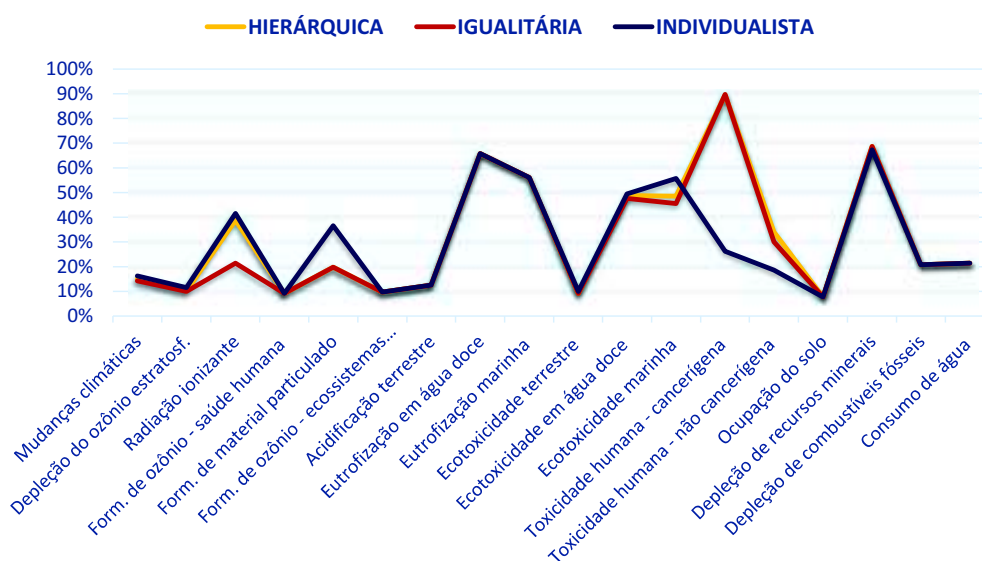
As demais categorias cujo valor não mudou dentre uma perspectiva e outra foram "Consumo de água" e "Eutrofização marinha", e os motivos pelos quais isso ocorre precisariam ser estudados dentro do método ReCiPe 2016 e sua metodologia de cálculo.

As categorias de impacto que tiveram valores diferentes em cada perspectiva foram: "Mudanças climáticas", "Depleção do ozônio estratosférico", "Radiação ionizante", "Formação de material particulado", "Ecotoxicidade terrestre", "Ecotoxicidade em água doce", "Ecotoxicidade marinha", "Toxicidade humana - cancerígena", "Toxicidade humana - não cancerígena" e "Depleção de recursos minerais".

Em "Radiação ionizante" o aço gera mais impactos quando considerado uma perspectiva individualista, ou seja, pensando em danos a curto prazo, mais imediatista e com maior peso à dimensão social da sustentabilidade (danos à saúde humana) (Tabela 1), indo de uma contribuição de 21% na perspectiva igualitária, aumentando para 38% na perspectiva hierárquica e chegando aos 41,6% na perspectiva individualista. Observa-se, entretanto, que o concreto teve maior contribuição aos impactos, independentemente da perspectiva considerada. Coisa semelhante ocorreu na categoria "Formação de material particulado", porém a diferença maior foi ao considerar a perspectiva individualista onde a contribuição alcançou os 36% contra 19,7% nas outras duas perspectivas.

Na categoria "Toxicidade humana - cancerígena", o aço teve contribuição significativa nas perspectivas hierárquica e igualitária, chegando aos quase 90% em comparação ao concreto. Entretanto, este valor caiu para 27% quando considerado uma perspectiva individualista. Uma das possíveis explicações para este valor pode o fato que, nesta categoria, considerando danos a curto prazo, o número de químicos e substâncias cancerígenas associadas ao aço, consideradas no cálculo é menor do que nas outras perspectivas (HUIJBREGTS et al., 2016). Isto ocorre de maneira semelhante na categoria "Toxicidade humana - não cancerígena", apesar da diferença ser menor entre as perspectivas e dentre os materiais, como pode ser visto na Figura 43.

Figura 43 – Perspectivas culturais (*midpoint*) - aço das sapatas

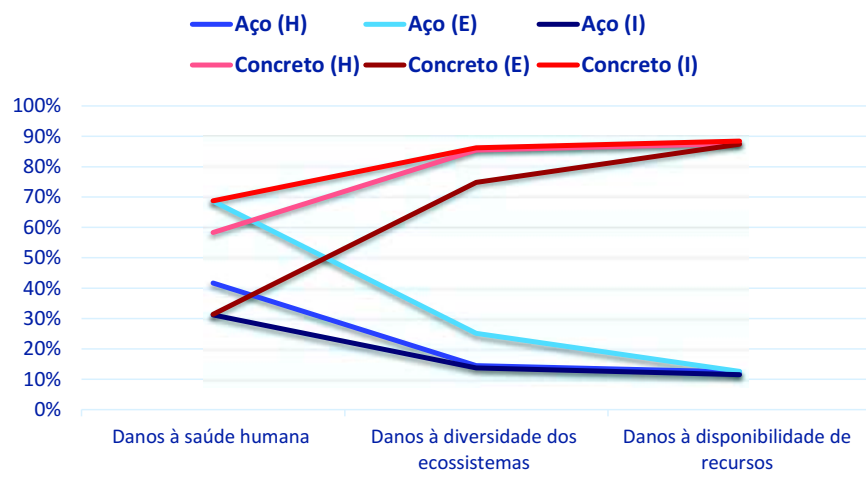


Fonte: Autoria Própria

Quando a comparação entre as perspectivas é feita pela abordagem *endpoint*, observa-se que não houve diferença significativa nas áreas de dano referente às disponibilidades dos recursos para nenhum dos materiais avaliados. Na categoria "danos à saúde humana", entre as perspectivas hierárquica e individualista também não houve diferenças significativas. Entretanto, ao comparar estas duas com a perspectiva igualitária, observou-se que o aço, que antes tinha menor contribuição no impacto do que o concreto, passou a ser o contribuinte majoritário.

Na última área de proteção, "danos à diversidade dos ecossistemas", o concreto teve maior contribuição em todas as perspectivas consideradas, com pouca diferença de valores de uma para outra. A Figura 44 traz um gráfico comparando os valores das três perspectivas para cada material.

Figura 44 – Perspectivas culturais (*endpoint*) - sapatas



Fonte: Autoria Própria

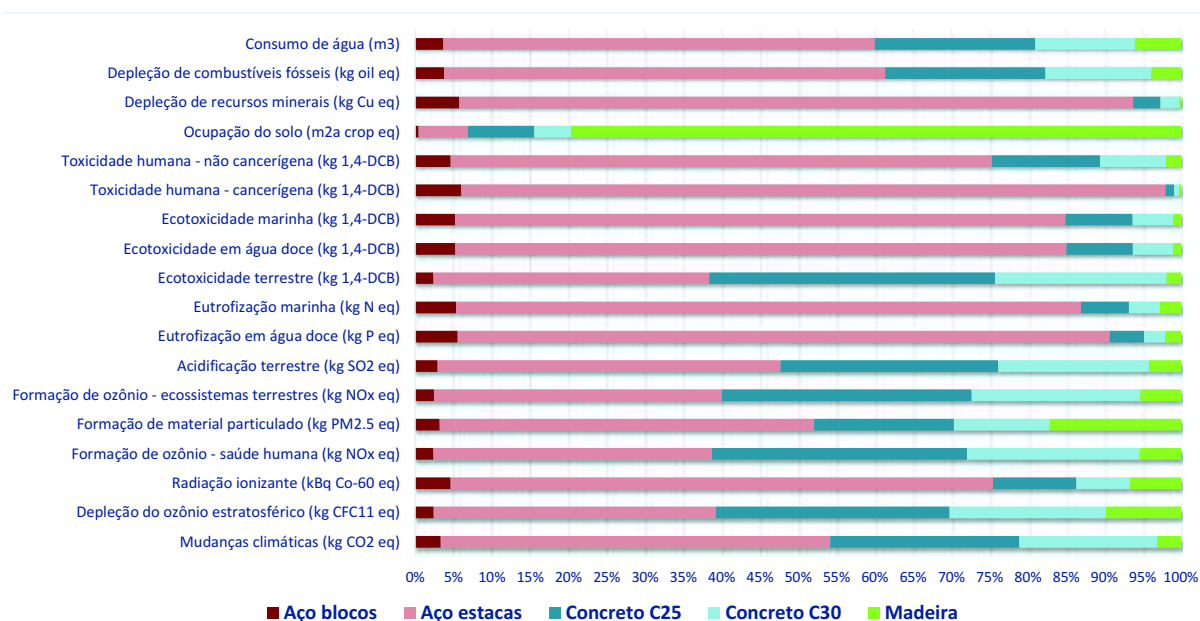
4.2.2 Blocos sobre estacas

Para avaliação ambiental dos blocos sobre estacas, os materiais utilizados para a construção do ICV foram concreto C30 para os blocos e C25 para as estacas, aço CA-50 para ambos e fôrmas de madeira para os blocos. Optou-se por manter os valores de cada elemento separados.

De maneira semelhante ao que foi feito com as sapatas, foi feita a avaliação pelas abordagens *midpoint* e *endpoint* considerando as três perspectivas culturais.

4.2.2.1 Perspectiva hierárquica (H)

Em relação aos blocos sobre estacas, sob a perspectiva hierárquica, a avaliação dos impactos ambientais dos materiais considerados estão demonstrados nas Figuras 45 e 46.

Figura 45 – Avaliação *midpoint* (H) - blocos sobre estacas

Fonte: Autoria Própria

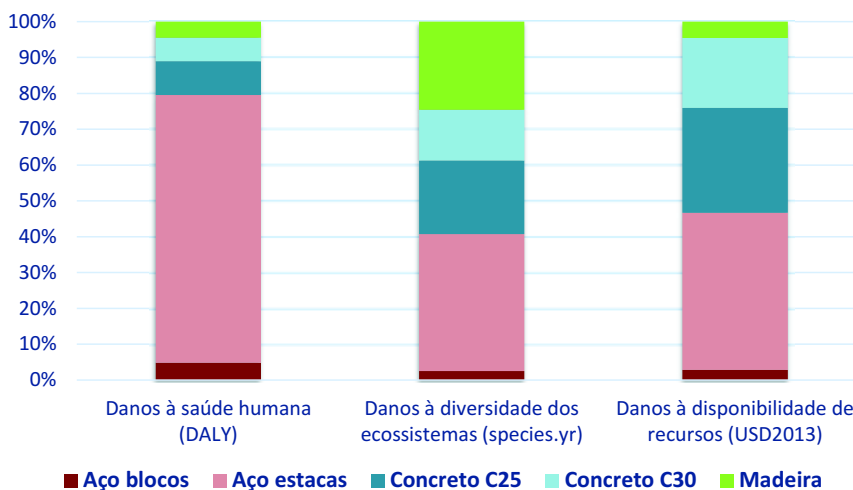
Na abordagem *midpoint*, observa-se uma predominância do aço em 12 das 18 categorias, são elas: "Mudanças climáticas", "Radiação ionizante", "Formação de material particulado", "Eutrofização em água doce", "Eutrofização marinha", "Ecotoxicidade em água doce", "Ecotoxicidade marinha", "Toxicidade humana - cancerígena", "Toxicidade humana - não cancerígena", "Depleção de recursos minerais", "Depleção de combustíveis fósseis" e "Consumo de água". Destaca-se a categoria "Eutrofização em água doce", "Toxicidade humana - cancerígena" e "Depleção de recursos minerais" onde a contribuição do aço (blocos e estacas) foi responsável por mais de 90% dos impactos, quando comparado ao concreto e à madeira.

Já o concreto, teve mais impacto em 5 das 18 categorias ("Depleção do ozônio estratosférico", "Formação de ozônio - saúde humana", "Formação de ozônio - ecossistemas terrestres", "Acidificação terrestre" e "Ecotoxicidade terrestre"), onde, dentre elas, a maior diferença para os demais materiais foi na categoria "Ecotoxicidade terrestre", sendo responsável por um pouco mais de 59% dos impactos, somando a contribuição dos concretos C25 e C30.

Destaca-se, entretanto, a grande influência da madeira na única categoria de impacto onde foi predominante: "Ocupação do solo", cujos contribuições aos impactos aproximou-se de 80% do total. Observa-se, ainda, que na segunda categoria de maior influência ("Formação de material particulado") o valor foi de 17%. Verificou-se que, a madeira apresentou menor influência nas categorias de impacto quando comparada ao concreto e ao aço.

Diferenciando os concretos C25 e C30, observa-se que o concreto utilizado nas estacas teve maior contribuição em todas as categorias, devido à maior quantidade obtida no critério de dimensionamento empregado (Quadro 27).

Figura 46 – Avaliação *endpoint* (H) - blocos sobre estacas



Fonte: Autoria Própria

Com relação à avaliação ambiental pela abordagem *endpoint*, observa-se um equilíbrio nos danos à diversidade dos ecossistemas, com o aço contribuindo em 40,73%, o concreto em 34,68% e a madeira em 24,59%. Isto pode ser relacionado à influência que a categoria de impacto "Ocupação do solo" tem no dano à diversidade dos ecossistemas.

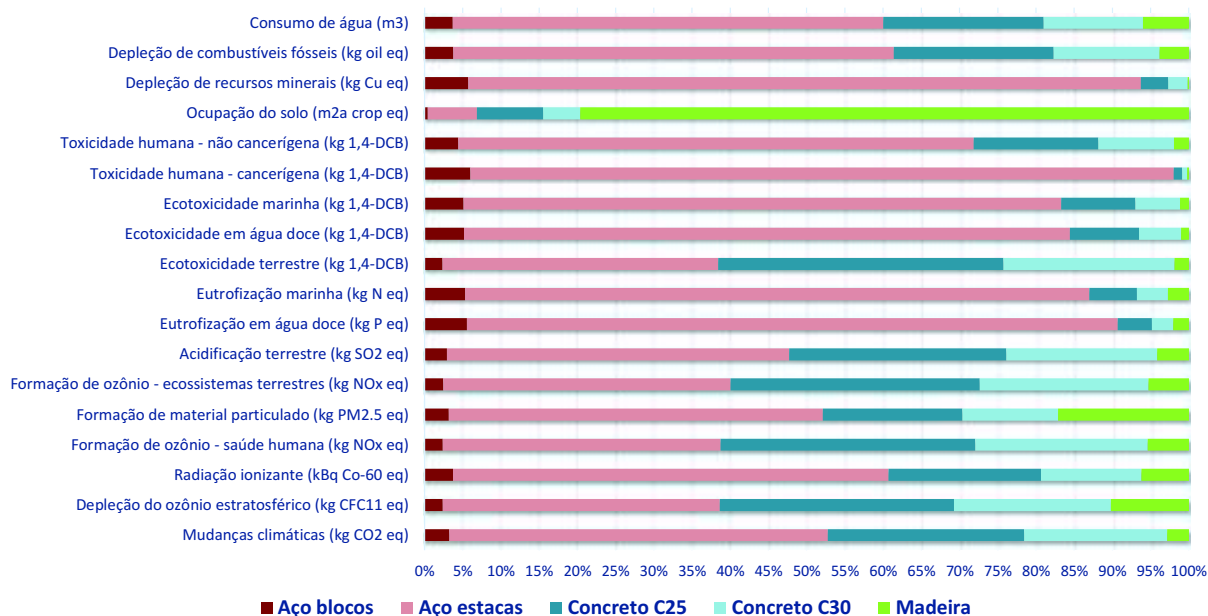
Em relação aos danos à saúde humana, o aço teve grande influência (79,5%), devido à alta contribuição dada à categoria de impacto "Toxicidade humana - cancerígena". Por fim, nos danos à disponibilidade dos recursos, observa-se uma contribuição similar do concreto e do aço (46,7% e 48,7%) e pouca advinda da madeira (4,6%).

4.2.2.2 Perspectiva igualitária (E)

A avaliação ambiental dos materiais que constituem a fundação do tipo bloco sobre estacas, da perspectiva igualitária mostra uma predominância do aço em 12 das 18 categorias de impacto ("Mudanças climáticas", "Radiação ionizante", "Formação de material particulado", "Eutrofização em água doce", "Eutrofização marinha", "Ecotoxicidade em água doce", "Ecotoxicidade marinha", "Toxicidade humana - cancerígena", "Toxicidade humana - não cancerígena", "Depleção de recursos minerais", "Depleção de combustíveis fósseis" e "Consumo de água"), enquanto que o concreto contribui mais em 5 das 18 categorias de impacto ("Depleção do ozônio estratosférico", "Formação de ozônio - saúde humana", "Formação do ozônio - ecossistemas terrestres", "Acidificação

terrestre" e "Ecotoxicidade terrestre") e a madeira em apenas uma (Ocupação do solo"), conforme pode ser visto na Figura 47.

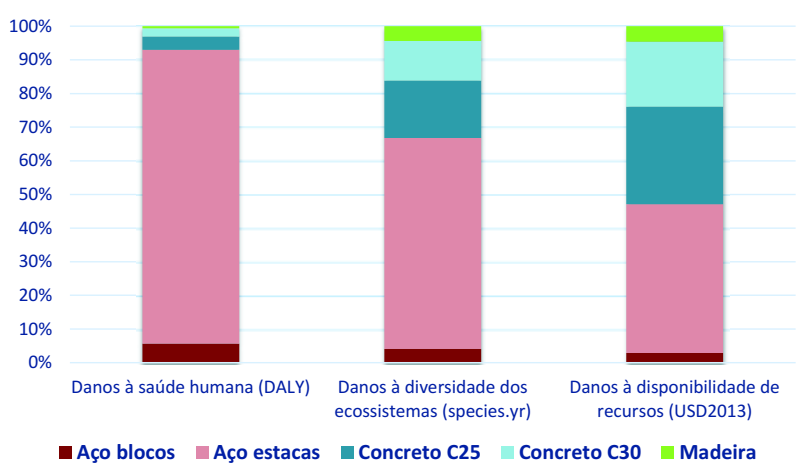
Figura 47 – Avaliação midpoint (E) - blocos sobre estacas



Fonte: Autoria Própria

A Figura 48 traz a avaliação sobre a perspectiva igualitária pela abordagem *endpoint* e observa-se que nos danos à saúde humana e aos danos à diversidade dos ecossistemas, a soma do aço das estacas e dos blocos é responsável por 93% e 66,8% dos danos, quando comparado ao concreto e à madeira nos mesmos danos.

Em especial, o aço proveniente das estacas contribui com 87,3% dos danos à saúde humana. Apenas nos danos à disponibilidade de recursos observa-se um equilíbrio maior entre o concreto e aço em termos de contribuição de impactos (47% e 48%, respectivamente). A madeira não ultrapassou dos 5% de contribuição em todos os danos considerados.

Figura 48 – Avaliação *endpoint* (E) - blocos sobre estacas

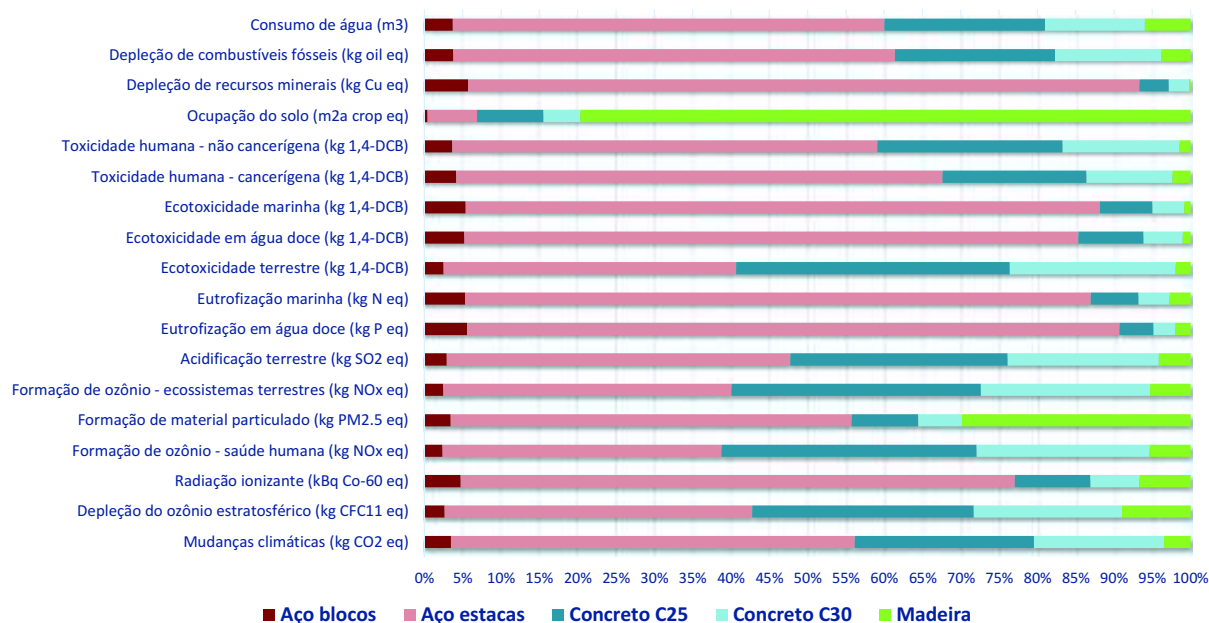
Fonte: Autoria Própria

4.2.2.3 Perspectiva individualista (I)

Dentro da perspectiva individualista, percebe-se pelas Figuras 49 e 50 que o aço é o material mais significativo na contribuição na abordagem *midpoint*, sendo predominante em 12 das 18 categorias de impacto consideradas ("Mudanças climáticas", "Radiação ionizante", "Formação de material particulado", "Eutrofização em água doce", "Eutrofização marinha", "Ecotoxicidade em água doce", "Ecotoxicidade marinha", "Toxicidade humana - cancerígena", "Toxicidade humana - não cancerígena", "Depleção de recursos minerais", "Depleção de combustíveis fósseis" e "Consumo de água"). Enquanto que o concreto teve maior influência em 5 das 18 categorias de impacto ("Depleção do ozônio estratosférico", "Formação de ozônio - saúde humana", "Formação de ozônio - ecossistemas terrestres", "Acidificação terrestre" e "Ecotoxicidade terrestre").

Destaca-se, entretanto, que nesta perspectiva, a madeira teve maior influência na categoria "Formação de material particulado" do que o concreto, coisa que não ocorreu nas duas perspectivas anteriores (29,8% contra 14,4%).

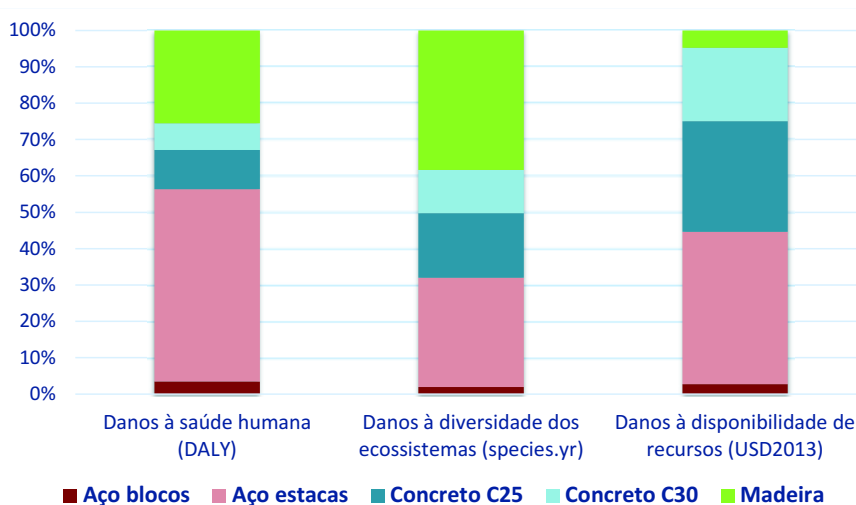
Figura 49 – Avaliação midpoint (I) - blocos sobre estacas



Fonte: Autoria Própria

Na abordagem *endpoint*, observa-se um equilíbrio entre os três materiais, principalmente, no dano à diversidade dos ecossistemas, onde a contribuição de cada material ficou em torno de 30%, com uma leve predominância da madeira, com 38%. Percebe-se maior contribuição do aço nos danos à saúde humana, com 56% contra 18% da madeira e 25,5% do concreto.

Nos danos à disponibilidade dos recursos verifica-se equilíbrio entre o concreto (50%) e o aço (44%), com pouco dano gerado pela madeira (em torno de 6%), conforme pode ser visto na Figura 50.

Figura 50 – Avaliação endpoint (I) - blocos sobre estacas

Fonte: Autoria Própria

4.2.2.4 Discussões

Semelhante ao que ocorreu na avaliação ambiental das sapatas, 8 das 18 categorias de impacto não tiveram diferença de valores entre as diferentes perspectivas culturais consideradas. Das categorias de impacto restantes, 4 ("Radiação ionizante", "Formação de material particulado", "Toxicidade humana - cancerígena" e "Toxicidade humana - não cancerígena") tiveram diferenças significativas de mais de 10% nos valores quando faz-se uma comparação entre as três perspectivas.

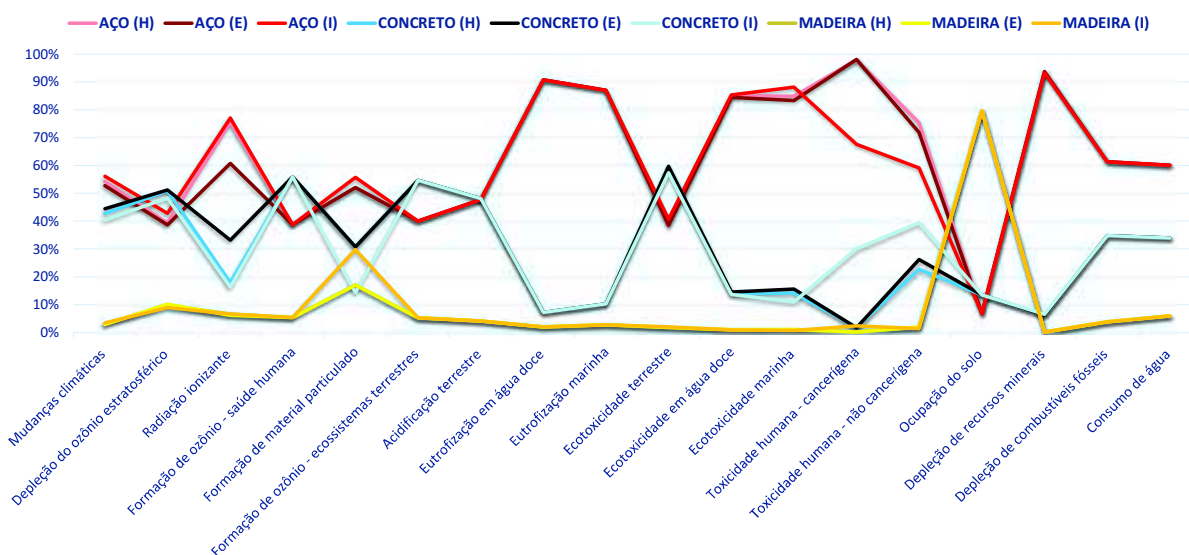
Na categoria de impacto "Radiação ionizante", o aço (das estacas e blocos) contribuiu em aproximadamente 75% considerando as perspectivas individualista e hierárquica, porém somente 60% na perspectiva igualitária. Isto pode ser explicado pelo Quadro 22 e pela Tabela 1, onde a radiação ionizante contribui diretamente com impactos à saúde humana e dentro da perspectiva igualitária o peso dado às questões sociais é o menor dentre todas as perspectivas. Em contrapartida, a contribuição do concreto que estava em torno de 17% nas perspectivas individualista e hierárquica, aumentou para 33% quando aplicado os pesos associados à perspectiva igualitária. Uma explicação possível é que o concreto é um material mais danoso a longo prazo do que o aço, quando se trata desta categoria de impacto em particular.

Na categoria "Formação de material particulado", a contribuição do aço não teve grandes diferenças quando considerando diferentes perspectivas culturais, ficando em torno dos 50% em todas as três. Entretanto, o concreto contribuiu em torno dos 30% nas perspectivas hierárquica e igualitária, porém este valor diminuiu para 14% quando aplicado os valores associados à perspectiva individualista, de maneira semelhante ao que ocorreu na categoria "Radiação ionizante".

Na categoria "Toxicidade humana - cancerígena", não se observou diferença significativa entre as perspectivas hierárquica e igualitária em nenhum dos materiais. Entretanto, ao comparar esses valores com os obtidos pela perspectiva igualitária, observou-se uma diminuição considerável na porcentagem de impacto do aço, cuja contribuição passou de 98% a 67%. Esta diferença para o aço pode ser explicada na quantidade de carcinogênicos considerados no cálculo para cada perspectiva (HUIJ-BREGTS et al., 2016, pg.21). Ao analisar o concreto, observou-se um aumento grande na contribuição para esta categoria de impacto quando considerando a perspectiva individualista (30% contra 1,8% para as outras duas).

A Figura 51 traz estes resultados de maneira que as principais diferenças entre as perspectivas estejam em evidência.

Figura 51 – Perspectivas culturais (midpoint) - blocos sobre estacas



Fonte: Autoria Própria

Quanto as diferenças nos resultados referentes às categorias de danos, observa-se que nos danos à disponibilidade dos recursos não houve diferenças significativas para nenhum material dentre as três perspectivas. O mesmo não ocorreu para as outras duas categorias de dano (danos à saúde humana e danos à diversidade dos ecossistemas), como pode ser observado no Quadro 28.

Quadro 28 – Perspectivas culturais (endpoint) - blocos sobre estacas

CATEGORIAS DE IMPACTO	AÇO			CONCRETO			MADEIRA		
	H	E	I	H	E	I	H	E	I
DANOS À SAÚDE HUMANA	79,54%	93,00%	56,29%	16,01%	6,42%	18,17%	4,45%	0,59%	25,54%
DANOS À DIVERSIDADE DOS ECOSISTEMAS	40,73%	66,77%	31,96%	34,68%	28,84%	29,63%	24,59%	4,39%	38,41%
DANOS À DISPONIBILIDADE DE RECURSOS	46,69%	47,12%	44,64%	48,74%	48,31%	50,60%	4,56%	4,57%	4,76%

Fonte: Autoria Própria

Nos danos à saúde humana, observa-se um aumento da contribuição do aço, indo de 56% na perspectiva individualista para quase 80% na perspectiva hierárquica e chegando aos 93% na perspectiva igualitária. Observa-se, também, nesta área de proteção uma significativa contribuição da madeira na perspectiva individualista (25%), superando a contribuição do concreto na mesma categoria e perspectiva (18%)

5 CONCLUSÕES

Este trabalho abordou o dimensionamento de um tipo de fundação rasa (sapatas) e um tipo de fundação profunda (blocos sobre estacas) e em seguida realizou-se a avaliação ambiental dos materiais constituintes de ambas num *software* especializado, o *SimaPro*.

Ao realizar a avaliação do ciclo de vida, pode-se concluir que, no caso das sapatas, o concreto foi o material com a maior contribuição aos impactos ambientais nas abordagens *midpoint* e *endpoint*, quando comparado ao aço, como pôde ser visto na seção 4.2.1, independente da perspectiva cultural considerada.

No caso dos blocos sobre estacas, observou-se uma quantidade de aço para as estacas muito superior quando comparado a quantidade dos outros materiais dimensionados em projeto, superando o aço dos próprios blocos em 17 vezes. Este resultado se deu diretamente devido às recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014) para dimensionamento de armaduras longitudinais e transversais para elementos lineares submetidos à compressão. Afim de tentar reduzir a quantidade de aço nas estacas, caberia um estudo de outros critérios de dimensionamento, que contemplem normas internacionais e modelagens numéricas, dado que não há uma recomendação específica na norma brasileira para o cálculo das armaduras das estacas.

Ao realizar a ACV da fundação blocos sobre estacas, percebeu-se que ao aplicar diferentes perspectivas culturais na avaliação, há uma variação em qual dos materiais acaba sendo o mais danoso. Nas perspectivas hierárquica e igualitária, o aço é o que mais contribui nas categorias de dano. Na perspectiva igualitária, há um equilíbrio entre os materiais e suas contribuições às diferentes categorias de dano (Figura 28).

Observa-se que através da avaliação ambiental realizada, torna-se possível a análise dos impactos gerados por cada material adotados nos projetos. Os resultados indicam que conhecer o ciclo de vida dos materiais e os impactos relacionados aos mesmos, oportuniza aos projetistas realizar mudanças nos critérios de projeto empregados, na escolha dos materiais e possibilita uma tomada de decisão mais alinhada aos princípios do desenvolvimento sustentável.

Além disso, não somente a dimensão ambiental mas também a dimensão social pode ser levada em conta, pois os materiais e processos construtivos empregados relacionados diretamente às questões de mão de obra e também as consequências que os projetos podem trazer à sociedade (COSTA, 2012).

Este trabalho teve como base inventários de ciclo de vida e metodologias num contexto global (generalizado), porém o projetista ao realizar uma ACV do seu projeto

pode aplicar os conceitos em contexto regional ou focado em uma área de interesse específica. A resposta dos impactos gerados por cada material pode mudar conforme o perfil do tomador de decisão, pois as perspectivas culturais atribuem pesos diferentes às dimensões da sustentabilidade e também ao tempo relacionado a curto, médio ou longo prazo. Outro fator com grande influência nos resultados é a proporção e quantidade dos materiais do ICV que podem mudar dependendo dos critérios de dimensionamento utilizados.

Entender o ciclo de vida dos produtos e processos permite ao projetista adequar critérios e escolhas aos objetivos particulares de cada edificação, pois no dimensionamento diferentes escolhas podem ser realizadas de maneira que os critérios técnicos contunem sendo atendidos.

5.1 Sugestão de trabalhos futuros

- Fazer uma avaliação ambiental para diferentes tipos de estacas;
- Fazer um tratamento estatístico dos dados obtidos na avaliação ambiental considerando diferentes materiais nas diferentes perspectivas.
- Fazer a avaliação da sustentabilidade incluindo a dimensão social e econômica;
- Empregar outros critérios de dimensionamento para as fundações, especialmente para cálculo das armaduras das estacas;
- Realizar um estudo mais aprofundado focado na otimização do processo de dimensionamento das fundações considerando o aspecto ambiental;
- Incluir a etapa de execução das fundações na avaliação ambiental.

REFERÊNCIAS

- ALBUQUERQUE, P. J. R. de; GARCIA, J. R. **Engenharia de Fundações**. Rio de Janeiro: LTC, 2020.
- ALMEIDA, M. C. **AVALIAÇÃO SOCIAL DO CICLO DE VIDA DE PRODUTOS: Proposta de método e avaliação preliminar do álcool etílico hidratado combustível**. Tese (Doutorado) — Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009. Programa de Pós-Graduação em Energia.
- ALONSO, U. R. **Exercícios de Fundações**. São Paulo: Edgard Blucher, 1983.
- ALVA, G. M. S. **Projeto estrutural de blocos sobre estacas**. Santa Maria, 2007. Disponível em: <http://coral.ufsm.br/decc/ECC1008/Downloads/Apostila_Blocos.pdf>. Acesso em: 1 de dezembro de 2021.
- ALVA, G. M. S. **Projeto estrutural de sapatas**. Santa Maria, 2007. Disponível em: <<http://coral.ufsm.br/decc/ECC1008/Downloads/Sapatas.pdf>>. Acesso em: 1 de dezembro de 2021.
- ANDREWS, E. S. et al. **Guidelines for Social Life Cycle Assessment of Products: Social and socio-economic LCA guidelines complementing environmental LCA and life cycle costing, contributing to the full assessment of goods and services within the context of sustainable development**. Paris, 2009.
- AOKI, N.; VELLOSO, D. de A. Um método aproximado para estimativa da capacidade de carga de estacas. **Vº Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações**, Buenos Aires, v. 1, p. 367–376, novembro 1975. Disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/291797985_An_approximate_method_to_estimate_the_bearing_capacity_of_piles>. Acesso em: 1 de dezembro de 2021.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR ISO 14040: Gestão ambiental - Avaliação do ciclo de vida - Princípios e estrutura**. Rio de Janeiro, 2009.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR ISO 14044: Gestão ambiental - Avaliação do ciclo de vida - Requisitos e orientações**. Rio de Janeiro, 2009.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. 3. ed. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. 3. ed. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2020.

- BASTOS, P. S. **Vigas de Concreto Armado**. Bauru, 2017. Disponível em: <<https://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto2/Vigas.pdf>>. Acesso em: 1 de dezembro de 2021.
- BASTOS, P. S. **Sapatas de Fundação**. Bauru, 2019. Disponível em: <<https://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto3/Sapatas.pdf>>. Acesso em: 1 de dezembro de 2021.
- BASTOS, P. S. **Blocos de Fundação**. Bauru, 2020. Disponível em: <<https://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto3/Blocos.pdf>>. Acesso em: 1 de dezembro de 2021.
- BLEVOT, J.; FREMY, R. Semelles sur pieux. **Sols et Fondations**, Annales de L'Institut Technique Du Bâtiment et des Travaux Publics, Paris, v. 20, n. 230, p. 224–273, février 1967.
- BOTELHO, M. H. C. **Princípios da Mecânica dos Solos e Fundações para a Construção Civil**. São Paulo: Blucher, 2015.
- BRUNDTLAND, G. H. **Our Common Future**. Oxford and New York: Oxford University Press, 1987. Relatório de Brundtland.
- CABRAL, D. O uso da estaca raiz como fundação de obras normais. **Anais, CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES**, Porto Alegre, v. 6, p. 71–82, 1986.
- CABRAL, D.; ANTUNES, W. R. Capacidade de carga de estacas hélice contínua. **Anais, SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA**, São Paulo, v. 2, p. 105–109, 1996.
- CAMACHO, J. S. **Concreto Armado: Estados limites de utilização**. Ilha Solteira, 2005. Disponível em: <<https://www.feis.unesp.br/Home/departamentos/engenhariacivil/nepae/estados-limites-de-servico.pdf>>. Acesso em: 1 de dezembro de 2021.
- CARVALHO, M. T.; SPOSTO, R. M. Metodologia para avaliação da sustentabilidade de habitações de interesse social com foco no projeto. **Ambiente Construído**, v. 12, n. 1, p. 207–225, 1-3 2012. Disponível em: <<https://seer.ufrgs.br/ambienteconstruido/article/view/21333/15626>>. Acesso em: 1 de dezembro de 2021.
- CINTRA, J. C.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.
- COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. **Recommendations particulières au calcul et à l'exécution des semelles de fondation**. Paris, 1970.
- CONSELHO BRASILEIRO DE CONSTRUÇÃO SUSTENTÁVEL. **Sustentabilidade na Construção**. [S.l.], 2007. Disponível em: <<http://www.cbcs.org.br/website/noticia/show.asp?npgCode=DBC0153A-072A-4A43-BB0C-2BA2E88BEBAE>>. Acesso em: 1 de dezembro de 2021.
- CONSELHO BRASILEIRO DE CONSTRUÇÃO SUSTENTÁVEL. **Aspectos da Construção Sustentável no Brasil e Promoção de Políticas Públicas**. [S.l.], 2014. Disponível em: <<http://www.cbcs.org.br/download.asp?fsfCode=5901365D-38E4-3F9C-CBD8-68266ABCA264>>. Acesso em: 1 de dezembro de 2021.

- COSTA, K. A. **A UTILIZAÇÃO DA AVALIAÇÃO DO CICLO DE VIDA NO PROCESSO DE TOMADA DE DECISÃO EM SUSTENTABILIDADE NA INDÚSTRIA DA CONSTRUÇÃO NO SUBSETOR DE EDIFICAÇÕES**. Tese (Doutorado) — Universidade Federal Fluminense, Niterói, 2012.
- DANZIGER, B. R.; LOPES, F. de R. **Fundações em Estacas**. Rio de Janeiro: LTC, 2021.
- DAS, B. M. **Princípios de Engenharia de Fundações**. 8. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2016.
- DECOURT, L. Análise e projeto de fundações profundas: estacas. In: HACHICH, W. et al. (Ed.). **Fundações: Teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. cap. 8, p. 265–301.
- DECOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. **Anais, CBMSEF**, Rio de Janeiro, v. 1, p. 45–53, 1978.
- FERREIRA, T. R.; DELALIBERA, R. G. Rotina computacional para a previsão da capacidade de carga em estacas. **Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, REEC, Goiás, v. 8, n. 3, p. 38–50, 2014. Disponível em: <<https://repositorio.bc.ufg.br/bitstream/ri/17364/5/Artigo%20-%20Tobias%20Ribeiro%20Ferreira%20-%202014.pdf>>. Acesso em: 1 de dezembro de 2021.
- FOSSATI, M. **METODOLOGIA PARA AVALIAÇÃO DA SUSTENTABILIDADE DE PROJETOS DE EDIFÍCIOS: o caso de escritórios em florianópolis**. Tese (Doutorado) — Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2008.
- FUSCO, P. B. **Técnica de armar as estruturas de concreto**. São Paulo: PINI, 1995.
- GERDAU. **Vergalhões Gerdau**. [S.l.], 2021. Catálogo de especificações técnicas. Disponível em: <<https://www2.gerdau.com.br/produtos/vergalhao-gerdau>>. Acesso em: 1 de dezembro de 2021.
- GHINIS, C. P.; FOCHEZATTO, A. Crescimento pró-pobre nos estados brasileiros: análise da contribuição da construção civil usando um modelo de dados em painel dinâmico, 1985-2008. **Economia Aplicada**, PUCRS, v. 17, n. 3, p. 243–266, 2013. Disponível em: <<https://www.scielo.br/j/eco/a/DK6w97xN97ZxRyVYjLP6BhB/?format=pdf&lang=pt>>. Acesso em: 1 de dezembro de 2021.
- GIL, A. C. **Métodos e Técnicas de Pesquisa Social**. 6. ed. São Paulo: Editora Atlas, 2008.
- GOEDKOOOP, M. J. et al. Recipe 2008: A life cycle impact assessment method which comprises harmonised category indicators at the midpoint and the endpoint level. 01 2008.
- HUIJBREGTS, M. A. et al. **ReCiPE 2016 v1.1: A harmonized life cycle impact assessment method at midpoint and endpoint level**. The Netherlands, 2016.
- JOHN, V. M.; ISAIA, G. C. **Materiais de Construção Civil e Princípios da Ciência e Engenharia de Materiais**. 3. ed. São Paulo: IBRACON, 2017. v. 1. ISBN 978-85-98576-27-5.

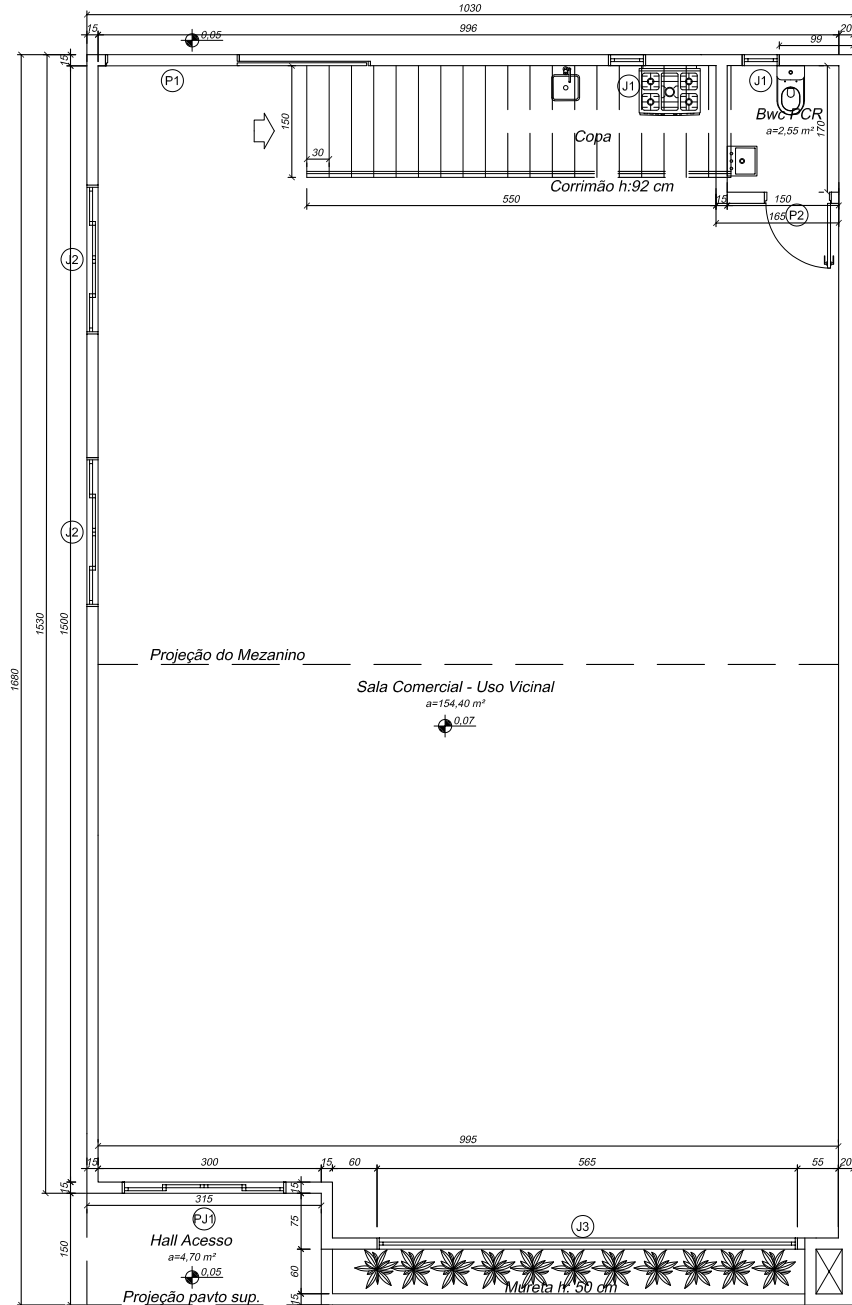
- KNECHTEL, M. do R. **Metodologia da pesquisa em educação: uma abordagem teórico-prática dialogada**. Curitiba: Intersaberes, 2014.
- LUCON, O.; VORSATZ, D. Ürge et al. **Climate Change 2014: Mitigation of Climate Change**.: Contribution of working group III to the fifth assessment report of the intergovernmental panel on climate change. Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA., 2014.
- MACEDO, D. B. G. **METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DO CICLO DE VIDA DE SISTEMAS CONSTRUTIVOS**: Aplicação em um sistema estruturado em aço. Tese (Doutorado) — Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2011. Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas.
- MARTZ, J. Cultural theory: by Michael Thompson, Richard Ellis and Aaron Wildavsky. **American Political Science Review**, Westview, Bolder, v. 85, p. 1008–1008, 1990.
- MEDEIROS, L. M. **IMPACTOS AMBIENTAIS DE SISTEMAS CONSTRUTIVOS: UM EXERCÍCIO DE ANÁLISE DE CICLO DE VIDA**. Dissertação (Mestrado) — Pós-Graduação em Engenharia de Edificações e Ambiental: Universidade Federal do Mato Grosso, Cuiabá, 2016.
- MENDES, N. C. **MÉTODOS E MODELOS DE CARACTERIZAÇÃO PARA A AVALIAÇÃO DE IMPACTO DO CICLO DE VIDA**: análise e subsídios para a aplicação no Brasil. Dissertação (Mestrado) — Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2013.
- MILANI, C. J. **PROPOSTA DE INDICADORES DE SUSTENTABILIDADE PARA O PROJETO DE PONTES DE PEQUENOS VÃOS**. Tese (Doutorado) — Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo, 2020.
- MOTTA, S. R. F.; AGUILAR, M. T. P. Sustentabilidade e processos de projetos de edificações. **Gestão & Tecnologia de Projetos**, v. 4, n. 1, p. 84–119, 2009. Disponível em: <<https://www.revistas.usp.br/gestaodeprojetos/article/view/50953/55034>>. Acesso em: 1 de dezembro de 2021.
- MUNHOZ, F. S. **ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE BLOCOS DE CONCRETO ARMADO SOBRE ESTACAS SUBMETIDOS À AÇÃO DE FORÇA CENTRADA**. Dissertação (Mestrado) — Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2004.
- NASCIMENTO, E. P. do. Trajetória da sustentabilidade: do ambiental ao social, do social ao econômico. **Estudos Avançados**, v. 26, n. 74, p. 51–64, 2012. Disponível em: <<https://www.scielo.br/pdf/ea/v26n74/a05v26n74.pdf>>. Acesso em: 1 de dezembro de 2021.
- NIGRI, E. M. et al. Assessing environmental impacts using a comparative LCA of industrial and artisanal production processes: "minas cheese" case. **Food Science and Technology**, v. 3, n. 34, p. 522–531, 2014. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1590/1678-457X.6356>>. Acesso em: 1 de dezembro de 2021.
- PROENÇA, S. P. B. **Curso de Resistência dos Materiais**. São Carlos: EESC/USP, 2018. Disponível em: <<http://www.livrosabertos.sibi.usp.br/portaldelivrosUSP/catalog/download/194/176/826-2?inline=1>>. Acesso em: 1 de dezembro de 2021.

- REBITZER, G. et al. Economic aspects in life cycle management. In: ASTRUP, A.; REMMEN, A. (Ed.). **Background Report for a UNEP Guide to Life Cycle Management: A bridge to sustainable products**. Paris, France: UNEP, 2006. cap. 7, p. 76–86.
- RIOS, M. C. **ESTUDO DE ASPECTOS E IMPACTOS AMBIENTAIS NAS OBRAS DE CONSTRUÇÃO DO BAIRRO ILHA PURA: Vila dos atletas 2016**. Rio de Janeiro: UFRJ/Escola Politécnica, 2014.
- ROTH, C. das G.; GARCIAS, C. M. Construção civil e a degradação ambiental. **Desenvolvimento em Questão**, n. 13, p. 111–128, 1-6 2009. Disponível em: <<https://dialnet.unirioja.es/descarga/articulo/5261066.pdf>>. Acesso em: 1 de dezembro de 2021.
- SANTIAGO, M. R. **AVALIAÇÃO DA SUSTENTABILIDADE DO CICLO DE VIDA DE DIFERENTES CENÁRIOS DE GERENCIAMENTO DOS RESÍDUOS SÓLIDOS DOMICILIARES COM ENFOQUE NA COMPOSTAGEM**. Tese (Doutorado) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2019.
- SCHMIDT, I. et al. Managing sustainability of products and processes with the socio-eco-efficiency analysis by BASF. **Greener Management International**, v. 45, p. 79–94, march 2004. Disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/228693310_SEEbalance_R_Managing_sustainability_of_products_and_processes_with_the_socio-eco-efficiency_analysis_by_BASF>. Acesso em: 1 de dezembro de 2021.
- SILVA, V. G. da. **AVALIAÇÃO DA SUSTENTABILIDADE DE EDIFÍCIOS DE ESCRITÓRIOS BRASILEIROS: Diretrizes e base metodológica**. Tese (Doutorado) — Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2003.
- SIMAPRO. **ecoinvent LCI database**. [S.l.], 2021. Disponível em: <<https://simapro.com/databases/ecoinvent/>>. Acesso em: 1 de dezembro de 2021.
- TEIXEIRA, A. H. Projeto e execução de fundações. **Anais, SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA**, São Paulo, v. 1, p. 33–50, 1996.
- TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. de. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: HACHICH, W. et al. (Ed.). **Fundações: Teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. cap. 7, p. 227–264.
- THOMPSON, M.; ELLIS, R.; WILDAVSKY, A. **Cultural Theory**. 1. ed. New York: Routledge, 1990.
- UNITED NATIONS CONFERENCE OF ENVIRONMENT AND DEVELOPMENT. **Agenda 21: programme of action for sustainable development**. Rio de Janeiro, Brazil, 1992. United Nations Dept. of Public Information.
- VELLOSO, P. P. C. Estacas em solo: dados para a estimativa do comprimento. **Ciclo de Palestras sobre Estacas Escavadas**, Clube de Engenharia, Rio de Janeiro, 1981.

VIEIRA, B. A.; NOGUEIRA, L. Construção civil: crescimento versus custos de produção civil. **Sistemas & Gestão**, v. 13, n. 3, p. 366–377, 2018. Disponível em: <<http://www.revistasg.uff.br/index.php/sg/article/view/1419>>. Acesso em: 1 de dezembro de 2021.

VITORIO JR., P. C. **AVALIAÇÃO DE PROJETOS PARA HABITAÇÃO DE INTERESSE SOCIAL COM FOCO NA SUSTENTABILIDADE**. Tese (Doutorado) — Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo, 2020.

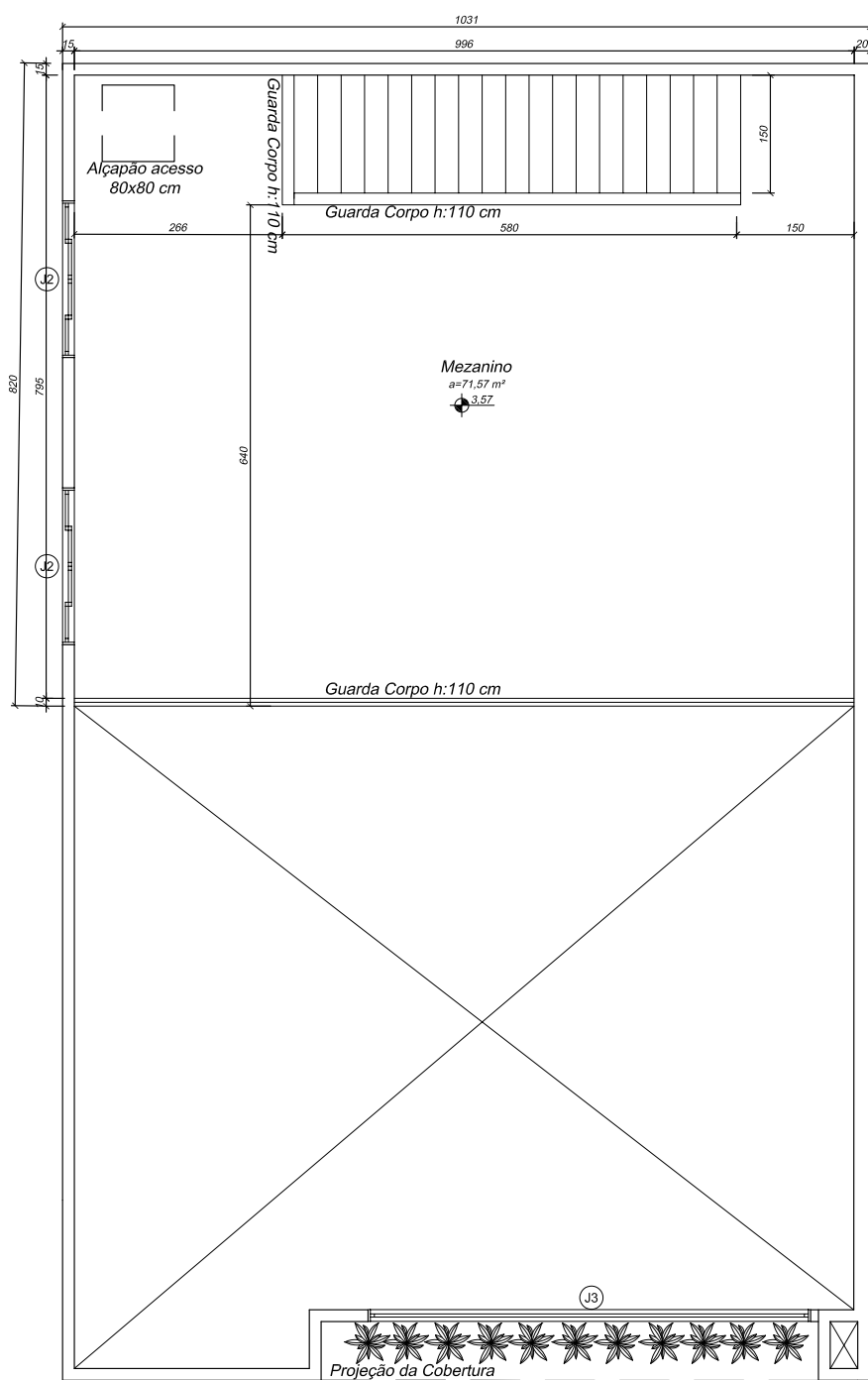
ANEXO A – Projeto arquitetônico



PLANTA BAIXA TÉRREO

REFERÊNCIA

Arquiteta Alessandra M. Farias Colzani, 2020



PLANTA BAIXA MEZANINO

REFERÊNCIA

Arquiteta Alessandra M. Farias Colzani, 2020

ANEXO B – Perfil de sondagem para dimensionamento das sapatas

Cliente: Sr.º Ricardo Toffoli Obra: Residência Local: Rua Antônio Cesa c/ Frei Lindolfo Schmitz, s/nº Cidade: Pato Branco / PR Escala: S/E				Sondagem a Percussão (SPT) SP: SP2 Cota: -0,26 m Início: 11/08/2020 Término: 11/08/2020 Data: 12/08/2020			
Resistência a penetração	Profundidade da camada (m)	Ensaio Penetrométrico (STP)			A M S	Classificação da Camada	Nível de água
		Núm. de golpes / cm					
Amostrador tipo Terzagui & Peck		15	15	15			
Número de golpes							
1,00		1	1	2	1	ARGILA POUCO SILTOSA MARROM COM PEDREGULHOS	
2,00		2	2	2	2	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS C/ CONCREÇÕES - MOLE	
3,00		4	4	4	3	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS C/ CONCREÇÕES - MÉDIA	
4,00		15	7	7	4	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS C/ CONCREÇÕES - RIJA	
4,75		5	0		5	ARGILA SILTOSA CORES VARIEGADAS COM PEDREGULHOS	SECO
5,00					6		
6,00					7		
7,00					8		
8,00					9		
9,00					10		
10,00					11		
11,00					12		
12,00					13		
13,00					14		
14,00					15		
15,00					16		
16,00					17		
17,30					18		
18,00					19		
19,00					20		
20,00					21		
21,00					22		
22,00					23		
23,00					24		
24,00					25		
25,00					26		
26,00					27		
27,00					28		
28,00					29		
29,00					30		

Revestimento \varnothing int \rightarrow 63,50
 Amostrador \varnothing ext \rightarrow 50,80
 \varnothing int \rightarrow 34,90
 Peso 65Kg. c/ altura de queda de 75cm.

Data: 12/08/2020

Sondagem nº: 20510820
 Responsável técnico:

 Manoel Gustavo G. dos Santos
 Eng. Civil CREA RS 64807-D

Folha: 2

REFERÊNCIA

Engº Civil Manoel Gustavo Gomes dos Santos, 2020

ANEXO C – Perfil de sondagem para dimensionamento das estacas

Cliente: Marcionei Maróstica Obra: Residência Unifamiliar Local: Rua Vergilio Cantu, s/n° (Lote 06 da Quadra 830) Pato Branco / PR				Sondagem a Percussão (SPT) SP: SP3 Cota: 1,46 m Início: 22/07/2021 Término: 22/07/2021 Escala: S/E Data: 08/08/2021					
Resistência a penetração	Profundidade da cam (m)	Ensaio Penetrométrico (STP)			P E R F I L	Classificação da Camada		Nível de água	
		Núm. de golpes / cm				Cor	Consist		
Amostrador tipo Terzagui & Peck		15	15	15					
Número de golpes									
	1,00	1	1	1	ARGILA POUCO SILTOSA	MARROM			
	2,00	2	2	2	ARGILA POUCO SILTOSA COM CONCREÇÕES	MARROM	MUITO MOLE		
	3,00	2	2	2	ARGILA POUCO SILTOSA COM CONCREÇÕES	MARROM	MOLE		
	4,00	4	5	6	ARGILA POUCO SILTOSA COM CONCREÇÕES	MARROM	RUA		
	5,00	4	5	5	ARGILA POUCO SILTOSA COM CONCREÇÕES	MARROM	MÉDIA		
	6,00	4	5	6	ARGILA SILTOSA COM CONCREÇÕES	MARROM	RUA		
	7,00	5	6	7	ARGILA SILTOSA COM CONCREÇÕES	VARIEGADAS	RUA		
	8,00	5	5	9	ARGILA SILTOSA COM PEDREGULHOS	VARIEGADAS	RUA		
	9,35	9	8	19 / 5	5/0 - ARGILA SILTOSA COM CONCREÇÕES	VARIEGADAS		SECO	
	10,00								
	11,00					LAVAGEM POR TEMPO:			
	12,00					10,00 min: 0,00 mm			
	13,00					10,00 min: 0,00 mm			
	14,00					10,00 min: 0,00 mm			
	15,00								
16,00									
17,00									
18,00									
19,00									
20,00									
21,00									
22,00									
23,00									
24,00									
25,00									
26,00									
27,00									
28,00									
29,00									
30,00									

Revestimento Ø int - 63,50
 Amostrador | Ø ext - 50,80
 Ø int - 34,90
 Avanço com trado helicoidal
 Peso 65Kg. c/ altura de queda de 75cm.

Data: 08/08/2021

Sondagem n°: 22410821
 Responsável técnico:

 Manoel Gustavo G. dos Santos
 Eng. Civil CREA RS 64807-D
 Folha: 3

REFERÊNCIA

Eng° Civil Manoel Gustavo Gomes dos Santos, 2020