UNIVERSIDADE DE CAXIAS DO SUL
ÁREA DO CONHECIMENTO DE CIÊNCIAS EXATAS E ENGENHARIAS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

EMANOEL ZAMPIERI REGINATO

VIABILIDADE TÉCNICO-ECONÔMICA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS E PROFUNDAS EM SOLO DE ALTA E BAIXA CAPACIDADE DE SUPORTE: ESTUDO DE CASO DE UMA RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR EM CONCRETO ARMADO

CAXIAS DO SUL
2026

EMANOEL ZAMPIERI REGINATO

VIABILIDADE TÉCNICO-ECONÔMICA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS E PROFUNDAS EM SOLO DE ALTA E BAIXA CAPACIDADE DE SUPORTE: ESTUDO DE CASO DE UMA RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR EM CONCRETO ARMADO

Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil apresentado para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil na Universidade de Caxias do Sul.

Orientador: Prof. Me. Luciano Zatti

CAXIAS DO SUL

2026

EMANOEL ZAMPIERI REGINATO

VIABILIDADE TÉCNICO-ECONÔMICA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS E PROFUNDAS EM SOLO DE ALTA E BAIXA CAPACIDADE DE SUPORTE: ESTUDO DE CASO DE UMA RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR EM CONCRETO ARMADO

Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil apresentado para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil na Universidade de Caxias do Sul.

Orientador: Prof. Me. Luciano Zatti

Aprovado em: 08/07/2026.

Banca Examinadora

_____
Prof. Orientador Me. Luciano Zatti
Universidade de Caxias do Sul – UCS

_____
Prof. Dr. Gustavo Ribeiro Da Silva
Universidade de Caxias do Sul – UCS

_____
Prof. Me. Maurício Monteiro Almeron
Universidade de Caxias do Sul – UCS

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente aos meus pais, Nilto e Genice, pela educação, pelos valores, pelo incentivo e por todo o apoio oferecido ao longo da minha trajetória. Sem medir esforços, tornaram este momento uma realidade. À minha irmã, Suelen, agradeço pelo carinho em cada fase desta jornada. Sempre foi para mim um exemplo de dedicação e disciplina.

Ao professor Me. Luciano Zatti, meu orientador, agradeço por ter aceitado conduzir este trabalho e por toda a dedicação ao longo do processo. Suas orientações e o conhecimento que compartilhou foram decisivos para que este estudo tomasse forma.

Aos demais professores e funcionários da Universidade de Caxias do Sul (UCS), pelos conhecimentos compartilhados durante toda a minha graduação.

Aos colegas e amigos, pelo companheirismo, pelas trocas de experiências e pelo incentivo mútuo.

Ao meu cachorro Nick, que esteve presente por dez anos da minha vida e que partiu em fevereiro. Sua companhia foi um apoio silencioso em cada etapa desta caminhada e sua ausência será sempre lembrada com carinho.

Por fim, agradeço a todos que me abriram portas no campo profissional. As vivências que tive ao lado dessas pessoas deixaram marcas importantes na minha formação e levarei esse aprendizado comigo por toda a carreira.

RESUMO

A escolha do sistema de fundação e do terreno onde a edificação será implantada influencia diretamente na segurança estrutural e no custo final da obra, sobretudo em meios urbanos onde predominam terrenos com diferentes condições geotécnicas. Nesse contexto, o presente trabalho avaliou, por meio de um estudo de caso, a viabilidade técnico-econômica de duas soluções de fundação aplicadas a uma mesma residência unifamiliar em concreto armado, sendo uma superficial, em sapatas isoladas sobre lote em solo natural de alta capacidade de suporte, e outra profunda, em estacas hélice contínua sobre lote com aterro e solo de baixa capacidade de suporte. O objeto de estudo compreende uma residência de 179 m², mantendo-se a mesma arquitetura para os dois cenários. O dimensionamento estrutural e das fundações foi realizado com o *software* TQS, e a orçamentação tomou como referência a tabela SINAPI, complementada por preços de fornecedores locais. A análise integrou o custo de execução das fundações ao valor de aquisição de cada lote. Verificou-se que a fundação profunda exigiu cerca de 277% mais concreto e 131,3% mais aço que a superficial, resultando em um custo 406,8% superior. Embora o lote com aterro tenha se mostrado 39,4% mais barato, essa economia foi superada pelo custo da fundação, de modo que o cenário em solo de baixa capacidade resultou 38,4% mais oneroso quando somados lote e fundação. Em seguida, as duas soluções foram otimizadas com o objetivo de reduzir o conservadorismo do dimensionamento, o que elevou o aproveitamento médio dos elementos e reduziu o custo de fundação em 9,9% no modelo superficial e 6,5% no profundo, sem alterar a relação de custo entre os sistemas. Em síntese, para as condições analisadas neste estudo, a maior capacidade de suporte do solo resultou em menor custo global de implantação, evidenciando que a aparente economia de um terreno mais barato pode não se confirmar diante do custo total da obra.

Palavras-chave: fundações superficiais; fundações profundas; capacidade de suporte do solo; viabilidade econômica; custo.

ABSTRACT

The choice of the foundation system and of the terrain where a building will be located directly affects both the structural safety and the final cost of the construction, especially in urban areas where lots with different geotechnical conditions prevail. In this context, the present work evaluated the technical and economic feasibility of two foundation solutions applied to the same single-family reinforced concrete house, one shallow, with isolated footings on a lot with natural soil of high bearing capacity, and another deep, with continuous flight auger piles on a lot with fill and soil of low bearing capacity. The object of study comprises a 179 m² house, keeping the same architecture for both scenarios. The structural and foundation design was carried out with the software TQS, and the cost estimation was based on the SINAPI table, complemented by prices from local suppliers. The analysis integrated the execution cost of the foundations with the acquisition value of each lot. It was found that the deep foundation required about 277% more concrete and 131.3% more steel than the shallow one, resulting in a cost 406.8% higher. Although the lot with fill proved to be 39.4% cheaper, this saving was surpassed by the foundation cost, so that the scenario on soil of low bearing capacity turned out to be 38.4% more expensive when lot and foundation were added together. Subsequently, both solutions were optimized to reduce the conservatism of the design, which increased the average utilization of the elements and reduced the foundation cost by 9.9% in the shallow model and 6.5% in the deep one, without altering the cost relationship between the systems. In summary, for the conditions analyzed in this study, the higher bearing capacity of the soil resulted in a lower overall implementation cost, showing that the apparent economy of a cheaper lot may not be confirmed in view of the total cost of the construction.

Keywords: shallow foundations; deep foundations; soil bearing capacity; economic feasibility; cost estimation.

.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Classes de agressividade ambiental (CAA) 20
Figura 2 - Relação entre a classe de agressividade e qualidade do concreto . 21
Figura 3 - Relação entre classe de agressividade e cobrimento nominal 21
Figura 4 - Coeficiente de arrasto (Ca) 24
Figura 5 - Isopletas de velocidade básica do vento (Vo) 25
Figura 6 - Valores de coeficientes $\gamma f1 \cdot \gamma f3$ 25
Figura 7 - Valores de coeficientes $\gamma f2$ 26
Figura 8 - Distribuições dos esforços na superestrutura 28
Figura 9 - Índice de resistência a penetração e designações do solo 31
Figura 10 - Representação de uma sapata 34
Figura 11 - Ruptura geral 35
Figura 12 - Ruptura por puncionamento 35
Figura 13 - Ruptura local 36
Figura 14 - Superfície potencial de ruptura 37
Figura 15 - Ábaco para obtenção dos coeficientes de capacidade de carga ... 38
Figura 16 - Sapata isolada 40
Figura 17 - Comparativo laje lisa e sapata 41
Figura 18 - Notações para classificação da rigidez 42
Figura 19 - Dimensões de uma sapata 44
Figura 20 - Notações e seções de referências 49
Figura 21 - Tipos de fundações profundas 52
Figura 22 - Corte vertical bloco sobre uma estaca 58
Figura 23 - Geometria de um bloco sobre duas estacas 60
Figura 24 - Detalhamento de bloco sobre duas estacas 62
Figura 25 - Localização geográfica dos lotes 66
Figura 26 - Lote modelo FS 67
Figura 27 - Lote modelo FP 67
Figura 28 - Curvas de níveis terreno plano 68
Figura 29 - Perfil terreno plano 68
Figura 30 - Curvas de níveis terreno com aterro 68
Figura 31 - Perfil terreno com aterro 69
Figura 32 - Planta baixa 70

Figura 33 - Corte A-A 71
Figura 34 - Corte B-B 71
Figura 35 - Planta de formas da cobertura 73
Figura 36 - Relatório de sondagem modelo FS 74
Figura 37 - Relatório de sondagem modelo FP 75
Figura 38 - Fluxograma de análise 77
Figura 39 - Modelos estruturais em 3D 79
Figura 40 - Distribuição e dimensionamento das sapatas 80
Figura 41 - Cargas verticais (FZ máx) FS (tf) 81
Figura 42 - Momentos nas sapatas parte (A) (tf.m) 82
Figura 43 - Momentos nas sapatas parte (B) (tf.m) 82
Figura 44 - Tensão atuante vs. tensão admissível 83
Figura 45 - Distribuição e dimensionamento dos blocos e estacas 84
Figura 46 - Cargas verticais (FZ máx) FP (tf) 85
Figura 47 - Momentos nos blocos de coroamento parte (A) (tf.m) 86
Figura 48 - Momentos nos blocos de coroamento parte (B) (tf.m) 86
Figura 49 - Força máx. na estaca vs. Capacidade admissível 87
Figura 50 - Aproveitamento da capacidade (%) FS vs. FP — parte (A) 88
Figura 51 - Aproveitamento da capacidade (%) FS vs. FP — parte (B) 89
Figura 52 - Consumo de materiais 90
Figura 53 - Composição modelo FS 93
Figura 54 - Composição modelo FP 95
Figura 55 - Custo total das fundações + mov. de solo 96
Figura 56 - Custo total das fundações + mov. de solo + lotes 97
Figura 57 - Planta de formas FS otimizada 99
Figura 58 - Aproveit. da capacidade (%) FS vs. FS otimizado — parte (A) 100
Figura 59 - Aproveit. da capacidade (%) FS vs. FS otimizado — parte (B) 100
Figura 60 - Consumo de materiais 101
Figura 61 - Planta de formas FP otimizada 103
Figura 62 - Aproveit. da capacidade (%) FP vs. FP otimizado — parte (A) 104
Figura 63 - Aproveit. da capacidade (%) FP vs. FP otimizado — parte (B) 104
Figura 64 - Consumo de materiais 105
Figura 65 - Comparativo das soluções das fundações 107
Figura 66 - Custos totais fundação otimizada + mov. de solo + lotes 108

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Coeficientes concreto e aço 19
Tabela 2 - Coeficientes de forma 38
Tabela 3 - Valores de α 54
Tabela 4 - Coeficientes da característica do solo 54
Tabela 5 - Coeficientes β 54
Tabela 6 - Orçamento de escavação 90
Tabela 7 - Orçamento das sapatas isoladas 91
Tabela 8 - Orçamento das vigas baldrame 92
Tabela 9 - Orçamento de aterro do lote 93
Tabela 10 - Orçamento de estacas hélice contínua 94
Tabela 11 - Orçamento de blocos de coroamento 94
Tabela 12 - Custo dos lotes 96
Tabela 13 - Orçamento de escavação 101
Tabela 14 - Orçamento das sapatas isoladas 102
Tabela 15 - Orçamento de estacas hélice contínua 105
Tabela 16 - Orçamento de blocos de coroamento 106

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Parâmetros estruturais adotados 72

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CA	Categoria de Aço
CAA	Classe de Agressividade Ambiental
CEB	Comitê Europeu de Concreto
DMT	Distância Média de Transporte
ELU	Estado Limite Último
ELS	Estado Limite de Serviço
FCK	Resistência Característica do Concreto à Compressão
FP	Fundação Profunda
FS	Fundação Superficial
NBR	Norma Brasileira
SPT	*Standart Penetration Test*
TQS	Tecnologia em Sistemas de Engenharia
UCS	Universidade de Caxias do Sul

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 14
1.1 TEMA DE PESQUISA 15
1.2 QUESTÃO DE PESQUISA 15
1.3 OBJETIVOS **15**
1.3.1 Objetivo geral 15
1.3.2 Objetivos específicos 15
1.4 HIPÓTESE 16
1.5 PRESSUPOSTOS 16
1.6 PREMISSAS/DELIMITAÇÕES 16
1.7 DELINEAMENTO DO TEMA 17

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA 18
2.1 SISTEMA CONSTRUTIVO EM CONCRETO ARMADO 18
2.1.1 Materiais constituintes 18
2.1.1.1 Concreto 18
2.1.1.2 Aço 21
2.1.2 Verificações: ELU e ELS 22
2.1.2.1 Estado limite último 22
2.1.2.2 Estado limite de serviço 22
2.1.3 Combinações de ações 23
2.1.3.1 Classificação das ações 23
2.1.3.2 Vento 23
2.1.3.3 Coeficiente de ponderações de ações 25
2.2 FUNDAÇÕES 26
2.2.1 Conceitos gerais 27
2.2.2 Investigação geotécnica 28
2.2.2.1 *Standard Penetration Test (SPT)* 30
2.3 FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS (RASAS) 32
2.3.1 Capacidade de carga 32
2.3.2 Mecanismo de ruptura 34
2.3.3 Métodos para cálculo de capacidade de cargas 36

2.3.3.1 Método Terzaghi 36
2.3.3.2 Métodos semiempíricos 38
2.4 SAPATA ISOLADA 40
2.4.1 Parâmetros de dimensionamento sapatas isoladas 42
2.4.2 Dimensionamento geométrico 43
2.4.3 Dimensionamento estrutural 45
2.4.3.1 Método de dimensionamento CEB-70 48
2.5 FUNDAÇÕES PROFUNDAS 52
2.5.1 Capacidade de carga 53
2.5.2 Atrito negativo 55
2.5.3 Blocos de coroamento 56
2.5.3.1 Método bielas e tirantes 56
2.5.3.1.1 Bloco sobre uma estaca 57
2.5.3.1.2 Bloco sobre duas estacas 59
2.6 ORÇAMENTAÇÃO DE OBRA 62
2.6.1 Conceitos e importância 62
2.6.1.1 Custo direto e indireto 63
2.6.1.2 Orçamento analítico 63
2.6.1.3 Levantamento de quantitativos 64
2.7 LOTE URBANO 64

3 METODOLOGIA 66
3.1 OBJETO DE ESTUDO 66
3.1.1 Caracterização dos lotes 66
3.1.2 Caracterização da edificação 69
3.2 DIRETRIZES DE DIMENSIONAMENTO DA SUPERESTRUTURA 71
3.2.1 Pré-dimensionamento 71
3.2.2 Dimensionamento estrutural 72
3.3 DIRETRIZES PARA DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES ... 73
3.3.1 Solo 74
3.3.1.1 Capacidade de carga 75
3.4 DIRETRIZES GERAIS DE ORÇAMENTAÇÃO 76
3.5 MATRIZ DE ANÁLISE 77

4 RESULTADOS 79
4.1 DIMENSIONAMENTO FUNDAÇÃO SUPERFICIAL (FS) 79
4.2 DIMENSIONAMENTO FUNDAÇÃO PROFUNDA (FP) 84
4.3 ANÁLISE TÉCNICA E COMPARATIVA DAS FUNDAÇÕES 88
4.4 ANÁLISE ECONÔMICA 90
4.4.1 Fundação superficial (modelo FS) 90
4.4.2 Fundação profunda (modelo FP) 93
4.4.3 Comparação de custos 96
4.5 ANÁLISE ECONÔMICA GLOBAL 96
4.6 OTIMIZAÇÃO 98
4.6.1 Fundação superficial (modelo FS) 98
4.6.2 Fundação profunda (modelo FP) 102
4.6.3 Comparação global de custos 106

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS 109

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 111

APÊNDICE A – CAPACIDADE DE CARGA 114
APÊNDICE B – PRÉ-DIMENSIONAMENTOS 119
APÊNDICE C – PLANTA DE FORMAS PRÉ-DIM. 123
APÊNDICE D – PRANCHAS DAS FUNDAÇÕES FS E FP. 125

1 INTRODUÇÃO

Uma edificação em concreto armado depende diretamente da forma como as ações são distribuídas ao longo de seus elementos resistentes. De acordo com Gomes e Nóbrega (2021), as cargas aplicadas na superestrutura são inicialmente recebidas pelas lajes, transmitidas às vigas e posteriormente conduzidas aos pilares, que finalmente as direcionam às fundações, responsáveis por transferi-las ao solo. Nesse contexto, a escolha adequada do sistema de fundação torna-se decisiva tanto para a segurança estrutural quanto para a viabilidade econômica da obra, sobretudo em ambientes urbanos onde predominam terrenos com condições geotécnicas variadas.

Comparar o desempenho de uma edificação implantada em terreno de cota natural com o de outra localizada em área que necessita de aterro significativo permite compreender de forma mais precisa como as particularidades do subsolo influenciam nas soluções de fundação. Em solos naturais, costuma-se encontrar camadas com maior capacidade de suporte já nos primeiros metros, favorecendo o uso de fundações rasas, como sapatas isoladas. Já os terrenos aterrados tendem a apresentar resistências iniciais menores e maior suscetibilidade a recalques, exigindo fundações profundas, como estacas, para garantir estabilidade e controle dos deslocamentos ao longo da vida útil da edificação (Velloso e Lopes, 2010).

Essas diferenças geotécnicas repercutem diretamente no custo global da obra e na própria valorização do lote. Terrenos que permitem fundações rasas geralmente resultam em projetos mais econômicos, enquanto áreas que demandam soluções profundas elevam de maneira significativa o investimento inicial. Além disso, conforme discutido por Fiker (2019), variações entre a cota do terreno e o nível da rua também influenciam no valor de mercado do lote, podendo gerar diferenças de 10% a 20%, dependendo da magnitude do desnível.

Diante desse cenário, comparar tecnicamente e economicamente as soluções de fundação exigidas por terrenos de diferentes capacidades de suporte torna-se relevante para orientar a escolha entre o lote e o sistema de fundação, considerando o custo de execução somado ao valor de aquisição do terreno. Assim, este estudo conduzido como estudo de caso de uma residência unifamiliar em concreto armado, modela a estrutura e dimensiona uma fundação superficial em lote com solo natural e uma profunda em lote com aterro, examina o desempenho técnico e o consumo de

materiais de cada solução e relaciona o custo de execução das fundações ao valor de aquisição dos lotes, identificando qual cenário se mostra mais viável do ponto de vista técnico e econômico.

1.1 TEMA DE PESQUISA

Análise técnica e econômica de fundações em sistema construtivo convencional, aplicados a diferentes condições de solo.

1.2 QUESTÃO DE PESQUISA

Em uma residência de concreto armado, a economia obtida na aquisição de um lote com necessidade de aterro compensa o custo adicional da fundação profunda que ele exige, frente a um lote em solo natural com fundação superficial?

1.3 OBJETIVOS

Os objetivos para este estudo estão classificados como objetivo geral e objetivos específicos, conforme descrito a seguir.

1.3.1 Objetivo geral

Avaliar por meio de um estudo de caso, a viabilidade técnico-econômica de fundações em residência com estrutura em concreto armado (utilizando alvenaria de vedação em blocos cerâmicos), implantadas em lotes com solo natural e com aterro, considerando o dimensionamento das fundações e o impacto das cargas estruturais transmitidas ao solo, de modo a comparar os custos de execução somados ao valor de aquisição do terreno e identificar em quais situações a escolha de determinado lote representa maior economia.

1.3.2 Objetivos específicos

Com o propósito de atender ao objetivo geral do trabalho, foram definidos os seguintes itens específicos a serem desenvolvidos ao longo do estudo:

a) modelar a estrutura da residência e dimensionar as fundações superficial e profunda para os terrenos com solo de alta e de baixa capacidade de suporte;
b) analisar as cargas transmitidas, os esforços atuantes, o aproveitamento da capacidade resistente e o consumo de materiais em cada solução de fundação;
c) compreender a relação entre o custo das fundações e o valor de aquisição dos lotes, identificando o cenário de maior viabilidade econômica total.

1.4 HIPÓTESE

Residências convencionais em concreto armado, quando implantadas em terrenos com solo natural resistente, tendem a demandar fundações rasas menos onerosas, enquanto em terrenos com espesso aterro e solo de baixa capacidade de suporte tornam-se necessárias fundações profundas, cujo custo adicional pode ser compensado pela redução no valor de aquisição do lote.

1.5 PRESSUPOSTOS

Os pressupostos previstos para o estudo são os seguintes:
a) o solo natural sob o aterro apresenta baixa capacidade de suporte, exigindo soluções de fundação compatíveis;
b) os dimensionamentos foram realizados conforme as normas vigentes.

1.6 PREMISSAS/DELIMITAÇÕES

As delimitações previstas para este estudo são:
a) o estudo se restringiu a uma residência unifamiliar;
b) o projeto arquitetônico base foi o mesmo para os dois tipos de fundação;
c) os custos foram levantados com base no SINAPI e fornecedores regionais;
d) o orçamento considerou preços médios regionais, sem contemplar variações sazonais;
e) o valor dos lotes foi considerado a partir de referências de mercado local;

f) o levantamento dos consumos de materiais não contemplou o trecho de pilar compreendido entre o baldrame e a fundação;
g) não foi considerado na análise o redimensionamento da superestrutura em razão da mudança do tipo de fundação, uma vez que as diferenças nos elementos estruturais seriam pouco significativas;
h) não foi considerado o atrito negativo nas estacas do modelo FP, adotando-se apenas a resistência lateral positiva no dimensionamento;
i) os resultados são específicos da arquitetura analisada, não sendo generalizáveis a outras edificações.

1.7 DELINEAMENTO DO TEMA

Este trabalho está estruturado em cinco etapas, iniciando pela introdução e finalizando com a conclusão, de forma a abranger todos os aspectos necessários ao desenvolvimento da pesquisa. As etapas são organizadas da seguinte maneira:

A primeira etapa consiste na introdução do tema, contemplando a contextualização do estudo, a apresentação dos objetivos a serem alcançados, bem como as delimitações e pressupostos estabelecidos.

A segunda etapa corresponde à revisão bibliográfica, na qual são apresentados dados e referências provenientes de pesquisas relevantes, essenciais para a compreensão do tema e para embasar as análises subsequentes.

A terceira etapa aborda a metodologia, descrevendo os procedimentos adotados para a obtenção dos resultados, os parâmetros considerados e a forma como os cálculos necessários serão desenvolvidos.

A quarta etapa apresenta os resultados obtidos por meio da metodologia proposta, acompanhados de sua respectiva análise e discussão.

Por fim, a quinta etapa é dedicada à conclusão, onde foram sintetizados os principais achados da pesquisa e verificado se os objetivos propostos foram atingidos.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste item são abordados os principais conceitos e critérios normativos necessários ao desenvolvimento do estudo. Estão apresentados os fundamentos do sistema construtivo em concreto armado, os métodos de investigação geotécnica, os critérios de dimensionamento de fundações superficiais e profundas, além dos conceitos de orçamentação de obras e caracterização de lotes urbanos.

2.1 SISTEMA CONSTRUTIVO EM CONCRETO ARMADO

O entendimento dos parâmetros construtivos do concreto armado é essencial para um dimensionamento seguro e eficiente. Esses aspectos, que envolvem materiais, ações e critérios estruturais, asseguram o desempenho, a estabilidade e a durabilidade da edificação. Neste capítulo, serão abordadas as principais características de uma estrutura, baseado nos conceitos normativos brasileiros.

2.1.1 Materiais constituintes

Neste item são apresentadas as principais propriedades e parâmetros normativos dos materiais constituintes do concreto armado, sendo eles o concreto e o aço, conforme as prescrições da NBR 6118 (ABNT, 2026).

2.1.1.1 Concreto

Segundo Petrucci (1998), o concreto é definido como uma mistura composta por cimento, agregados miúdos, graúdos e água, isto é, a combinação de um material aglomerante com materiais inertes. Com o passar do tempo, esses componentes reagem entre si por meio de processos de hidratação, resultando na formação de um material sólido, coeso, resistente e com adequada plasticidade. Complementarmente, conforme a NBR 6118 (ABNT, 2026), quando o concreto é associado ao aço, obtém-se o concreto armado, que combina a elevada resistência à compressão do concreto com a alta resistência à tração proporcionada pelas armaduras metálicas, conferindo ao conjunto maior eficiência estrutural.

A NBR 6118 (ABNT, 2026), apresenta várias propriedades importantes sobre o

concreto e seus parâmetros, sendo eles:

a) a massa específica do concreto, é de 2400 kgf/m³ para concreto simples e 2500 kgf/m³ para concreto armado;
b) o cálculo para a resistência a compressão é apresentado pela Equação 1.

$$fcd = \frac{fck}{\gamma c} \quad (1)$$

Onde:

fcd: resistência de cálculo à compressão;

fck: resistência característica à compressão;

γc: coeficiente de ponderação da resistência, dado pela Tabela 1.

Tabela 1 – Coeficientes concreto e aço

Combinações	Concreto γc	Aço γs
Normais	1,4	1,15
Especiais	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Fonte: Adaptado pelo autor da NBR 6118 (ABNT, 2026).

c) para a resistência a tração, deve-se seguir as Equações 2, 3 e 4.

$$fct,m = 0{,}3 \cdot fck^{2/3} \quad (2)$$

$$fctk,inf = 0{,}7 \cdot fct,m \quad (3)$$

$$fctk,sup = 1{,}3 \cdot fct,m \quad (4)$$

Onde:

fct,m: resistência característica média à tração do concreto;

$fctk,inf$: resistência característica média à tração inferior do concreto;

$fctk,sup$: resistência característica média à tração superior do concreto.

d) o Módulo de Elasticidade, pode ser alcançado pelas Equações 5 e 6. Após os 28 dias de cura do concreto.

$$Eci = \alpha E \cdot 5600 \cdot \sqrt{fck} \quad (5)$$

Concreto com fck entre 20 e 50 MPa;

$$Eci = 21{,}5 \cdot 10^3 \cdot \alpha E \cdot 5600 \cdot (fck/10 + 1{,}25)^{1/3} \quad (6)$$

Concreto com fck de 55 MPa a 90 MPa.

Onde:

Eci: modulo de elasticidade em megapascal;

αE: 1,2 para basalto diabásio;

1,0 para basalto, granito e gnaisse;

0,9 para basalto calcário;

0,7 para arenito.

e) o Coeficiente de Poisson do concreto é igual a 0,2. Outros dois fatores importantes são a classe de agressividade ambiental e cobrimento mínimo, que dependem do local da obra. São apresentados pelas Figuras 1, 2 e 3.

Figura 1 – Classes de agressividade ambiental (CAA)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana [a, b]	Pequeno
III	Forte	Marinha [a]	Grande
		Industrial [a, b]	
IV	Muito forte	Industrial [a, c]	Elevado
		Respingos de maré	

[a] Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

[b] Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

[c] Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2026).

Figura 2 – Relação entre a classe de agressividade e qualidade do concreto

Concreto [a]	Tipo [b, c]	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

[a] O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.
[b] CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.
[c] CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2026).

Figura 3 – Relação entre classe de agressividade e cobrimento nominal

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV [c]
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje [b]	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo [d]	30		40	50
Concreto protendido [a]	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

[a] Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.
[b] Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.
[c] Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.
[d] No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2026).

2.1.1.2 Aço

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2026), os tipos de aço utilizados em estruturas de concreto armado são classificados como CA-25, CA-50 e CA-60. Com massa específica adotada de 7.850 kg/m³ e módulo de elasticidade igual a 210 GPa.

A norma ainda diz que, a resistência de escoamento de cálculo do aço (fyd) é calculada pela Equação 7 abaixo.

$$fyd = \frac{fyk}{\gamma s} \quad (7)$$

Onde:

fyk: resistência característica do escoamento;

γs: coeficiente de ponderação da resistência no ELU, Tabela 1.

2.1.2 Verificações: ELU e ELS

A fim de garantir o desempenho das edificações a NBR 6118 (ABNT, 2026) considera os estados limites últimos e os estados limites de serviço.

2.1.2.1 Estado limite último

Conforme as diretrizes da NBR 6118 (ABNT, 2026), o estado limite último corresponde à condição em que a estrutura atinge seu limite máximo de resistência. A norma estabelece que devem ser considerados como estados limites últimos as seguintes situações:

a) perda total ou parcial do equilíbrio da estrutura, como um corpo rígido;
b) ruptura ou deformação plástica;
c) transformação da estrutura, total ou parcialmente, em um sistema hipostático;
d) ocorrência de instabilidade por deformação;
e) instabilidade dinâmica.

2.1.2.2 Estado limite de serviço

De forma geral, a NBR 6118 (ABNT, 2026) diz que os Estados Limites de Serviço estão relacionados à manutenção da funcionalidade e segurança em uso, sendo importante a verificação quanto: danos localizados, como fissuras e aberturas de fendas; deformações e grandes vibrações.

2.1.3 Combinações de ações

Neste item são apresentadas as combinações de ações estruturais, abordando sua classificação em permanentes, variáveis e excepcionais, bem como os coeficientes de ponderação aplicáveis, conforme as prescrições da NBR 8681 (ABNT, 2003), NBR 6118 (ABNT, 2026) e NBR 6123 (ABNT, 2023).

2.1.3.1 Classificação das ações

De acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2003), a análise estrutural deve contemplar todas as ações capazes de gerar efeitos significativos na estrutura, considerando tanto os estados limites de serviço quanto os estados limites últimos. Essas ações podem ser classificadas como permanentes, variáveis ou excepcionais.

As ações permanentes são aquelas que atuam ao longo de todo período de utilização da estrutura, podendo ser diretas, como o peso próprio, revestimentos, instalações e empuxos de terra, ou indiretas, como retração, deformação lenta, variações de posição nos apoios, desvios geométricos e impactos de protensão (NBR 8681 ABNT, 2003).

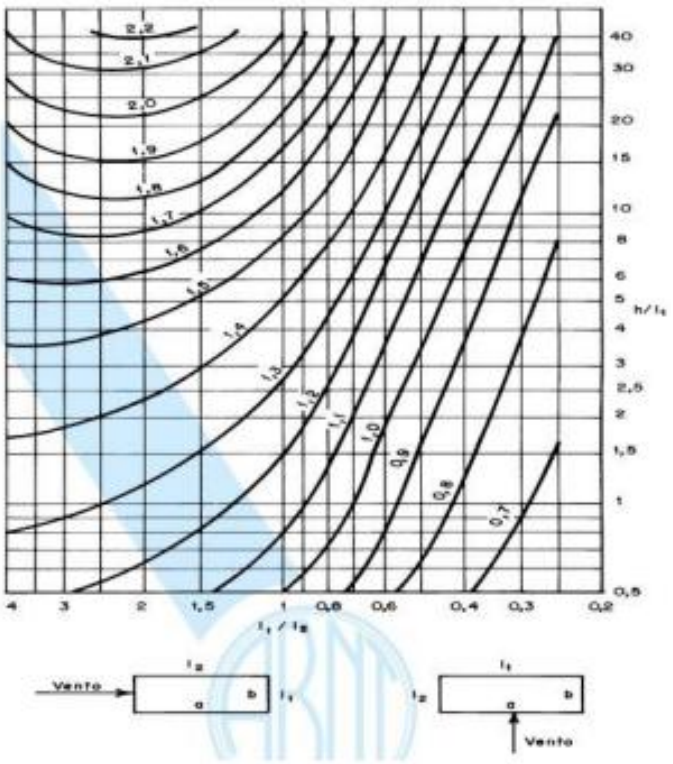
As ações variáveis correspondem àquelas que se alteram ao longo do tempo, sendo classificadas em diretas, como cargas acidentais de uso, vento, água e esforços transitórios de execução, e indiretas, como as causadas por variações térmicas e efeitos dinâmicos (NBR 8681 ABNT, 2003).

Por fim, as ações excepcionais podem ser explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou sismos. Ou seja, fatores com baixa probabilidade de acontecimento (NBR 8681 ABNT, 2003).

2.1.3.2 Vento

A NBR 6123 (ABNT, 2023) apresenta um diagrama para a determinação dos coeficientes de arrasto, onde relaciona relações geométricas do elemento e coeficientes de influência, conforme a Figura 4.

Figura 4 – Coeficiente de arrasto (Ca)



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 2023).

Segundo a NBR 6123 (ABNT, 2023), a força de arrasto é a força global na direção do vento, é dada pela Equação 8.

$$Fa = Ca \cdot q \cdot Ae \,.\, fv \tag{8}$$

Onde:

Ca: coeficiente de arrasto na direção do vento analisado, Figura 4;

q: pressão dinâmica;

Ae: área frontal efetiva na região analisada;

fv: fator de vizinhança.

A NBR 6123 (ABNT, 2023), determina a força do vento que age no modelo estrutural, pela Equação 9 e Figura 5.

$$Vk = V0 \cdot S1 \cdot S2 \cdot S3 \tag{9}$$

Onde:

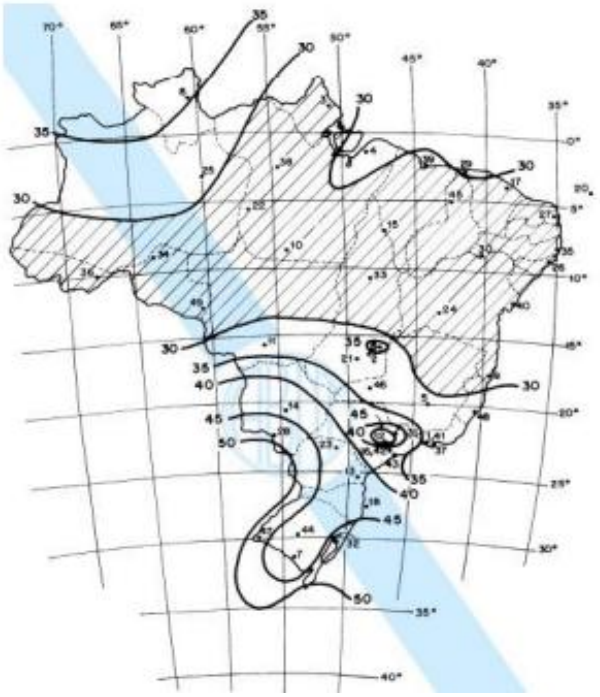
$S1$: fator topográfico;

$S2$: fator dependente da rugosidade do terreno, dimensões da edificação;

$S3$: fator estatístico;

$V0$: velocidade do vento m/s.

Figura 5 – Isopletas de velocidade básica do vento (Vo)



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 2023).

2.1.3.3 Coeficiente de ponderação das ações

Figura 6 – Valores de coeficientes $\gamma f1 \cdot \gamma f3$

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (*g*)		Variáveis (*q*)		Protensão (*p*)		Recalques de apoio e retração	
	D	*F*	*G*	*T*	*D*	*F*	*D*	*F*
Normais	1,4 [a]	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

onde

D é desfavorável, *F* é favorável, *G* representa as cargas variáveis em geral e *T* é a temperatura.

[a] Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2026).

Figura 7 – Valores de coeficientes $\gamma f2$

Ações		γ_{f2}		
		ψ_0	ψ_1 [a]	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas [b]	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas [c]	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

[a] Para os valores de ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23.
[b] Edifícios residenciais.
[c] Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2026).

A norma NBR 6118 (ABNT, 2026) estabelece que as ações estruturais sejam ampliadas por um fator de ponderação, calculado conforme as Equações 10,11,12 e definidas pelas Figuras 6 e 7.

$$\gamma f = \gamma f1 \cdot \gamma f2 \cdot \gamma f3 \quad (10)$$

$$\gamma f = \gamma f1 \cdot \gamma f3 \quad (11)$$

$$\gamma f = \gamma f2 \quad (12)$$

Onde:

$\gamma f2$: apresenta valor variável conforme a verificação:

1 para combinações raras;

$\psi 1$ para combinações frequentes;

$\psi 2$ para combinações quase permanentes.

2.2 FUNDAÇÕES

O adequado entendimento do funcionamento das fundações constitui de requisitos indispensáveis para garantir a segurança, a estabilidade e a durabilidade das estruturas. Nesse contexto, é fundamental conhecer os conceitos técnicos e os

parâmetros normativos que orientam o dimensionamento de fundações, tanto superficiais quanto profundas.

2.2.1 Conceitos gerais

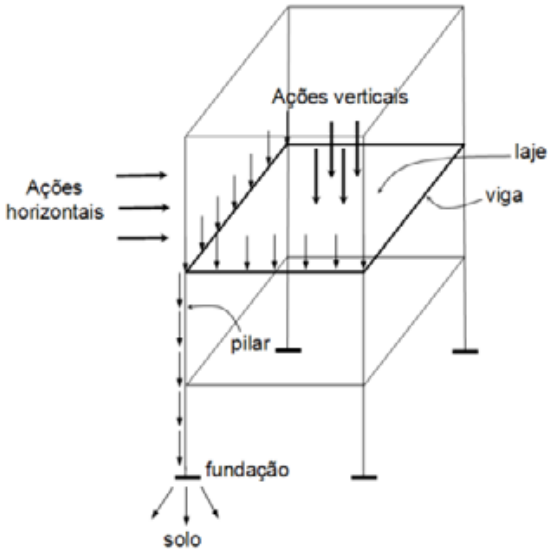
O peso próprio da edificação, somado às cargas permanentes e às cargas variáveis previstas pelas normas técnicas em vigor, deve ser devidamente transferido ao solo, o qual, ao reagir proporciona a estabilidade necessária à construção. Entretanto, não é viável transmitir diretamente aos terrenos os esforços provenientes dos pilares, pois as tensões resultantes seriam excessivas, podendo ocasionar recalques diferenciais ou até mesmo a ruptura do maciço de solo. Em razão disso, recorre-se à engenharia de fundações, que estabelece critérios específicos para o dimensionamento e a concepção adequada desses elementos estruturais (Botelho; Marchetti, 2015).

Alva (2007), define fundações como elementos da estrutura responsáveis por conduzir as solicitações da edificação até o solo de apoio. Para desempenhar essa função, devem apresentar resistência compatível com as tensões atuantes, garantindo estabilidade. Sua execução precisa assegurar a correta transmissão e distribuição das cargas ao terreno, de modo a impedir recalques diferenciais significativos ou a ruptura do maciço de solo.

Conforme Araújo (2010), o dimensionamento de fundações representa uma das etapas mais críticas e desafiadoras do projeto estrutural de uma edificação. A escolha do sistema de fundação adequado, capaz de resistir e transmitir com segurança as solicitações da superestrutura, requer a avaliação detalhada do solo onde será executado, considerando sua resistência e comportamento deformável. Além disso, a tipologia escolhida deve estar compatível com as características próprias da obra, como as cargas previstas e sua capacidade de absorver deformações plásticas.

De acordo com Gomes e Nóbrega (2021), de forma geral, as ações atuantes na superestrutura das edificações são aplicadas sobre a laje, em seguida repassadas às vigas e por fim, conduzidas verticalmente, por meio de pilares ou paredes de concreto. Ao final, todos esses esforços são transmitidos para as fundações e posteriormente para o solo, conforme ilustrado na Figura 8.

Figura 8 - Distribuições dos esforços na superestrutura



Fonte: Alva (2007).

As fundações podem ser classificadas em dois grupos principais: superficiais e profundas. Essa distinção decorre tanto da profundidade em que o elemento é executado quanto da maneira como as cargas da superestrutura são transferidas ao solo (Silva, 1998). A NBR 6122 (ABNT, 2019) ressalta que fundações profundas têm características de conduzir as cargas estruturais ao solo, pela base e pelo atrito lateral. Nesse tipo de solução, a ponta ou base deve estar apoiada a uma profundidade superior a oito vezes a menor dimensão em planta do elemento, respeitando ainda o mínimo de 3 m. Já para soluções em fundações superficiais, a carga da superestrutura é transferida para a base da fundação, onde esta deve ser assentada a uma profundidade inferior a duas vezes a sua menor dimensão.

Por conta disso, a escolha do tipo de fundação deve ser determinada pelas condições geotécnicas do terreno, tornando a investigação do solo uma etapa fundamental para a definição do sistema de fundação mais adequado (Schnaid e Odebrecht, 2012).

2.2.2 Investigação geotécnica

De acordo com Coduto (2001), os solos e as rochas, classificados como materiais geotécnicos, não apresentam catálogos de fabricantes, como ocorre para o aço e o concreto. Com isso, apresentam propriedades inicialmente desconhecidas.

Dessa forma, torna-se indispensável a execução de ensaios e investigações em cada obra, a fim de identificar esses materiais e estabelecer os parâmetros necessários ao projeto.

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019) em todo projeto de edificação é vital a realização de uma investigação geotécnica inicial, que deve incluir, no mínimo ensaios de sondagem à percussão (SPT). O objetivo é identificar a sequência estratigráfica e a classificação dos solos, verificar o nível freático e obter o índice de resistência à penetração (NSPT), conforme estabelece a norma (NBR 6484 ABNT, 2020).

Jamiolkowski et al. (1985) enfatiza que a investigação geotécnica desempenha papel fundamental no desenvolvimento de projetos de engenharia, tendo por objetivos:

a) obter perfis de solo detalhados e representativos, incluindo a descrição das condições do lençol freático e das propriedades de índice dos solos;
b) avaliar o estado inicial de tensões existente no terreno e o histórico de tensões do solo antes de qualquer atividade de construção;
c) determinar as características de tensão, deformação, tempo e resistência das camadas de solo investigadas.

Salgado (2022) complementa que a realização de estudos geotécnicos consistentes tem como finalidade disponibilizar resultados que subsidiem o entendimento das características do terreno e o controle de sua influência durante a obra. Essas informações são essenciais para ajustar os projetos de engenharia, assegurando edificações estáveis e economicamente vantajosas.

Brito (1987), complementa que a caracterização adequada do subsolo desempenha papel relevante na economia da obra, já que os custos das fundações costumam representar de 3% a 10% do total do empreendimento. Quando essa etapa é negligenciada e não se realizam sondagens, os gastos com fundações podem ser multiplicados em até dez vezes. Velloso e Lopes (2010) complementam afirmando que o custo das investigações geotécnicas é insignificativo comparado ao valor total da obra.

Schnaid e Odebrecht (2012), dizem que a abrangência das investigações geotécnicas depende da relação entre as condições do solo e as demandas da superestrutura. Em situações onde o solo demonstra estabilidade e boa capacidade de suporte, como em projetos comuns, levantamentos básicos obtidos por ensaios SPT são considerados satisfatórios, sem necessidade de estudos aprofundados.

A estratigrafia da região pode ser identificada por meio dos resultados dos ensaios, mas em solos de baixa capacidade de suporte, diferentes procedimentos de investigação devem ser associados para uma caracterização completa. As amostras obtidas no SPT são empregadas em análises táteis-visuais e em experimentos laboratoriais básicos, como determinação da granulometria, dos limites de liquidez e plasticidade, além do teor de umidade (Schnaid e Odebrecht, 2012).

Conforme as prescrições da NBR 8036 (ABNT,1983), a definição da quantidade e da posição das sondagens deve levar em conta o tipo de estrutura e as particularidades do solo. O dimensionamento segue os seguintes critérios:

a) 1 sondagem para cada 200 m² de área em planta até 1.200 m² de área;
b) 1 sondagem adicional a cada 400 m² para áreas entre 1.200 m² e 2.400 m²;
c) para áreas acima de 2.400 m², recomenda-se plano de investigação específico.

Respeitam-se ainda os limites mínimos de:

a) 2 sondagens em áreas de até 200 m²;
b) 3 sondagens em áreas entre 200 m² e 400 m².

A seção seguinte aborda e caracteriza o principal método de ensaio utilizado em campo na investigação geotécnica.

2.2.2.1 Standard Penetration Teste (SPT)

O SPT apresenta-se como a técnica de investigação de campo mais tradicional e economicamente viável. (Salgado, 2022; Schnaid; Odebrecht, 2012). Seu princípio baseia-se na penetração sucessiva de um amostrador normalizado no solo, por meio da energia fornecida pela queda de um martelo guiado por polias. No contexto brasileiro, a padronização define a massa do martelo em 65 kg e a altura de queda em 75 cm (NBR 6484 ABNT, 2020).

Desta forma, o índice NSPT resulta da contagem dos golpes de martelo exigidos para que o amostrador avance os 30 centímetros finais no solo, após a desconsideração da penetração inicial de 15 centímetros (NBR 6484 ABNT, 2020). Considera-se o ensaio SPT concluído quando a resistência do solo é tal que a penetração não ultrapassa 5 cm após 10 golpes seguidos, ou quando a contagem total supera 50 golpes em uma única etapa. Esse comportamento indica a condição

de impenetrabilidade (NBR 6484 ABNT, 2020).

A NBR 6484 (ABNT, 2020), expõe a associação entre o índice de resistência à penetração e as designações utilizadas para descrever os estados de compacidade e consistência dos solos, facilitando sua caracterização. Como apresentado na Figura 9.

Através dela, pode-se obter o ângulo de atrito entre as partículas de solo (φ), utilizando-se as seguintes definições, conforme Equação 13 e 14.

a) Godoy (1983) apud Macedo et al. (2023):

$$\varphi' = 28° + (0{,}4 \times N) \quad (13)$$

b) Teixeira (1996) apud Macedo et al. (2023):

$$\varphi' = \sqrt{20N + 15} \quad (14)$$

Figura 9 - Índice de resistência a penetração e designações do solo

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação[1)]
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura (o)

[1)] As expressões empregadas para a classificação da compacidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compacidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.

Fonte: NBR 6484 (ABNT, 2020).

2.3 FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS (RASAS)

Campos (2015), define fundações rasas como elementos estruturais posicionados logo abaixo da superestrutura tendo como característica principal a transferência das cargas para o solo por meio de tensões distribuídas em sua base. Por conta dessa característica, é muito comum a utilização de bases largas, garantindo a eficiência de sustentação, como apresentado nas sapatas, blocos e radiers (Melo, 2019).

Rebello (2008), complementa afirmando que para isso ser possível, o solo tem que ser resistente o suficiente logo nas primeiras camadas, suportando os esforços da fundação superficial. Além disso, necessita ser homogêneo evitando a ocorrência de recalques diferenciais.

2.3.1 Capacidade de carga

Para melhor entendimento sobre a capacidade de carga do solo, é necessário conceituarmos bulbos de pressão. Dado que o subsolo geralmente é constituído por diferentes camadas, essa condição precisa ser considerada na determinação da capacidade de carga. Para simplificar o processo de cálculo, adota-se a hipótese de que a propagação das tensões ocorre em uma inclinação de 1:2, sendo z a distância entre a base da sapata e o topo da camada de solo subsequente, como mostrado na Equação 15 (Cintra, Aoki e Albiero, 2011).

$$\Delta\sigma \approx \frac{(\sigma \cdot B \cdot L)}{((B + z)(L + z))} \tag{15}$$

Onde:

Δσ: variação da tensão no solo (kN/m²);

σ: tensão aplicada na base da sapata (kN/m²);

B: largura da sapata (m);

L: comprimento da sapata (m);

Z: profundidade de análise (m).

Seguindo esse raciocínio, obtém-se a profundidade z do bulbo de tensões, correspondente ao ponto em que a propagação da tensão atinge aproximadamente

10% de seu valor inicial. Conforme Cintra, Aoki e Albiero (2011), para efeito prático, essa profundidade pode ser estimada da seguinte forma:

a) para sapatas circulares ou quadradas, z = 2B;
b) para sapatas retangulares, z = 3B;
c) para sapatas corridas, z = 4B.

Assim, as camadas de solo localizadas abaixo dessa profundidade não contribuem de maneira significativa para o suporte das cargas transmitidas pela fundação.

A capacidade de carga do solo corresponde à tensão que quando aplicada por meio da fundação, leva o terreno à ruptura. Assim, a tensão admissível é obtida pela razão entre a capacidade de carga e um fator de segurança. Conforme apresentado na Equação 16 (Albuquerque e Garcia, 2020).

$$\sigma_{\mathrm{a}} = \frac{\sigma_{\mathrm{r}}}{FS}\,, sendo\ FS = 3{,}0 \tag{16}$$

onde:

σ_a: tensão admissível do solo (kN/m²);

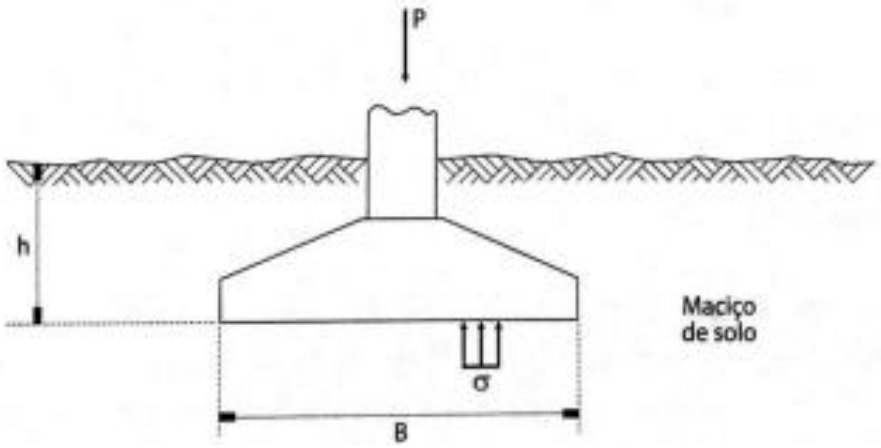
σ_r: tensão de ruptura do solo (kN/m²);

FS: fator de segurança adotado (adimensional).

A sapata de concreto armado, ao receber uma carga vertical de compressão, transmite tensões médias ao solo de apoio, conforme a Equação 17, em que P representa a carga aplicada e B a dimensão da base da fundação, conforme a Figura 10. Pelo princípio de ação e reação, essas tensões são resistidas pelo maciço de solo, configurando o sistema sapata-solo, composto pelo elemento estrutural (sapata) e pelo elemento geotécnico (solo), responsável pela interação entre estrutura e terreno. (Cintra, Aoki e Albiero, 2011).

$$\sigma = \frac{P}{(B \cdot A)} \tag{17}$$

Figura 10 - Representação de uma sapata



Fonte: Cintra, Aoki e Albiero (2011).

No caso de uma sapata quadrada, considera-se que A = B. Já para sapatas retangulares, em que A corresponde ao maior lado da fundação, as dimensões podem ser determinadas pela Equação 18, que estabelece a igualdade dos balanços em relação ao pilar. Nessa Equação, a e b representam as dimensões da seção do pilar, de forma que:

$$A - a = B - b \tag{18}$$

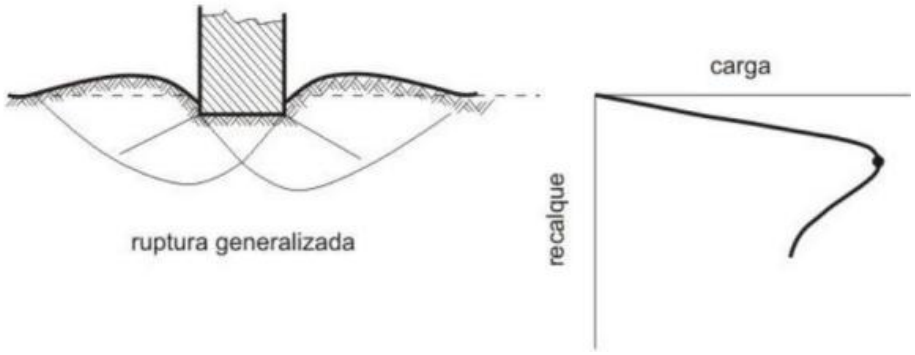
2.3.2 Mecanismo de ruptura

De acordo com Rebello (2008), a ruptura do solo ocorre quando suas partículas sofrem deslocamentos irreversíveis, modificando de forma permanente a sua estrutura. Esse fenômeno está geralmente associado à redução da resistência por atrito entre as partículas, uma vez que elas não se quebram, mas sim deslizam entre si. Dessa forma, a ruptura do solo está ligada, em grande parte, ao cisalhamento. Conforme apontam Cintra, Aoki e Albiero (2011), esse processo pode se manifestar de três maneiras distintas: ruptura geral, ruptura por puncionamento e ruptura local.

Cintra, Aoki e Albiero (2011), diz que a ruptura geral se manifesta em solos de maior resistência e menor deformação. Esse tipo de falha caracteriza-se pela formação de uma superfície contínua de ruptura, que se estende desde a borda da base da sapata até a superfície do terreno, como ilustrado na Figura 11. Trata-se de um mecanismo abrupto e de caráter catastrófico, que provoca o deslocamento da

sapata, sendo a carga de ruptura atingida com valores relativamente pequenos de recalque.

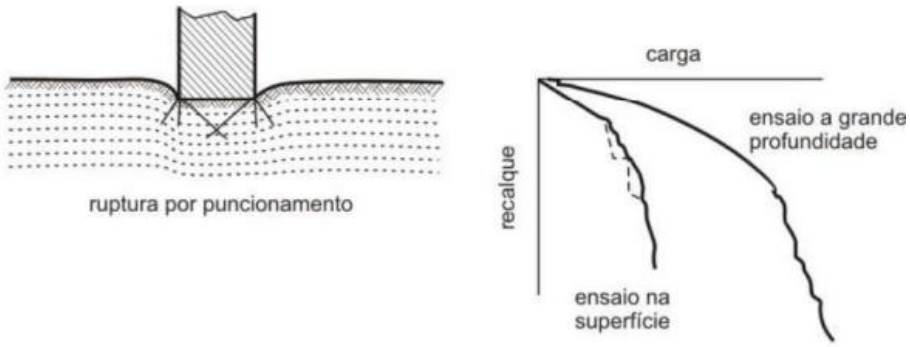
Figura 11 - Ruptura geral



Fonte: Cintra, Aoki e Albiero (2011).

Ao contrário da ruptura geral, a ruptura por puncionamento é típica de solos com maior deformação, como as argilas. Conforme Cintra, Aoki e Albiero (2011), sob a ação das cargas, o elemento de fundação tende a afundar em razão da elevada deformação do solo subjacente. Nesse caso, a carga de ruptura é alcançada apenas após recalques mais acentuados, momento em que o solo deixa de oferecer resistência às tensões de cisalhamento, comportamento representado na Figura 12.

Figura 12 - Ruptura por puncionamento

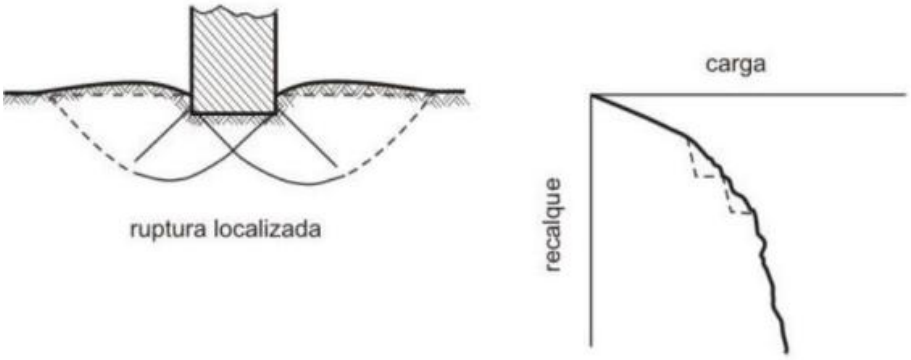


Fonte: Cintra, Aoki e Albiero (2011).

Segundo Cintra, Aoki e Albiero (2011), na ruptura local, a superfície de deslizamento não chega a aflorar na superfície, o que faz com que não ocorra uma falha súbita ou um colapso imediato da fundação. Esse comportamento é

característico de solos de média compacidade ou consistência, nos quais, quando solicitados, não se desenvolve uma ruptura contínua. Trata-se, portanto, de um caso intermediário entre a ruptura geral e pôr puncionamento, em que a fundação permanece embutida no terreno, mobilizando a resistência das camadas mais profundas e evitando o tombamento catastrófico, como apresentado pela Figura 13.

Figura 13 - Ruptura local



Fonte: Cintra, Aoki e Albiero (2011).

2.3.3 Métodos para cálculo de capacidade de cargas

Diversas metodologias podem ser utilizadas para estimar a capacidade de carga das fundações rasas, destacando-se os métodos racionais, empíricos e semiempíricos. O enfoque deste trabalho se dará pelo método de Terzaghi e semiempírico.

2.3.3.1 Método Terzaghi

Reconhecido como o fundador da mecânica dos solos, Terzaghi foi o responsável por desenvolver a primeira formulação teórico-analítica (Cintra, Aoki e Albiero, 2011).

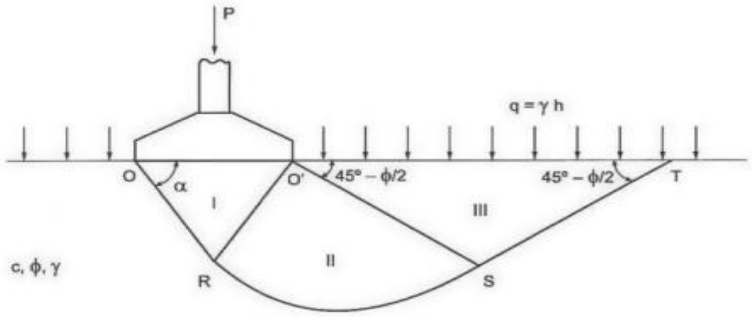
Segundo Cintra, Aoki e Albiero (2011), a teoria de capacidade de carga de Terzaghi (1943) é caracterizada por três princípios básicos, sendo:

a) quando L ≥ 5B, ou seja, a largura é cinco vezes maior que o comprimento.
b) a profundidade de assentamento da sapata é considerada menor ou igual à sua largura (h ≤ B). Considerando apenas sobrecarga (q).

c) o solo acima da base de assentamento da sapata é considerado como rígido e pouco deformável, caracterizando o mecanismo de ruptura geral.

De acordo com Terzaghi (1943), o equilíbrio de blocos rígidos está associado à superfície potencial de ruptura de uma sapata corrida apoiada em um solo caracterizado por seu ângulo de atrito interno e por sua coesão. A metodologia proposta define, no maciço de solo, uma superfície de ruptura em formato de cunha, conforme ilustrado na região identificada como solo na Figura 14.

Figura 14 – Superfície potencial de ruptura



Fonte: Cintra, Aoki e Albiero (2011).

Nessa abordagem, a síntese do equilíbrio das forças atuantes conduz a uma solução aproximada para a determinação da capacidade de carga, expressa pela Equação 19 a seguir.

$$\sigma_{\mathrm{r}} = c \cdot N_{\mathrm{n}} \cdot S_c + q \cdot Nq \cdot Sq + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N\gamma \cdot S\gamma \tag{19}$$

Onde:

σr: representa a tensão de ruptura;

c**:** corresponde à coesão do solo;

Sc, Sq e Sγ**:** são os fatores de forma, Tabela 2;

q**:** indica a tensão efetiva na cota de apoio;

γ é o peso específico do solo;

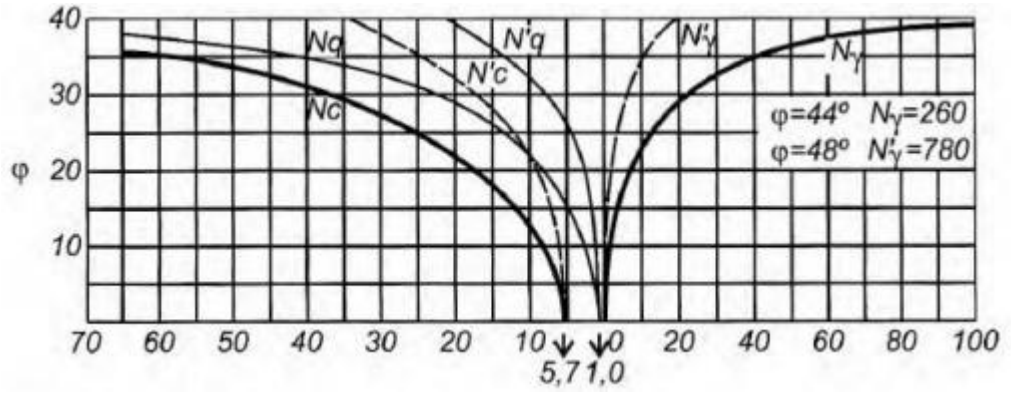
B**:** refere-se à largura da sapata;

Nc, Nq e Nγ: são fatores relacionados à capacidade de carga, Figura 17.

As três parcelas representam, respectivamente, as contribuições de coesão, sobrecarga e peso específico. Nc, Nq e Nγ são fatores de capacidade de carga

adimensionais e dependem unicamente do ângulo de atrito do solo (φ) e podem ser obtidas pela Figura 15 abaixo.

Figura 15 – Ábaco para obtenção dos coeficientes de capacidade de carga



Fonte: Terzaghi (1943)

Como o método de Terzaghi foi originalmente desenvolvido para sapatas corridas, sua aplicação a sapatas quadradas ou circulares requer a introdução de fatores de forma, que ajustam a fórmula às diferentes geometrias. A Tabela 2 a seguir correspondente apresenta os valores desses coeficientes.

Tabela 2 – Coeficientes de forma

Sapata	Sc	Sq	Sy
Corrida (lado B)	1	1	1
Quadrada (B = L)	1,2	1	0,8
Circular (B= diâmetro)	1,2	1	0,6

Fonte: Adaptado pelo autor de Cintra e Aoki (2010)

2.3.3.2 Métodos semiempíricos

A estimativa da capacidade de carga em fundações superficiais pode ser realizada por métodos semiempíricos, os quais associam fundamentos teóricos a observações práticas, ajustando as formulações analíticas com dados experimentais disponíveis (Cintra, Aoki e Albiero, 2011). Os principais serão expostos neste trabalho, que são:

a) Método de Terzaghi e Peck, conforme Equação 20:

$$\sigma_r = 4{,}4\frac{(N_{spt} - 3)}{10}\frac{(B - 1)}{2B}_2 \quad (20)$$

onde:

σ_r: capacidade de carga (MPa);

N_{spt}: número de golpes do ensaio SPT;

B: menor dimensão de fundação rasa, em pés, com B≥4.

b) Método de Teixeira, conforme Equação 21:

$$\sigma_r = 0{,}05 + (1 + 0{,}4B)\frac{N_{spt}}{100} \quad (21)$$

onde:

σ_r: capacidade de carga (MPa);

N_{spt}: número de golpes do ensaio SPT;

B: menor dimensão de fundação rasa.

c) Método de Albiero e Cintra, conforme Equação 22:

$$\sigma_r = \frac{N_{spt}}{5} \quad (22)$$

onde:

σ_r: capacidade de carga (kg/cm²);

N_{spt}: número de golpes do ensaio SPT (kg/cm²).

d) Método de Hachich et. al., conforme Equação 23:

$$\sigma_r = 0{,}02N_{spt}, , sendo\ 5 \leq N_{spt} \leq 20 \quad (23)$$

onde:

σ_r: capacidade de carga (MPa);

N_{spt}: número de golpes do ensaio SPT.

e) Alonso, Teixeira e Godoy, conforme Equação 24:

$$q_{\mathrm{a}}dm = \frac{N_{\mathrm{spt}}}{50}, sendo\ N_{\mathrm{spt}} < 20 \quad (24)$$

onde:

$q_{\mathrm{a}}dm$: tensão admissível do solo (MPa);

N_{spt}: número de golpes do ensaio SPT.

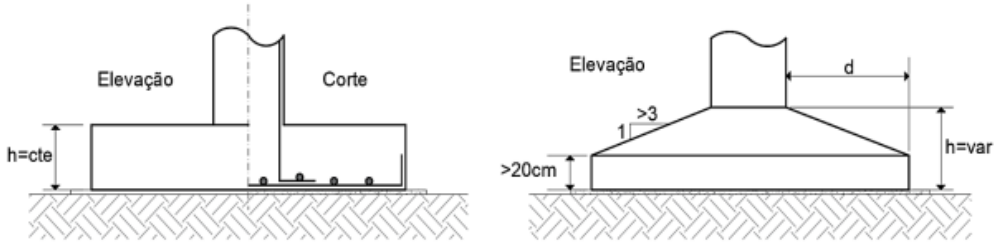
2.4 SAPATA ISOLADA

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019), as sapatas são um elemento considerado tridimensionais superficiais, onde são compostas por concreto armado dimensionado. Assim, os esforços de tração que surgem na estrutura são suportados pela utilização de armaduras posicionadas especificamente com essa finalidade.

As variações nas propriedades do solo, no local de implantação e nas cargas estruturais conduziram à criação de diferentes soluções de sapatas, cada uma adequada a um cenário específico. Elas se classificam, conforme o tipo de esforço repassado ao terreno, em: isoladas, de divisa, corridas, associadas e em viga alavanca (Araujo, 2016). Neste trabalho, o enfoque será dado às sapatas isoladas.

Dentre as fundações utilizadas na construção civil, a sapata isolada é a mais tradicional e frequente. A base dessa fundação pode ser projetada em diferentes geometrias, como quadrada, retangular, circular ou poligonal. Em termos de volume, são usualmente classificadas como piramidais, retas ou escalonadas. A altura pode manter-se uniforme ou variar de forma linear entre o perímetro do pilar e a borda da sapata, conforme ilustrado na Figura 16. As solicitações típicas que incidem sobre esse tipo de fundação incluem esforços normais, momentos fletores (em uma ou em ambas as direções) e cargas horizontais (Velloso; Lopes, 2010).

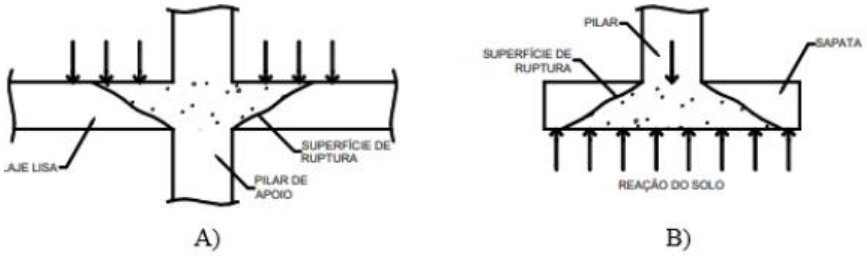
Figura 16 – Sapata isolada



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Para Bastos (2019), esse tipo de fundação pode ser comparado a uma laje plana invertida, que trabalha em balanço ao redor do pilar e resiste a solicitações internas de cisalhamento e flexão, exposto na Figura 17.

Figura 17 – Comparativo laje lisa e sapata



Fonte: Bastos (2019)

Na superfície inferior, junto à base, concentram-se as maiores tensões de tração. Como o concreto apresenta baixa resistência a esse tipo de solicitação, faz-se necessário o emprego de armadura resistente, geralmente organizada em malha, para garantir o desempenho da fundação. Já em relação às forças cortantes, para dispensar a colocação de armaduras transversais, é prática comum projetar a sapata com altura suficiente para que o próprio concreto absorva os esforços atuantes (Barros, 2003).

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2026), as sapatas podem ser enquadradas em duas categorias: rígidas ou flexíveis. Tal classificação é obtida pela aplicação da Equação 25. Quando o critério é satisfeito, a sapata é classificada como rígida, se não, é definida como flexível. A rigidez da sapata pode ser determinada conforme as notações apresentadas na Figura 18.

$$h \geq \frac{(a - a_p)}{3} \tag{25}$$

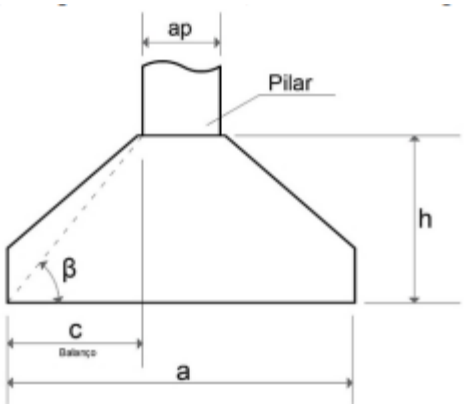
onde:

h: altura mínima da sapata (m);

a: dimensão da base da sapata (m);

a_p: dimensão do pilar (m).

Figura 18 – Notações para classificação da rigidez



Fonte: Silva (1998).

Rebello (2008) diz que, pelo fato de apresentarem menor deformabilidade, reduzida possibilidade de ruptura por punção e maior segurança estrutural, a adoção de sapatas rígidas torna-se justificável. Essas fundações são usualmente aplicadas em solos que já demonstram boa resistência nas camadas superficiais. A NBR 6118 (ABNT, 2026) esclarece que o termo “sapata rígida” não significa ausência de flexão diante das reações do solo. O que essa denominação indica é que, para efeito de cálculo da distribuição dos esforços, desconsidera-se a elasticidade do solo frente à fundação.

Já as sapatas classificadas como flexíveis são pouco usuais, sendo aplicadas em situações específicas de fundações com cargas reduzidas e solos de baixa capacidade resistente (NBR 6118 ABNT, 2026).

No contexto do cálculo estrutural, pode-se supor que as tensões transmitidas à base da sapata isolada por um pilar sejam distribuídas de forma uniforme ou variem linearmente (Campos, 2015).

2.4.1 Parâmetros de dimensionamento sapatas isoladas

Segundo Gomes e Nóbrega (2021), os projetos de fundações devem seguir a NBR 6122 (ABNT, 2019), enquanto as estruturas em concreto armado precisam atender às exigências da NBR 6118 (ABNT, 2026), garantindo qualidade e segurança.

O dimensionamento de fundações pode ser feito por diferentes métodos, que variam conforme o tipo e a forma adotada. Para sapatas isoladas, destacam-se o CEB-70, o Método das Bielas e o dos Quinhões de Carga (Campos, 2015). Neste

estudo, será aplicado o método CEB-70.

A NBR 6122 (ABNT, 2019), estabelece que as sapatas isoladas não podem ter base menor que 60 cm. Além disso, nas divisas com terrenos vizinhos, a profundidade de apoio não pode ser inferior a 1,5 m, podendo ser reduzida em obras cujas sapatas ou blocos tenham, em sua maioria, dimensões inferiores a 1,0 m.

Seguindo a norma NBR 6122 (ABNT, 2019), sempre que houver contato direto da fundação rasa com o terreno, deve-se prever a execução de um lastro de concreto magro, com espessura mínima de 5 cm. Esse procedimento deve abranger toda a área de apoio, garantindo a regularização da superfície de assentamento da estrutura.

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2026), a armadura de flexão deve se estender uniformemente pela largura da sapata, indo de uma extremidade a outra, com ganchos nas pontas. Para assegurar o adequado preenchimento da fôrma e o recobrimento do concreto, o espaçamento entre as barras de armadura principal deve ser no máximo 20 cm ou duas vezes a altura da sapata.

2.4.2 Dimensionamento geométrico

Primeiramente, calcula-se a área de base da fundação com base na Equação 26. Para contabilizar o peso próprio da sapata, adota-se, de forma aproximada, o valor correspondente a 5% do esforço do pilar (Alonso, 2019).

$$A_{\text{sap}} = \frac{1{,}05 \cdot N}{\sigma_{\text{solo}}} \tag{26}$$

onde:

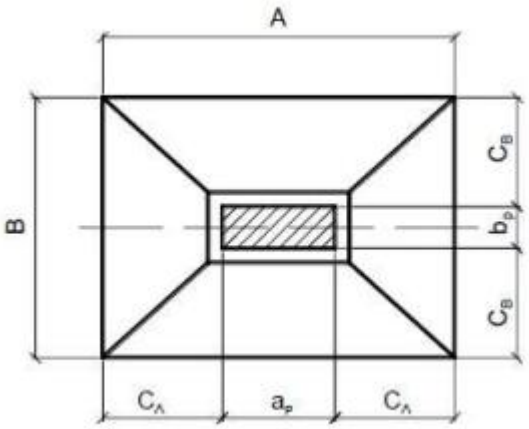
A_{sap}: área da sapata (m²);

N: carga do pilar (kN);

σ_{solo}: tensão admissível do solo (kN/m²).

Importante cuidar para que a relação entre o comprimento e a largura da fundação seja de 2,5. Outro critério importante é a igualdade dos balanços da sapata em ambas as direções, o que pode ser observado na Figura 19 (Alonso, 2019).

Figura 19 – Dimensões de uma sapata



Fonte: Bastos (2019)

Conforme apresentado por Alonso (2019), para sapatas de base quadrada, utiliza-se a Equação 27 no cálculo de suas dimensões. Já para as de base retangular, a determinação da menor e da maior dimensão deve ser feita pelas Equações 28 e 29. É importante que os valores sejam múltiplos de 5, o que facilita o processo executivo.

$$A = \sqrt{\frac{1{,}05 \cdot N}{\sigma_{\text{solo}}}} \tag{27}$$

$$B = \frac{1}{2}(a_P - b_P) + \sqrt{\frac{1}{4}(ap - bp)^2 + A_{\text{sap}}} \tag{28}$$

$$A = \frac{A_{\text{sap}}}{B} \tag{29}$$

onde:

A: maior dimensão da sapata;

B: menor dimensão da sapata;

a_P: maior dimensão do pilar;

b_P: menor dimensão do pilar;

A_{sap}: área da sapata;

σ_{solo}: tensão admissível do solo.

A NBR 6118 (ABNT, 2026) orienta que a altura da sapata esteja vinculada à sua classificação de rigidez, onde foi apresentado acima. Para Bastos (2019), essa definição é essencial, pois estabelece o comportamento das tensões transmitidas à base e o método de dimensionamento estrutural a ser aplicado. Com isso, para dimensionar a altura do tronco piramidal, utiliza-se a Equação 30.

$$h1 \leq (\frac{a - A_p}{2} - colarinho) \cdot tan30° \quad (30)$$

Bastos (2019) ainda sugere que o ângulo de inclinação da sapata piramidal não ultrapasse 30°, já que é o ângulo de repouso do concreto fresco.

Araújo (2010), salienta que além da análise de rigidez, a definição da altura deve considerar a necessidade de ancorar a armadura longitudinal do pilar, sendo essa condição avaliada pela Equação 31.

$$\mathrm{h} \geq 0{,}6 \cdot \mathrm{lb} + 5\ \mathrm{cm} \quad (31)$$

Onde:

lb: comprimento básico de ancoragem, definido pela (NBR 6118 ABNT,2026).

Após a definição da altura da sapata, procede-se à determinação de h_0, conhecido como rodapé. Medida estabelecida para evitar possíveis rupturas laterais. Conforme descrito na Equação 32 (Araújo, 2010).

$$h_0 \geq \{\frac{h}{3} ;\ 20\ cm\} \quad (32)$$

2.4.3 Dimensionamento estrutural

A NBR 6118 (ABNT, 2026) estabelece que as sapatas de concreto sejam dimensionadas em conformidade com as características do solo de base. O comportamento estrutural pode ser de dois tipos: rígido ou flexível como comentado anteriormente.

Dessa forma, a norma indica que em sapatas rígidas, não há risco de punção, porém pode ocorrer ruptura por compressão diagonal. Por isso, é exigida a checagem da tensão de compressão na diagonal comprimida, conforme as equações 33, 34, 35 e 36.

$$\tau Sd \leq \tau Rd2 \tag{33}$$

$$\alpha v = (1 - \frac{fck}{250}) \tag{34}$$

$$\tau Rd2 = 0{,}27 \cdot \alpha v \cdot fcd \tag{35}$$

$$\tau Sd = \frac{\gamma f \cdot N}{uo \cdot d} \tag{36}$$

Onde:

αv: fator de fragilidade do concreto;

fck:resistência característica do concreto em MPa;

fcd: resistência à compressão de cálculo concreto;

uo: perímetro do pilar;

τSd:tensão de cisalhamento atuante;

$\tau Rd2$: tensão de cisalhamento resistente.

De acordo com Araújo (2016), também é necessário realizar a análise do esforço cortante. Se a verificação for satisfeita, não há necessidade de prever armadura específica para tal, como mostrado pelas equações 37, 38, 39, 40, 41, 42 e 43.

$$V_d \leq V_{d,lim} \tag{37}$$

$$V_{d,lim} = 0{,}63 \cdot \frac{\sqrt{fck}}{\gamma_c} \cdot b2 \cdot d2 \tag{38}$$

$$V_a = p \cdot b \cdot c_{2a} \tag{39}$$

$$p = \frac{P}{a \cdot b} \quad (40)$$

$$c_{2a} = \frac{a - ap - d}{2} \quad (41)$$

$$b_{2a,b} = b_p + d \quad (42)$$

$$d_{2a,b} = d[1 - \frac{h - h0}{a - ap}] < 1{,}5 \cdot c_{2a} \quad (43)$$

Onde:

$b_{2a,b}$: largura da seção;

$d_{2a,b}$: altura útil;

V_d: força cortante solicitante de cálculo;

$V_{d,lim}$: força cortante resistente de cálculo;

Conforme destacado por Rebello (2008), nas sapatas classificadas como flexíveis, é indispensável realizar a análise da possibilidade de ruptura do elemento de fundação em função do fenômeno de punção. A avaliação desse comportamento estrutural deve ser conduzida com base nas equações 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50 e 51 apresentadas pela NBR 6118 (ABNT, 2026).

$$\tau_{Sd,Cl} \leq \tau_{Rd1} \quad (44)$$

$$\tau_{Sd} = \frac{V_{Sd,Cl}}{u' \cdot dCl} = \frac{Pd - PCl}{u' \cdot dCl} \quad (45)$$

$$P_{Cl} = p \cdot A_{Cl} \quad (46)$$

$$u' = 2a_p + 2b_p + 2\pi c \quad (47)$$

$$2d = c \quad (48)$$

$$\tau_{Rd1} = 0{,}13(1 + \sqrt{\frac{20}{d}})(100\rho \cdot fck)\text{^}(1/3) + 0{,}10\sigma cp \leq 0{,}5 \cdot f_{cd2} \quad (49)$$

$$\rho = \sqrt{\rho x \cdot \rho y} \quad (50)$$

$$f_{cd2} = 0{,}6\left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \quad (51)$$

Onde:

τ_{Sd}: tensão solicitante de cálculo;

Pd: força vertical solicitante de projeto;

u': perímetro do contorno crítico;

dCl: altura útil;

τ_{Rd1}:tensão de cisalhamento resistente;

ρ: taxa geométrica de armadura.

σcp: tensão provocada pela protensão;

f_{cd2}: tensão para regiões não fissuradas.

Neste trabalho, o dimensionamento das sapatas será desenvolvido com base no método CEB-70.

2.4.3.1 Método de dimensionamento CEB-70

Bastos (2019) admite que a tensão aplicada as sapatas é plana, pois o método considera o solo como um comportamento elástico, garantindo a estabilidade da fundação pelas forças elásticas aplicadas através do apoio.

Para o método ser atendido deve-se fazer a verificação, como mostra a Equação 52.

$$\frac{h}{2} \leq c \leq 2h \quad (52)$$

Onde:

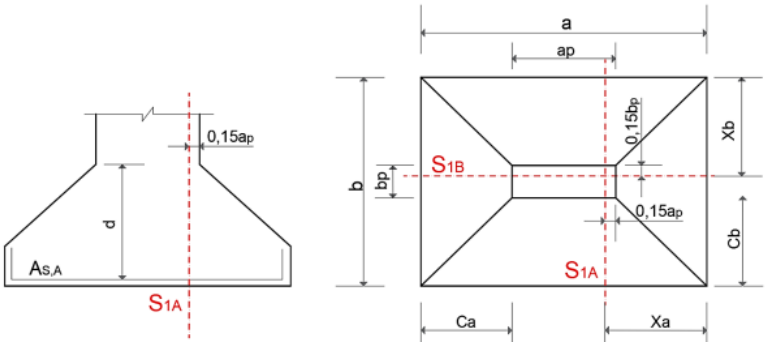
c: balanço da sapata distância entre a face do pilar e a extremidade da sapata em cada direção;

h: altura total da sapata.

Para obter a armadura inferior da sapata é realizada a determinação do

momento fletor. Os momentos fletores são determinados em cada sentido, a partir de uma seção de referência S1A e S1B, localizada a 0,15 vezes a dimensão do pilar, medida ortogonal à seção e posicionada internamente a ele. O valor de d, altura útil da sapata, deve respeitar a condição d ≤1,5c. O cálculo do momento fletor considera o diagrama de tensões atuantes no solo entre a seção S1 e a aresta da sapata. Para o dimensionamento da armadura de flexão que cruza a seção S1, são utilizadas as propriedades geométricas dessa região de referência. Além disso, para evitar sapatas excessivamente alongadas, nas quais uma das direções concentraria quase toda a solicitação, o método estabelece que o menor momento fletor não seja inferior a 1/5 do maior. Dessa forma, assegura-se que a armadura de flexão na direção menos solicitada seja de, no mínimo, um quinto da armadura na direção mais solicitada, evitando que uma delas fique com armadura desprezível (Silva, 1998)

Figura 20 – Notações e seções de referências



Fonte: Silva (1998).

As equações 53, 54, e 55 que expressam o momento fletor referente às seções de análise S1A e S1B encontram-se descritas a seguir, conforme disponibilizado por (Araújo, 2016).

$$M_{1A,B} = p \cdot b \cdot \frac{(C_a + 0{,}15 \cdot a_p)^2}{2} \tag{53}$$

$$C_a = \frac{A - a_p}{2} \; ; \; C_b = \frac{B - b_p}{2} \tag{54}$$

$$p = \frac{1{,}05 \cdot N}{A \cdot B} \tag{55}$$

Onde:

A, B: dimensão da sapata;

a_p, b_p: dimensão do pilar;

C_a, C_b: balanço;

N: carga atuante no pilar;

p: pressão da sapata no solo;

$M_{1A,B}$: momentos fletores.

Conforme Bastos (2019), o cálculo da área da armadura na seção segue o mesmo critério adotado para vigas sujeitas à flexão simples, utilizando as propriedades dimensionais da seção de referência e o momento fletor que incide sobre ela. A Equação 56 apresenta essa formulação.

$$AS, A = \frac{\gamma f \cdot M_A}{0{,}85 \cdot d \cdot fyd} \tag{56}$$

Onde:

AS, A: área de aço calculada;

γf: coeficiente de ponderação;

d: altura útil da sapata;

fyd: resistência de cálculo do aço.

O método CEB-70 e a NBR 6118 (ABNT, 2026) não contemplam uma taxa mínima de armadura específica para sapatas. A norma indica que para concreto de 25 MPa, a taxa mínima de armadura de flexão corresponde a 0,15%.

De acordo com Silva (1998), quando a sapata é submetida a momentos fletores ou forças horizontais, surgem variações de tensão em sua base. Essas tensões dependem do ponto onde a carga é aplicada. Se a carga estiver dentro do núcleo central de inércia, toda a sapata fica comprimida, sem regiões tracionadas. Caso contrário, podem ocorrer tensões de tração entre o solo e a fundação, conforme Equação 57.

$$e \leq \frac{l}{6} \tag{57}$$

Onde:

e: excentricidade de carga;

l: dimensão da sapata na direção da carga excêntrica;

Com a confirmação dos dados, aplicam-se as equações 58, 59, 60, 61 e 62 para obter os valores extremos de tensão no solo, que servirão de base para o cálculo do momento fletor e da área de armadura.

$$MAbase = FA \cdot h \; ; \; MBbase = FB \cdot h \tag{58}$$

$$eA = \frac{MAbase}{Kmaj \cdot N} \; ; \; e_B = \frac{MBbase}{Kmaj \cdot N} \tag{59}$$

$$\sigma máx \leq \sigma adm \tag{60}$$

$$\sigma máx = \frac{N}{A \cdot B}(1 + \frac{6 \cdot eA}{A} + \frac{6 \cdot eB}{B}) \tag{61}$$

$$\sigma mín = \frac{N}{A \cdot B}(1 - \frac{6 \cdot eA}{A} - \frac{6 \cdot eB}{B}) \tag{62}$$

Onde:

$MAbase$: momento fletor na base da sapata na direção A;

$MBbase$: momento fletor na base da sapata na direção B;

FA: força horizontal na direção A;

FB: força horizontal na direção B;

eA: excêntricidade na direção A;

eB: excentricidade na direção B;

$Kmaj$: estimativa do peso próprio da sapata;

N: força de compressão;

$\sigma máx$: tensão máxima no solo;

$\sigma mín$: tensão mínima no solo;

h: altura total da sapata.

2.5 FUNDAÇÕES PROFUNDAS

A norma NBR 6122 (ABNT, 2019) estabelece que as fundações profundas ou indiretas, podem transmitir cargas ao solo pela ponta e pelo fuste ou pela combinação desses mecanismos. Conforme Alonso (2019), o assentamento deve ocorrer a uma profundidade superior a duas vezes a menor dimensão da fundação em planta, ou a, pelo menos, 3 metros.

Figura 21 – Tipos de fundações profundas

Tipo de execução		Estacas
De deslocamento	Grande	(i) Madeira, (ii) pré-moldadas de concreto, (iii) tubos de aço de ponta fechada, (iv) tipo Franki, (v) microestacas injetadas
	Pequeno	(i) Perfis de aço, (ii) tubos de aço de ponta aberta (desde que não haja embuchamento na cravação), (iii) estacas hélice especiais ("estacas hélice de deslocamento")
Sem deslocamento		(i) Escavadas com revestimento metálico perdido que avança à frente da escavação, (ii) estacas raíz
De substituição		(i) Escavadas sem revestimento ou com uso de lama, (ii) tipo Strauss, (iii) estacas hélice contínua em geral

Fonte: Velloso e Lopes (2010).

As estacas podem ser classificadas de diferentes maneiras, de acordo com o material empregado em sua construção e com o método de execução adotado. Quanto à forma de execução, destacam-se dois tipos principais: as estacas de deslocamento, nas quais o solo é comprimido lateralmente durante a cravação, e as estacas de substituição, em que o solo é previamente removido para posterior concretagem. Quando não ocorre movimentação significativa do solo durante o processo executivo, a fundação é caracterizada como “sem deslocamento”, conforme ilustrado na Figura 21 (Velloso e Lopes, 2010).

2.5.1 Capacidade de carga

A NBR 6122 (ABNT, 2019) expõe que a capacidade de carga de fundações profundas é a força aplicada que garante estabilidade e segurança, sem ocasionar ruptura do solo ou da estrutura. A mesma norma considera como semiempírico o método que estima as propriedades do solo por meio de correlações oriundas da Mecânica dos Solos. Entre os principais métodos empregados estão os de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978). Para este trabalho o enfoque se dará para o método de Décourt e Quaresma.

O método de Décourt-Quaresma (1978) estima a capacidade de carga das estacas a partir da soma de resistência lateral e de ponta. Em que C é o fator característico do solo. A tensão de atrito lateral é determinada com base no índice médio de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste, considerando limites de (3≤NSPT≤50), de acordo com a Equação 63. Já o cálculo para a ponta é apresentado conforme a Equação 64. (Cintra e Aoki, 2010).

$$\bar{r_L} = 10(\frac{\bar{N_L}}{3} + 1) \tag{63}$$

$$\bar{r_p} = C \cdot N_p \tag{64}$$

Relacionando as equações de ponta e lateral a fórmula geral do método é apresentada pela Equação 65, onde Decourt e Quaresma atribui fatores α e β, que correspondem a parcelas das resistências unitárias, conforme apresentado pelas Tabelas 3 e 4 (Cintra e Aoki, 2010).

$$Q_{ult} = \alpha \cdot A_p \cdot C \cdot \bar{N}_{SPT,p} + 10 \cdot \beta \cdot U \cdot L(\frac{\bar{N}_{SPT,L}}{3} + 1) \tag{65}$$

Onde:

r: capacidade de carga;

α: valor obtido em função do tipo de estaca, atravéz da Tabela 3;

C: coeficiente característico do solo, Tabela 4;

N_p: valor médio do índice de resistência na ponta ou base da estaca;

A_p: área da seção transversal da ponta;

β: valor em função do tipo de estacas e solo, Tabela 5;

U: perímetro da seção transversal;

N_L: Nspt na camada de espessura L.

Tabela 3 – Valores de α

Solo	Tipos de estaca					
	Cravadas	Escavadas (geral)	Escavadas (bentônica)	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	1	0,85	0,85	0,30	0,85	1
Solo interme diário	1	0,60	0,60	0,30	0,60	1
Areias	1	0,50	0,50	0,30	0,50	1

Fonte: Adaptado pelo autor de Decourt (1996).

Tabela 4 – Coeficientes da característica do solo

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

Fonte: Adaptado pelo autor de Decourt (1996).

Tabela 5 – Coeficientes β

Solo	Tipos de estaca				
	Escavadas (geral)	Escavadas (bentônica)	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	0,80	0,90	1	1,50	3
Solo intermediário	0,65	0,75	1	1,50	3
Areias	0,50	0,60	1	1,50	3

Fonte: Adaptado pelo autor de Decourt (1996).

Para a carga admissível, é recomendado que o cálculo seja feito utilizando fatores de segurança distintos: 4 para a resistência de ponta e 1,3 para a resistência lateral. Conforme apresentado na Equação 66 (Cintra e Aoki, 2010).

$$Qad_{\mathrm{m}} = \frac{\alpha A_{\mathrm{p}} C\, N_{\mathrm{spt,\,p}}}{4{,}0} + \frac{10\beta UL((N_{\mathrm{spt}}/3)+1)}{1{,}3} \tag{66}$$

Como a maior parte das fundações profundas são compostas por estacas dispostas em grupos e interligadas por um bloco de coroamento, a capacidade de carga do conjunto pode diferir da soma das capacidades individuais de cada estaca. Dessa forma, a Equação 67 representa a eficiência do conjunto de estacas.

$$\eta = \frac{R_g}{\sum R_i} \tag{67}$$

Onde:

R_g: capacidade de carga do grupo de estacas;

R_i: capacidade de carga do elemento isolado de fundação.

2.5.2 Atrito negativo

Em uma estaca, o atrito lateral costuma somar-se à resistência de ponta para equilibrar a carga aplicada. Há situações, porém, em que esse atrito passa a agir no sentido contrário. Isso ocorre quando o terreno ao redor da estaca desce mais do que ela própria, fazendo com que o solo, ao recalcar, puxe o elemento para baixo. Esse efeito é o que a NBR 6122 (ABNT, 2019) denomina atrito negativo, situação em que o solo deixa de ajudar a sustentar a estaca e passa a sobrecarregá-la.

Essa inversão está ligada ao adensamento do terreno. Sempre que uma camada compressível está sendo comprimida e perdendo volume ao longo do tempo, ela se movimenta para baixo em relação à estaca. Conforme a referida norma, isso pode decorrer do próprio peso do solo, de cargas aplicadas na superfície, da queda do nível d'água ou da perturbação de camadas moles durante a cravação. O caso mais recorrente na prática é o de um aterro executado sobre solo mole, pois o peso do material lançado força o adensamento da camada inferior, que continua recalcando

mesmo após a instalação das estacas (Velloso e Lopes, 2010).

Ao longo da estaca, o sentido do atrito não é o mesmo em toda a profundidade. Há um nível, chamado de linha neutra, em que o deslocamento do solo e o da estaca coincidem. Da linha neutra para cima, o solo recalca mais e o atrito age para baixo, penalizando o elemento; da linha neutra para baixo, é a estaca que se desloca mais, e o atrito volta a trabalhar a favor, resistindo à carga (Velloso e Lopes, 2010).

Na etapa de projeto, esse esforço descendente extra se acumula com as cargas vindas da estrutura e diminui a folga de segurança da fundação. Diante disso, a NBR 6122 (ABNT, 2019) determina que o projetista avalie e incorpore o atrito negativo no dimensionamento sempre que houver chance de ele aparecer, admitindo o uso de ensaios ou provas de carga para estimar sua intensidade.

2.5.3 Blocos de coroamento

Conforme a NBR 6118, ABNT (2026), “Blocos são estruturas de volume usadas para transmitir às estacas e aos tubulões as cargas de fundação, podendo ser considerados rígidos ou flexíveis por critério análogo ao definido para sapatas”.

Os blocos de coroamento podem ser dimensionados para suportar uma, duas, três ou várias estacas. Em edificações de pequeno porte, como residências térreas, é mais comum a utilização de blocos com uma ou duas estacas, uma vez que as cargas verticais transmitidas pelos pilares tendem a ser menores (Bastos, 2023).

A NBR 6118, ABNT (2026) estabelece que o comportamento estrutural rígido é caracterizado onde a flexão ocorre nos dois sentidos e é comumente representado por um sistema de bielas e tirantes, com as trações concentradas nas linhas que passam sobre as estacas. As forças provenientes dos pilares são transferidas para as estacas principalmente por meio das bielas de compressão. Além disso, o esforço de cisalhamento também se manifesta em duas direções, sendo resistido pela compressão das bielas, não ocorrendo ruptura por tração diagonal.

2.5.3.1 Método bielas e tirantes

Por apresentar uma melhor distribuição dos esforços, a NBR 6118 (ABNT, 2026) recomenda a utilização desse método de análise, no qual as bielas representam os esforços de compressão e os tirantes correspondem aos esforços de tração. Este

método é recomendado quando o carregamento é quase centrado e todas as estacadas apresentarem mesma distância do centro do pilar (Bastos, 2023).

2.5.3.1.1 Bloco sobre uma estaca

Quando a estaca é quadrada, primeiramente deve-se transformar ela para circular com a Equação 68 (Bastos, 2023).

$$\phi_e = \sqrt{2} \times b_e \quad (68)$$

Onde:

b_e: lado da estaca;

ϕ_e : diâmetro da estaca.

As dimensões do bloco são definidas conforme o porte da edificação. Em edifícios, adota-se o diâmetro da estaca acrescido de 10 cm em cada lado, podendo ser 15 cm conforme o projeto. Já em construções de pequeno porte, essa dimensão pode ser reduzida em 5 cm. Seguindo a Equação 69 (Bastos, 2023).

$$B = \phi_e + 2 \times b' \quad (69)$$

Onde:

b': afastamento para cada lado.

Para definição da altura do bloco, deve-se seguir as dimensões mínimas das Equações 70, 71 e 72. E por fim, a altura será definida pela Equação 73.

$$h \geq 0{,}75 \times (B - \phi_e) \quad (70)$$

$$h \geq 0{,}75 \times (B - b_x) \quad (71)$$

$$h \geq 0{,}75 \times (B - by) \quad (72)$$

$$H = h + d' \quad (73)$$

Onde:

B: lado do bloco;

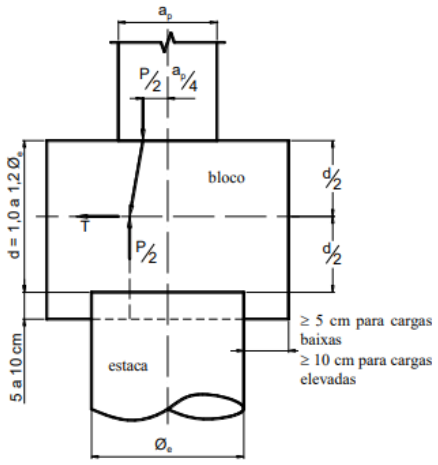
$d´$: altura útil;

bx: largura do pilar;

b: lado do pilar.

Para melhor concepção, a geometria do bloco em uma estaca pode ser observada pela Figura 22.

Figura 22 – Corte vertical bloco sobre uma estaca



Fonte: Bastos (2023).

A Equação 74, representa o esforço a tração que atua nos tirantes (Bastos, 2023).

$$T = \frac{P}{4} \times \frac{(B - b)}{d} \tag{74}$$

Onde:

P: carga no pilar;

B: lado do bloco;

b: maior dimensão do pilar;

d: altura útil do bloco.

Com os esforços a tração, é possível definir a área de armadura requerida para resistir a essas solicitações, Equação 75 (Bastos, 2023).

$$A_s = \frac{Td}{fyd} \quad (75)$$

Onde:

Td: esforços de tração atuantes nos tirantes;

fyd: tensão de escoamento do aço.

2.5.3.1.2 Bloco sobre duas estacas

Para blocos sobre duas estacas, primeiro deve-se calcular a distância entre os eixos (e) das estacas, garantindo boa eficiência quanto ao atrito lateral, Equação 76 (Bastos, 2023).

$$e = 2{,}5 \times \phi_e \quad (76)$$

Assim, pode-se calcular o comprimento do bloco pela Equação 77.

$$By = e + B_x \quad (77)$$

Se as bielas a compressão estiverem com angulação entre 40° e 55°, não será necessário fazer a verificação a punção, por conta disso, utiliza-se as Equações 78,79 e 80 para verificação (Bastos, 2023).

$$0{,}42 \times \frac{(e - b)}{2} \leq \theta \leq 0{,}714 \times \frac{(e - b)}{2} \quad (78)$$

Logo:

$$dmin = 0{,}42 \times (e - 0{,}5 \times b) \quad (79)$$

$$dmáx = 0{,}714 \times (e - 0{,}5 \times b) \quad (80)$$

Onde:

b: é a maior dimensão do pilar.

A altura estrutural do bloco é definida pela Equação 81.

$$d = h - d' \quad (81)$$

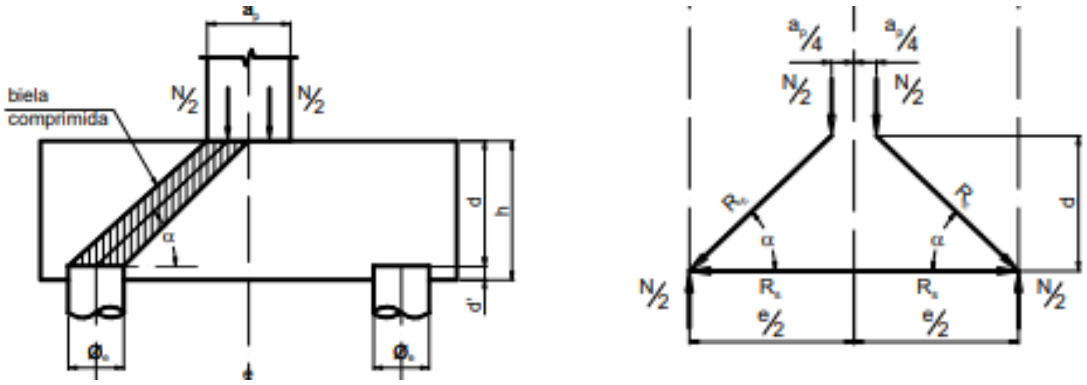
Onde:

h: altura do bloco;

d': é o afastamento, que recebe o menor valor entre: 5 cm e $\frac{be}{5}$ (be = lado da estaca quadrada).

A geometria do dimensionamento de um bloco sobre duas estacas pode ser observada pela Figura 23.

Figura 23 – Geometria de um bloco sobre duas estacas



Fonte: Bastos (2023).

Para o caso com duas estacas é necessário analisar as bielas de compressão, onde a tensão resistente do concreto é informada pela Equação 82 (Bastos, 2023).

$$\sigma c.lim = 1{,}4 \times KR \times fcd \quad (82)$$

Onde:

KR: coeficiente que leva em consideração a perda de resistência do concreto ao longo do tempo devido às cargas permanentes;

fcd: resistência à compressão do concreto.

A tensão resistente obtida deve ser superior às tensões de solicitação no encontro com o pilar, Equação 83 e junto à estaca Equação 84 (Bastos, 2023).

$$\sigma c.pil = \frac{Nd}{Apil \times sen^2\theta} \quad (83)$$

$$\sigma c.est = \frac{Nd}{2 \times (\pi \times \phi_e{}^2 / 4) \times sen^2\theta} \quad (84)$$

Onde:

Nd: carga do pilar;

$Apil$: área do pilar;

ϕ_e: diâmetro da estaca.

Para os cálculos das tensões acima, calculamos o ângulo da inclinação das bielas (θ), Equação 85.

$$\theta = atan\left(\frac{d}{(e/2 - b_x/4)}\right) \quad (85)$$

Por fim, calcula-se a armadura de flexão, Equação 86; os estribos verticais, Equação 87; e a armadura de pele, Equação 88 (Bastos, 2023).

$$As = \frac{1{,}15 \times Nd}{8 \times d \times fyd} \times (2 \times e - b) \quad (86)$$

$$\rho sw = \frac{0{,}2 \times fctm}{fyk} \qquad \text{Assim, } Asw = \rho sw \times d \times B \quad (87)$$

$$Asp = 0{,}2 \times As \quad (88)$$

Onde:

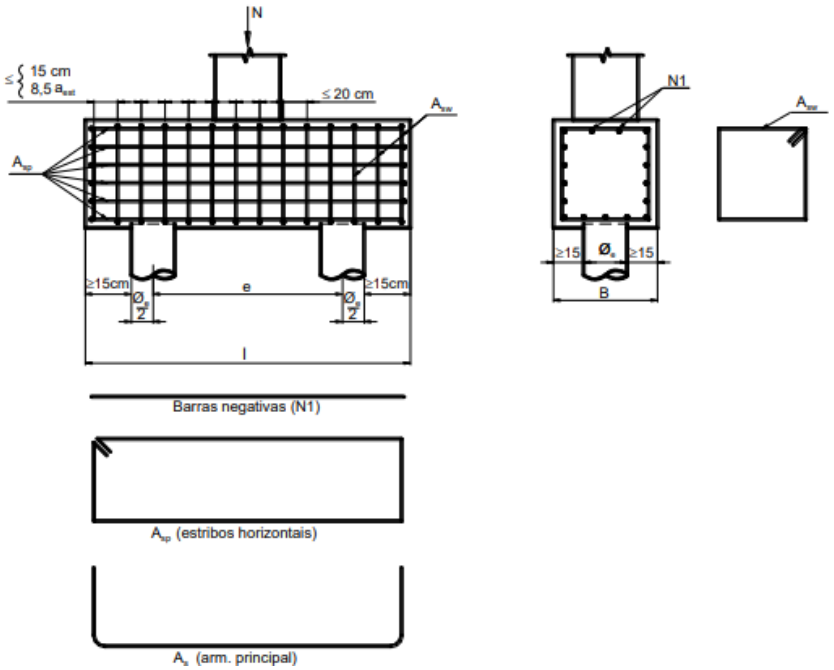
$fctm$: valor médio da resistência à compressão do concreto;

fyk: valor característico de escoamento do aço;

ρsw: taxa de armadura mínima para cisalhamento.

O detalhamento pode ser observado pela Figura 24.

Figura 24 – Detalhamento de bloco sobre duas estacas



Fonte: Bastos (2023).

2.6 ORÇAMENTAÇÃO DE OBRA

Este tópico apresenta os principais conceitos e características relacionados à orçamentação da parte estrutural de uma obra. Serão expostas as formas de elaboração de um orçamento técnico, de modo a permitir um levantamento preciso dos valores envolvidos.

2.6.1 Conceitos e importância

Mattos (2006), expressa que uma elaboração orçamentária consiste no processo de reconhecer, detalhar, mensurar, avaliar e atribuir valor a uma ampla variedade de elementos que compõem a execução de uma obra.

O orçamento corresponde ao levantamento detalhado de todos os serviços e materiais que compõem a obra, devidamente medidos e associados aos seus respectivos custos unitários. A soma desses valores resulta no custo global do empreendimento, representando o total do investimento necessário para sua execução (Mattos, 2006).

De maneira simplificada, o processo de elaboração orçamentária pode ser

estruturado em três fases fundamentais: avaliação das condições e particularidades do projeto, formulação das composições de custos dos serviços e, por fim, determinação do valor global da obra (Mattos, 2006).

O autor destaca que dentro desse contexto, os custos podem ser classificados em diretos ou indiretos. Além disso, o orçamento pode ainda ser desenvolvido de forma analítica, caracterizando-se pelo detalhamento das composições e pela precisão na estimativa dos valores envolvidos.

2.6.1.1 Custo direto e indireto

O custo direto corresponde a todos os gastos vinculados de forma imediata à execução dos serviços de uma obra. Ele inclui as despesas com materiais, mão de obra e equipamentos necessários para a realização das atividades, bem como eventuais encargos e custos de locação de ferramentas. Além disso, podem ser considerados nesse grupo os investimentos destinados à implantação e manutenção do canteiro de obras e demais estruturas de apoio utilizadas durante o processo construtivo (Pereira, 2018).

Já o custo indireto corresponde às despesas que não estão diretamente ligadas à execução dos serviços no canteiro de obras, ou seja, não são visíveis na construção em si. Incluem gastos administrativos, de supervisão, transporte, energia, segurança e outros recursos de apoio. Apesar de não fazerem parte física da obra, esses custos precisam ser considerados, pois influenciam diretamente no valor total do empreendimento (Pereira, 2018).

Segundo Mattos (2006), as empresas têm a possibilidade de elaborar composições de custos personalizadas, conforme suas metodologias e realidades de obra, ou adotar bases de dados já consolidadas no mercado, como por exemplo o SINAPI.

2.6.1.2 Orçamento analítico

O orçamento analítico é o método mais detalhado e preciso para estimar o custo de uma obra, pois considera cada serviço de forma individual, com base em composições de custos e pesquisa criteriosa de preços de insumos. Ele utiliza custos unitários que abrangem mão de obra, materiais e equipamentos, além de incluir

despesas relacionadas à administração, manutenção do canteiro e suporte técnico, combinando custos diretos e indiretos. Dessa forma, proporciona um valor orçado mais fiel à realidade e coerente com as condições reais de execução do empreendimento (Mattos, 2006).

2.6.1.3 Levantamento de quantitativos

A quantificação de materiais é uma etapa fundamental do orçamento, pois garante precisão na estimativa de custos e evita desperdícios ou faltas durante a execução da obra (Mattos, 2006).

Complementarmente, a determinação do quantitativo de formas requer a existência de um projeto executivo detalhado, que descreva com precisão todas as peças estruturais. No caso das formas de madeira, é necessário considerar componentes como chapas compensadas, sarrafos, pregos e desmoldantes.

Já para a parte de armação, é realizado o quantitativo a partir da massa total de aço indicada no projeto estrutural, que normalmente apresenta um quadro ou lista de aços. Esse documento especifica, para cada elemento ou conjunto de peças, os comprimentos, bitolas e quantidades necessárias. O autor acrescenta que o concreto deve ser estimado com base no volume determinado pelo projeto estrutural, considerando também o valor de resistência característica à compressão adotado nos cálculos (Mattos, 2006).

O autor salienta ainda que, no caso de fundações, é fundamental que o orçamentista considere a presença de taludes e uma margem adicional de escavação, geralmente de 1 metro de folga em cada lado, adotando a inclinação de 1H:2V. Essa prática é essencial para determinar com precisão o volume efetivamente escavado.

2.7 LOTE URBANO

A Lei nº 6.766, de 19 de dezembro de 1979 define lote como uma unidade de terreno individualizada, resultante do parcelamento do solo urbano, dotada de infraestrutura mínima, como rede de abastecimento de água, esgoto sanitário, energia elétrica e vias de acesso, apresentando dimensões regulares estabelecidas pela legislação municipal ou plano diretor (Brasil, 1979).

O valor de um lote depende de diversos fatores que devem ser considerados

antes da compra, tanto para moradia como para investimento. A localização é o primeiro elemento: terrenos em regiões com potencial de urbanização, bairros em crescimento, ou próximos a centros, tendem a se valorizar mais. Além disso, é importante observar o entorno do loteamento e as características topográficas: vizinhança bem estruturada, acessos, infraestrutura urbana, e terrenos planos têm maior valorização, ao passo que declives acentuados ou solos com necessidade de grande terraplenagem reduzem o valor (Lotenet, 2025).

De acordo com a Empec (2025), terrenos com relevo irregular ou solos de baixa qualidade podem demandar intervenções adicionais, como serviços de terraplenagem e adequação do solo, antes do início da construção. Esses procedimentos elevam consideravelmente o custo da obra, e sua ausência pode comprometer a estabilidade da edificação, gerando riscos estruturais e de segurança, por isso é essencial a análise do solo para definição do custo do terreno.

Fiker (2019) afirma que para alcançar maior precisão na estimativa do valor de um lote, é necessário considerar fatores de correção que ajustam as variações associadas às características físicas e topográficas do terreno. Onde terrenos planos recebem valor 1,00; declives ou aclives leves (até 10%) têm fator de 0,95 e inclinações mais acentuadas (20% ou mais) reduzem o fator para 0,90. Da mesma forma, terrenos abaixo ou acima do nível da rua também sofrem ajustes, variando conforme a diferença de cota, o que reflete o custo adicional de terraplenagem ou acessibilidade.

De forma semelhante, terrenos com alta umidade apresentam depreciação em seu valor, uma vez que o solo seco é considerado ideal, possuindo fator de correção igual a 1,00. Já áreas sujeitas a alagamentos sofrem redução de valor, sendo adotado o fator de 0,90 para representar essa condição (Fiker 2019).

3 METODOLOGIA

Neste capítulo são apresentados os métodos utilizados para o desenvolvimento do trabalho. A fim de responder à questão de pesquisa proposta foram considerados dois lotes distintos, um em solo natural e outro em aterro, nos quais foi projetada a mesma residência, adotando fundação rasa e profunda conforme as normas técnicas vigentes.

3.1 OBJETO DE ESTUDO

Neste item são apresentadas as características dos lotes e da edificação adotados como objeto de estudo.

3.1.1 Caracterização dos lotes

Para o projeto, foram selecionados dois lotes com características semelhantes, com o intuito de manter o critério comparativo entre o custo dos terrenos e o custo das fundações, permitindo avaliar qual situação representa melhor viabilidade econômica.

Os terrenos possuem posição solar oeste, áreas e dimensões semelhantes, estão localizados na mesma via pública, denominada Rua "A", e inseridos no mesmo loteamento na cidade de Farroupilha - RS, como representado pela Figura 25.

Figura 25 – Localização geográfica dos lotes



Fonte: Adaptado Google Earth (2026).

Ambos contam com a mesma infraestrutura urbana disponível e estão sujeitos às mesmas diretrizes urbanísticas, não apresentando restrições legais distintas que pudessem interferir no desenvolvimento do projeto. A principal variável diferenciadora entre eles é a condição topográfica, sendo um implantado em terreno com solo natural e o outro em área com necessidade de aterro, fator que reflete diretamente na escolha do tipo de fundação adotado em cada modelo.

O Modelo FS corresponde ao lote implantado em terreno com solo natural e fundação superficial, possuindo área total de 388,41 m², com 12 m de frente e 32 m de profundidade, como caracterizado pela Figura 26. Já o Modelo FP refere-se ao lote localizado em área com aterro, recebendo fundação profunda com 392,14 m², 13 m de frente e 30 m de profundidade, conforme Figura 27.

Figura 26 – Lote modelo FS



Fonte: Autor (2026).

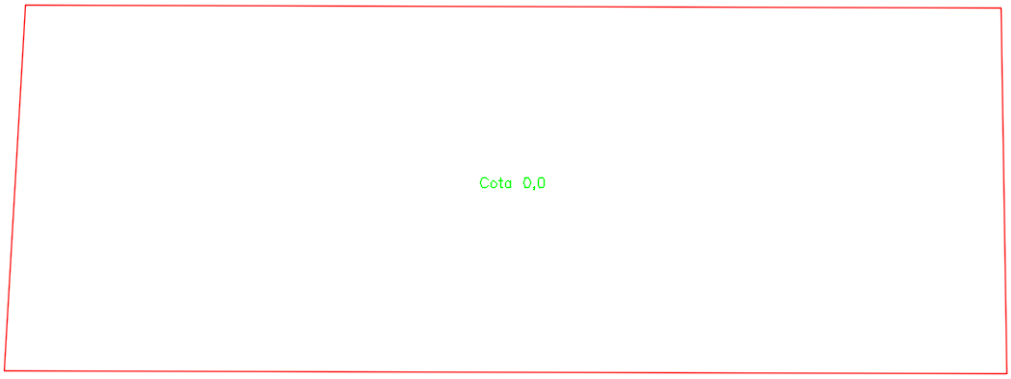
Figura 27 – Lote modelo FP



Fonte: Autor (2026).

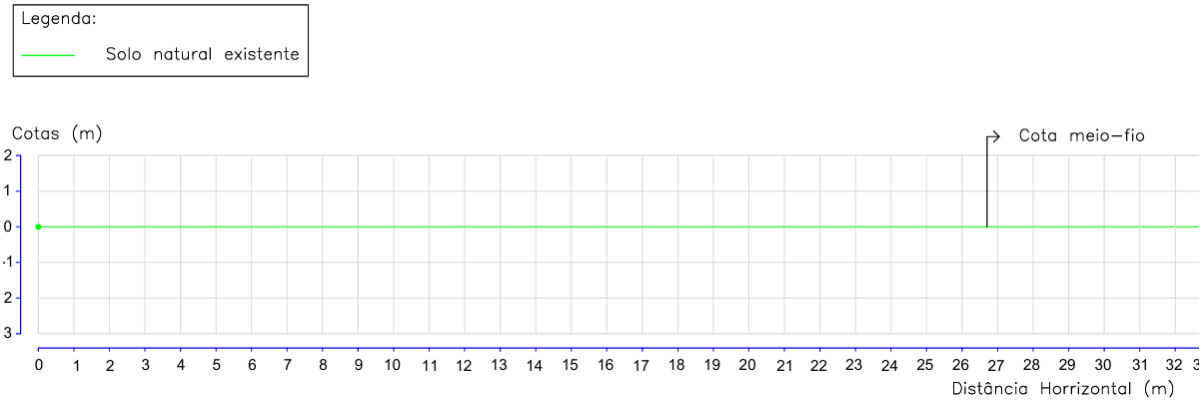
O lote correspondente ao modelo FS apresentou-se no nível do meio-fio, conforme demonstrado nas Figuras 28 e 29, evidenciando um terreno naturalmente estável e sem necessidade de movimentação de terra significativa. Já o Modelo FP apresentou um desnível de aproximadamente 5 metros em relação ao nível da via pública, o que exigiu a execução de aterro para regularização da plataforma de implantação, conforme ilustrado nas Figuras 30 e 31.

Figura 28 – Curvas de níveis terreno plano



Fonte: Autor (2026).

Figura 29 – Perfil terreno plano



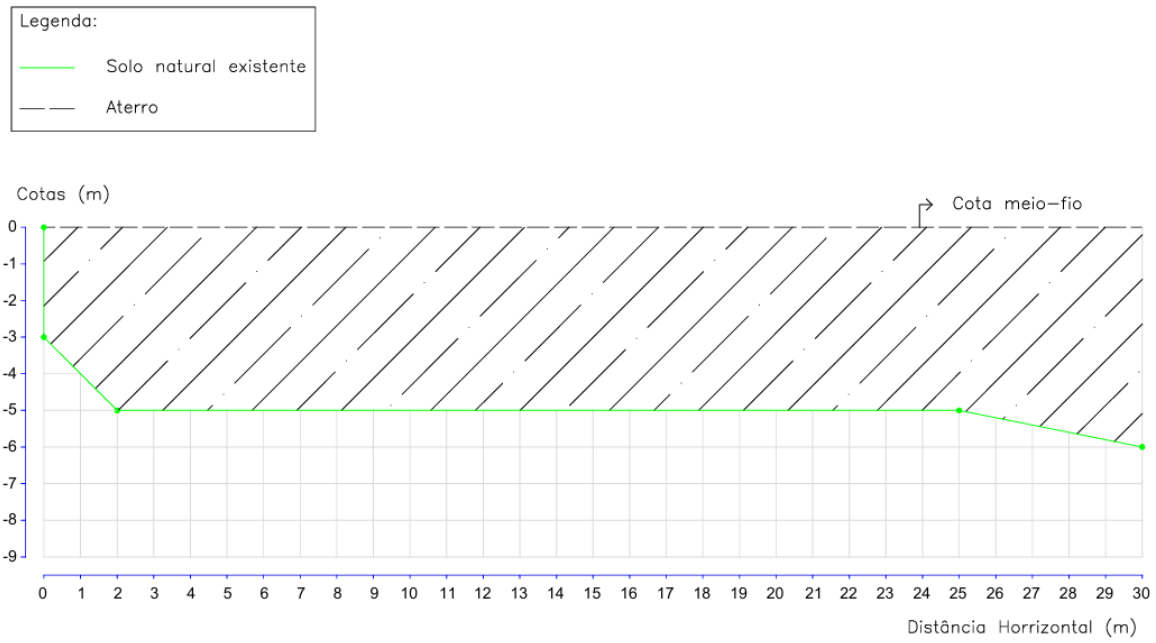
Fonte: Autor (2026).

Figura 30 – Curvas de níveis terreno com aterro



Fonte: Autor (2026).

Figura 31 – Perfil terreno com aterro



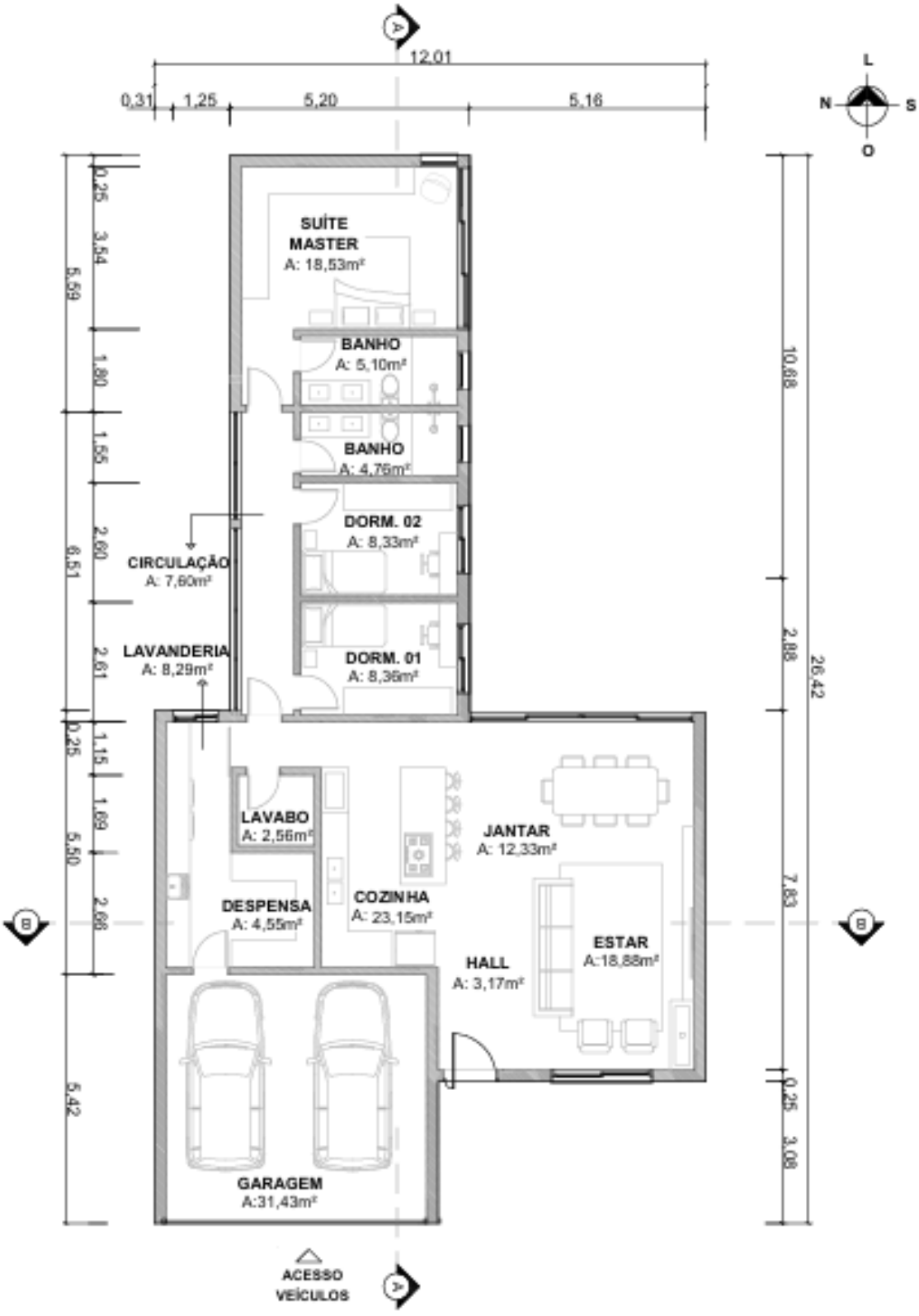
Fonte: Autor (2026).

3.1.2 Caracterização da edificação

A edificação analisada tratou-se de uma residência unifamiliar térrea, projetada com estrutura em concreto armado e paredes em alvenaria. A moradia possui área total construída de 179,00 m² e pé direito de 2,95 m, conforme apresentado nas Figuras 32, 33 e 34.

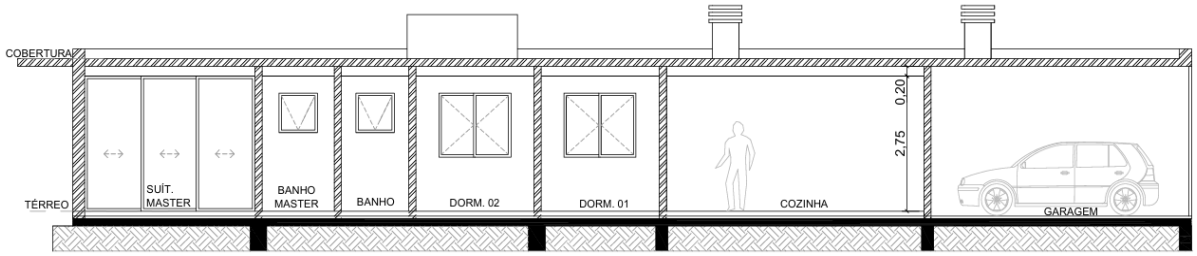
O ambiente social foi composto por um hall de entrada com 3,17 m², que deu acesso direto à sala de estar com 18,88 m², integrada à sala de jantar com 12,33 m² e à cozinha com 23,15 m². Próximo à cozinha, localizaram-se o lavabo com área de 2,56 m², despensa com 4,55 m² e a lavanderia com 8,29 m². A área íntima foi composta por uma suíte master de 18,53 m², acompanhada de um banheiro privativo com 5,10 m², além de dois dormitórios de 8,33 m² e 8,36 m², que compartilharam um banheiro social de 4,76 m². Por fim, a casa contou com uma garagem de 31,43 m².

Figura 32 – Planta baixa



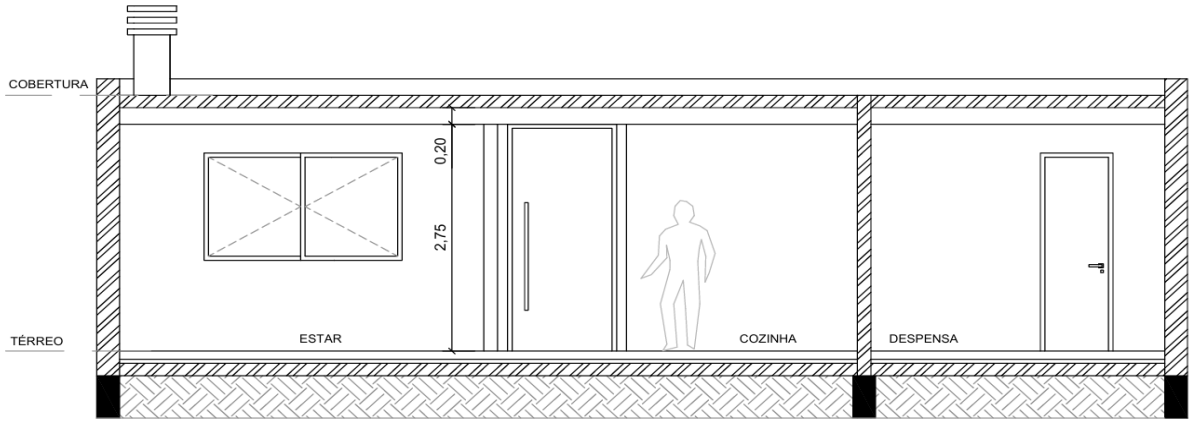
Fonte: Autor (2026).

Figura 33 – Corte A-A



Fonte: Autor (2026).

Figura 34 – Corte B-B



Fonte: Autor (2026).

3.2 DIRETRIZES DE DIMENSIONAMENTO DA SUPERESTRUTURA

O projeto estrutural foi desenvolvido no *software* TQS, com apoio do Excel. Foram mantidos o projeto arquitetônico, os carregamentos e o padrão construtivo em ambos os lotes, variando apenas o tipo de fundação para isolar o efeito da condição do solo na análise de custo e desempenho. O dimensionamento seguiu as normas ABNT NBR 6118:2026 e NBR 6123:2023. Para o desenvolvimento do modelo estrutural, realizou-se inicialmente um pré-dimensionamento dos elementos da superestrutura, cujos valores serviram de base para a modelagem no TQS. Após o processamento, os elementos foram verificados e ajustados, resultando no dimensionamento definitivo apresentado no item 3.2.2.

3.2.1 Pré-dimensionamento

Os resultados obtidos no pré-dimensionamento das lajes, vigas e pilares foram

consolidados no Apêndice C - Planta de formas pré-dim., já os cálculos correspondentes encontram-se desenvolvidos no Apêndice B – Pré_Dimensionamentos.

3.2.2 Dimensionamento estrutural

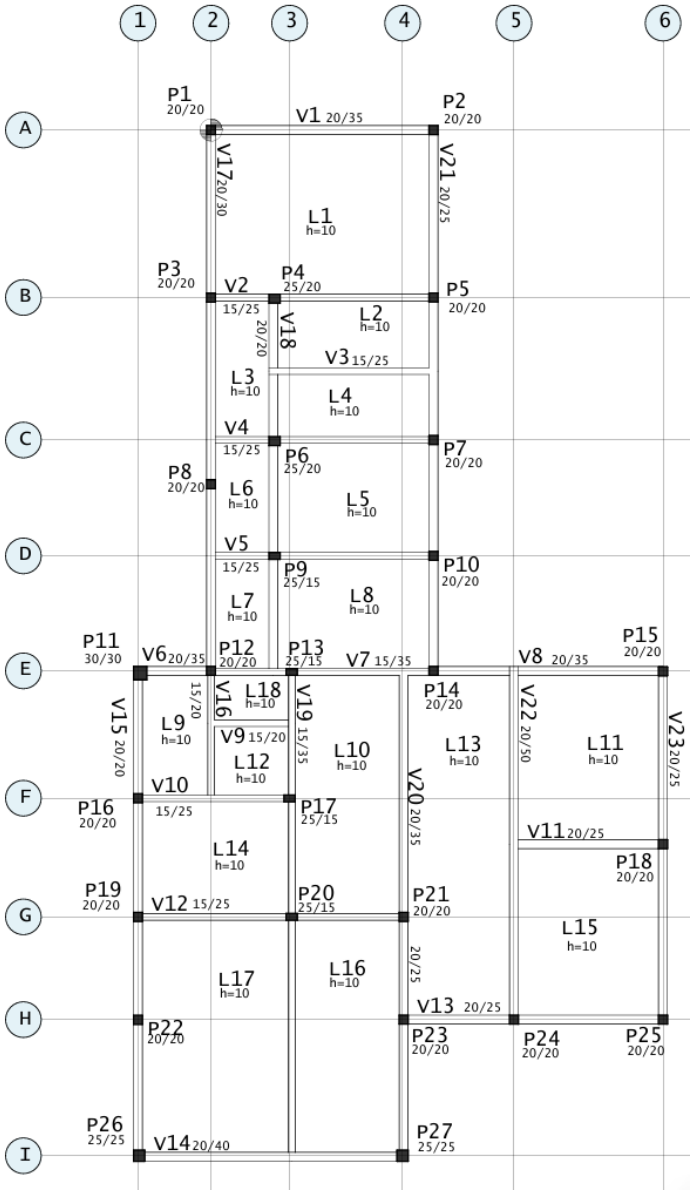
O dimensionamento estrutural definitivo foi desenvolvido conforme os parâmetros apresentados no Quadro 1. Com base nesses parâmetros, o modelo foi processado no TQS, resultando na planta de formas estrutural definitiva apresentada na Figura 35.

Quadro 1 – Parâmetros estruturais adotados

fck vigas, lajes e fundação: fck para pilares:	25 MPa 30 MPa
Categoria do Aço:	CA-50 e CA-60
Coeficientes de minoração:	concreto → γc = 1,4; aço → γs = 1,15.
Classe de agressividade ambiental (CAA):	CAA: II – Moderada – Urbana
Cobrimento nominal (cm):	Sapatas: 4,5 cm; pilares sem contato com solo: 3,0 cm; vigas: 3,0 cm; lajes: 2,5 cm.
Parâmetros de vento:	• $V0$ = 45 m/s • S1 = S3 = 1,00 • Turbulência baixa • Classe: B • Categoria: IV • Fator de vizinhança = 1.
Alvenaria:	bloco de vedação cerâmico vazado de 19 cm.

Fonte: Autor (2026).

Figura 35 – Planta de formas da cobertura



Fonte: Autor (2026).

3.3 DIRETRIZES PARA DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES

O dimensionamento das fundações foi realizado com base nas diretrizes da NBR 6122:2019 e da NBR 6484:2020, utilizando o *software* TQS para apoio nas análises estruturais.

Para o dimensionamento das fundações superficiais, foram adotadas sapatas isoladas classificadas como rígidas. Concreto com resistência característica de 25 MPa, profundidade de assentamento de 2 m, utilização de agregado graúdo de 19

mm, cobrimento nominal de 4,5 cm e armaduras em aço CA-50 e CA-60.

Para as fundações profundas, adotou-se o sistema em estacas hélice contínua, com profundidade de assentamento de 6 m e 30 cm de diâmetro. As propriedades dos materiais empregados referente ao concreto e aço foram mantidas as mesmas utilizadas nas fundações superficiais.

As informações referentes às características do solo utilizadas no dimensionamento são apresentadas no próximo item, onde são detalhados os parâmetros geotécnicos obtidos das sondagens.

3.3.1 Solo

Com base nos valores de NSPT obtidos para cada terreno, foram determinadas as características do solo, o que permitiu justificar a escolha dos tipos de fundações para cada modelo.

O Modelo FS, implantado em terreno natural, apresentou aos 2 metros de profundidade um solo natural composto por silte arenoso com presença de pedregulhos, mediamente compactado e com índice NSPT médio de 17, indicando boa capacidade de suporte e viabilidade para a utilização de fundações rasas. Conforme SPT apresentado pela Figura 36.

Figura 36 – Relatório de sondagem modelo FS

EMPRESA "A"			RELATÓRIO DE SONDAGEM - SPT		
			Cliente: Emanoel Reginato		
Data		nov/25	Obra: Modelo FS		
Furo		1			
Prof.	Inicial 1° e 2°	Final 2° e 3°	Nível D'agua	SOLO/PROF.	CLASSIFICAÇÃO
0	12	12			Argila arenosa com pedregulhos, de consistência media de cor marrom
1	16	17			
2	22	22			Silte arenoso com pedregulhos e traços de alteração de rocha, mediamente compactado e muito compactado
3	15	15			
4	20	20			
5	21	21			
6					Limite de sondagem
7					
8					
9					
10					
11					
12					
13					
14					

Fonte: Autor (2026).

Já o Modelo FP localizou-se em área com aterro de aproximadamente 5 metros de espessura, onde a partir dos 6 metros de profundidade observou-se a presença de silte arenoso com pedregulhos, apresentando elevado grau de compactação e índice NSPT médio de 24, o que exigiu a adoção de fundações profundas para assegurar a estabilidade e a segurança estrutural da edificação. Conforme SPT descrito pela Figura 37.

Figura 37 – Relatório de sondagem modelo FP

EMPRESA "A"			RELATÓRIO DE SONDAGEM - SPT		
			Cliente: Emanoel Reginato		
Data		nov/25	Obra: Modelo FP		
Furo		1			
Prof.	Inicial 1° e 2°	Final 2° e 3°	Nível D'agua	SOLO/PROF.	CLASSIFICAÇÃO
0	5	5			Argila arenosa com pedregulhos, de consistência media de cor marrom
1	6	7			
2	8	8			Silte arenoso com pedregulhos e traços de alteração de rocha, mediamente compactado e muito compactado
3	9	9			
4	9	11			
5	12	13			
6	20	22			Silte arenoso com pedregulhos e traços de alteração de rocha, muito compactado
7	24	24			
8	26	27			
9	27	29			
10	33	35			
11					Limite de sondagem
12					
13					
14					

Fonte: Autor (2026).

3.3.1.1 Capacidade de Carga

Para o cálculo da capacidade de carga do Modelo FS, utilizaram-se as equações semiempíricas apresentadas no Tópico 2.3.3.2, conforme desenvolvido no Apêndice A – Capacidade de carga, obtendo-se uma resistência do solo de 0,36 MPa.

Já para o Modelo FP, seguiram-se as diretrizes do Tópico 2.5.1, igualmente apresentadas no Apêndice A – Capacidade de carga, resultando em uma carga admissível de 176 kN.

3.4 DIRETRIZES GERAIS DE ORÇAMENTAÇÃO

O orçamento das fundações foi elaborado com base nos custos unitários disponibilizados pelo SINAPI/RS de fevereiro de 2026, sem desoneração, complementados por composições específicas para cada tipo de fundação. As tabelas apresentadas nos resultados, contemplam a descrição dos serviços, as unidades de medida, os quantitativos e os preços unitários, dos quais se obtêm os preços totais pelo produto entre preço unitário e quantitativo. O total geral de cada modelo representa o custo de execução do respectivo sistema.

Para o serviço de mobilização e desmobilização da equipe de estacas hélice contínua, o valor foi obtido por meio de orçamento junto a fornecedor local da região de Farroupilha/RS, uma vez que esse item não possui composição representativa na tabela SINAPI.

Para as sapatas, foram considerados os serviços de escavação, fôrmas, armação e concretagem, com quantitativos extraídos diretamente do TQS.

Para as estacas hélice contínua, incluíram-se a execução das estacas e os blocos de coroamento. Como o serviço é orçado por metro e a composição já contempla a armadura mínima, o aço não foi lançado separadamente no orçamento. O consumo de aço dessas estacas é apresentado apenas no comparativo de materiais, a partir dos quantitativos extraídos do TQS, uma vez que a armadura mínima da composição cobre a quantidade indicada no dimensionamento.

Os volumes de escavação e de movimentação de terra foram determinados a partir da geometria das fundações em planta, acrescentando-se às dimensões de cada elemento uma folga lateral de 0,30 m destinada ao espaço de trabalho. O preparo de fundo foi considerado sobre a área de assentamento dos elementos, e o reaterro foi obtido pela diferença entre o volume escavado e o volume ocupado pela fundação. Para a viga baldrame, a vala foi levantada a partir da planta de formas, adotando-se para cada trecho a seção da respectiva viga acrescida da mesma folga lateral, somando-se os volumes ao longo do desenvolvimento das vigas.

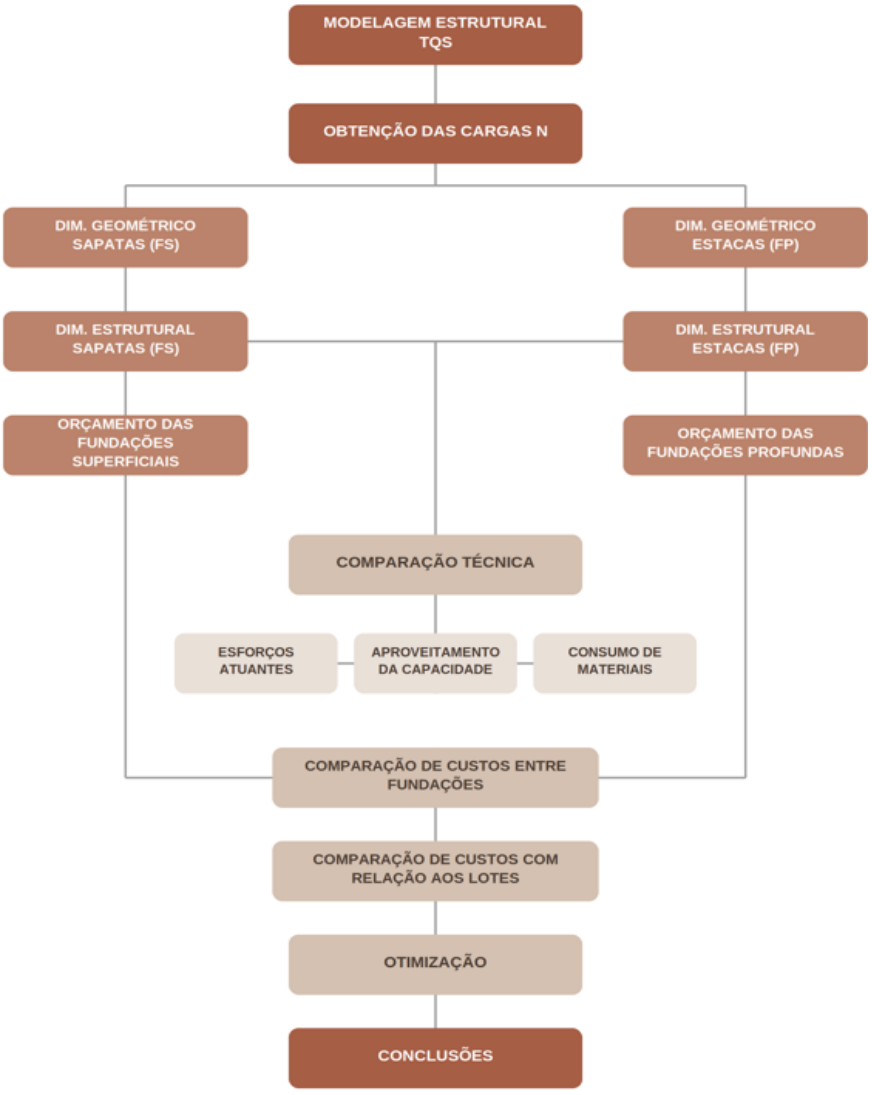
Para o modelo FP, o volume de aterro foi obtido a partir do perfil do terreno traçado no *software* AutoCAD, considerando-se a área da seção compreendida entre a cota natural e a cota de projeto. Sobre o volume geométrico resultante aplicou-se o fator de empolamento de 20%, obtendo-se o volume solto adotado nos serviços de carga e manobra, transporte e compactação. Para a distância média de transporte, foi

adotado um percurso de 15 km entre o canteiro de obras e o fornecedor, valor obtido com base em estimativa realista da logística local.

Vale ressaltar, que na estimativa de custos foram considerados tanto os quantitativos de materiais quanto os custos de mão de obra referentes à execução das fundações rasas e profundas, permitindo uma análise econômica mais representativa das condições reais de execução de cada sistema. O custo de aquisição de cada lote foi determinado com base em avaliação fornecida por uma urbanizadora atuante na região, garantindo que os valores adotados reflitam as condições reais do mercado local.

3.5 MATRIZ DE ANÁLISE

Figura 38 – Fluxograma de análise



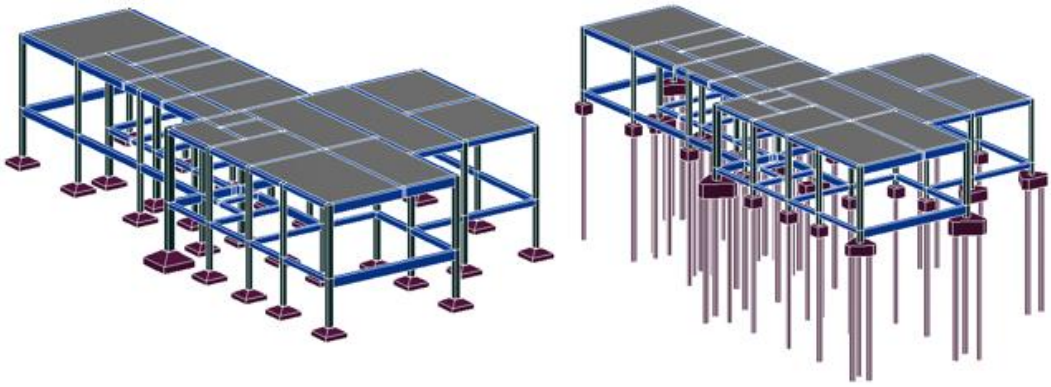
Fonte: Autor (2026).

Para este trabalho foi sintetizado um processo metodológico estruturado, conforme apresentado pela Figura 38 – Fluxograma de análise, que organizou de forma sequencial todas as etapas desenvolvidas. As cargas foram obtidas pelo *software* TQS, realizados os dimensionamentos e orçamentos dos Modelos FS e FP e posteriormente efetuadas as comparações técnicas e de custos entre fundações e lotes. Além disso, foi considerada uma otimização dos resultados, na qual os dois modelos foram redimensionados a partir dos índices de aproveitamento obtidos e novamente orçados, com o objetivo de reduzir os custos sem comprometer a segurança. Por fim, foram elaboradas as conclusões do estudo.

4 RESULTADOS

Com base nos modelos propostos e nos dados gerados pelo *software* TQS, este capítulo apresenta os resultados do dimensionamento das fundações superficial e profunda, seguido da análise técnica comparativa entre os dois sistemas e da avaliação econômica global, integrando o custo de execução das fundações ao valor de aquisição dos lotes. Os modelos estruturais tridimensionais obtidos no TQS estão ilustrados na Figura 39.

Figura 39 – Modelos estruturais em 3D



Fonte: Autor (2026).

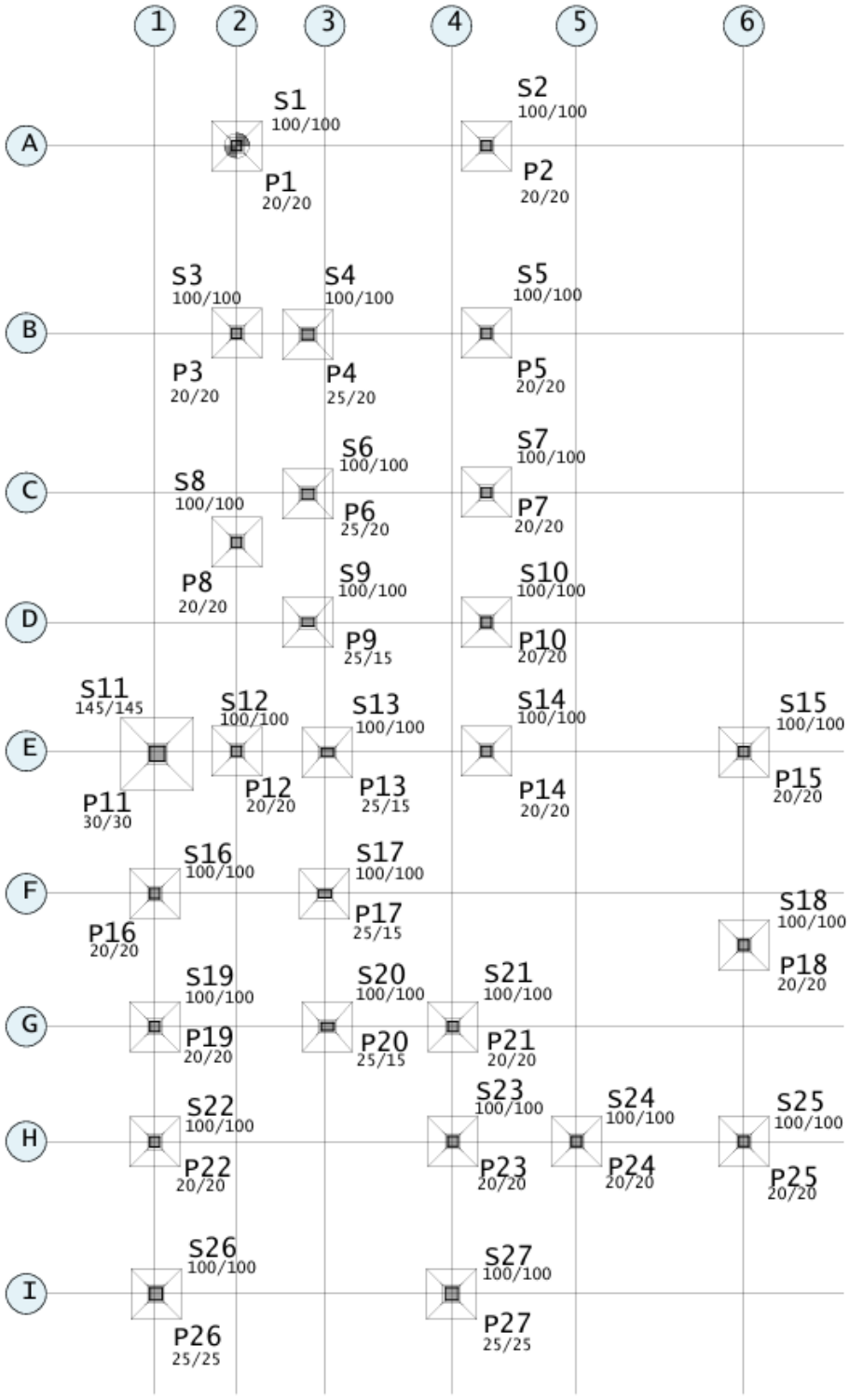
4.1 DIMENSIONAMENTO FUNDAÇÃO SUPERFICIAL (FS)

Com base nos resultados obtidos, a solução adotada para o modelo FS consistiu em sapatas isoladas rígidas de geometria retangular, totalizando 27 elementos de fundação distribuídos sob todos os pilares da edificação. A condição de rigidez foi verificada para todos os elementos, o que permite admitir distribuição uniforme de tensões na base de contato com o solo, simplificação prevista pela NBR 6122 (ABNT, 2019).

A grande maioria das sapatas apresentou dimensão de 1,00 m × 1,00 m com altura de 40 cm, refletindo a homogeneidade das cargas verticais transmitidas pelos pilares de seção predominante de 20 × 20 cm. A exceção foi a sapata S11, associada ao pilar P11 de seção 30 × 30 cm, que resultou em dimensões de 1,45 m × 1,45 m com altura de 65 cm. Esse maior porte decorre dos momentos fletores atuantes no pilar, conforme detalhado na análise de cargas e momentos a seguir. A planta de

formas das fundações, apresentada na Figura 40, ilustra a disposição e as dimensões de todos os elementos dimensionados.

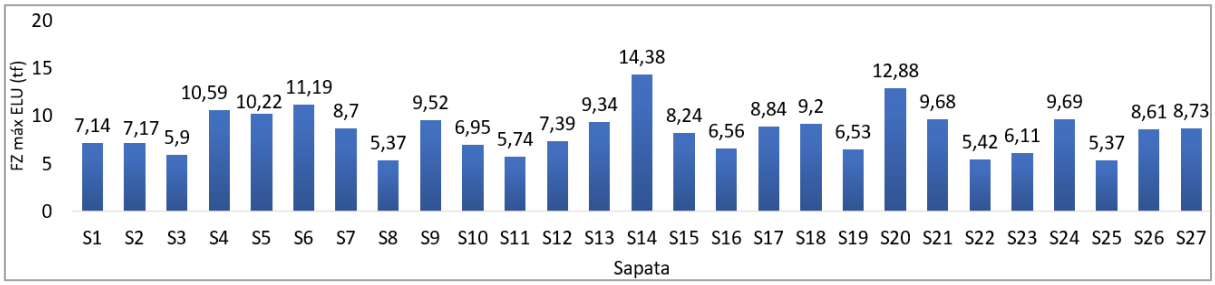
Figura 40 – Distribuição e dimensionamento das sapatas



Fonte: Autor (2026).

A análise das solicitações atuantes nas sapatas do Modelo FS é apresentada nas Figuras 41, 42 e 43, que expõem respectivamente as cargas verticais máximas no Estado Limite Último (FZ máx ELU) em tf e os momentos fletores nas direções X e Y para cada elemento de fundação.

Figura 41 – Cargas verticais (FZ máx) FS (tf)



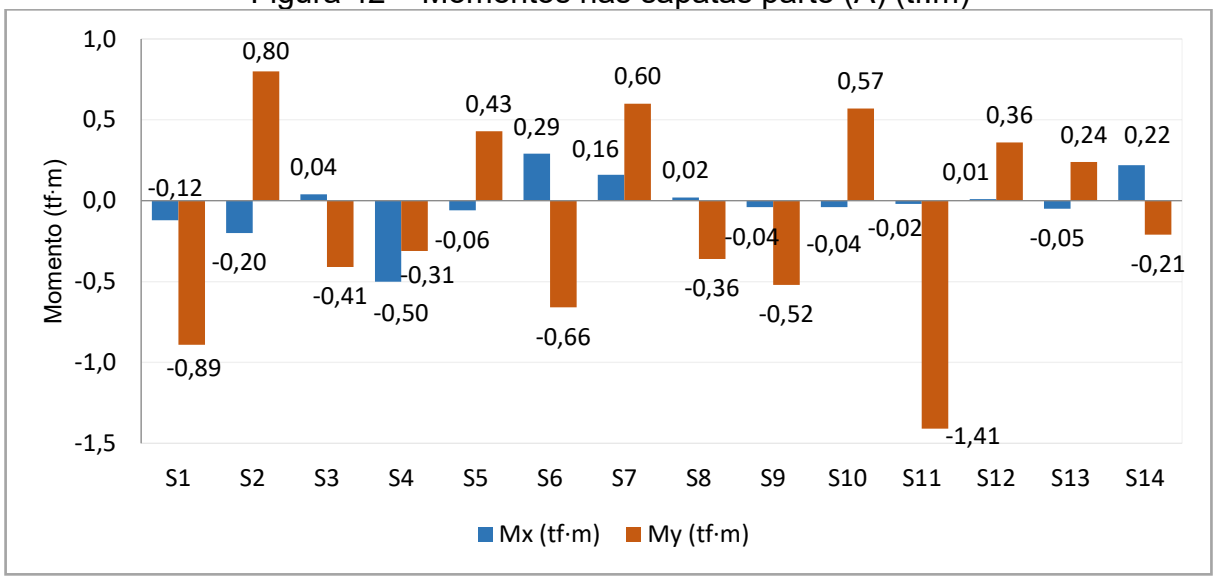
Fonte: Autor (2026).

Observando o gráfico de cargas verticais, verifica-se que a carga total transmitida ao conjunto de fundações foi de 225,45 tf, com valor médio de 8,35 tf por sapata. A sapata S14 destacou-se como o elemento mais solicitado, com carga de 14,38 tf, enquanto as sapatas S8 e S25 apresentaram as menores cargas, com 5,37 tf cada. Essa variação entre os extremos reflete diretamente a posição de cada pilar na planta estrutural, onde pilares internos tendem a acumular cargas de maior magnitude por receberem contribuições de todos os vãos adjacentes, ao passo que pilares de borda ou canto apresentam menor área de influência, portanto cargas menores.

Ao correlacionar o gráfico de cargas verticais com o de momentos fletores, torna-se possível compreender melhor o comportamento de cada sapata e justificar as dimensões adotadas no dimensionamento. A sapata S11, associada ao pilar de canto P11, apresentou carga vertical de apenas 5,74 tf, valor abaixo da média, porém registrou o maior momento fletor My do conjunto, com 1,41 tf·m. Essa combinação de carga vertical relativamente baixa com momento fletor elevado explica o porquê de S11 ter resultado nas maiores dimensões dentre todas as sapatas, não é a carga gravitacional que governa seu dimensionamento, mas sim o momento fletor gerado pela excentricidade das vigas, que chegam ao pilar de canto em apenas duas direções, introduzindo solicitações que exigem maior base de apoio para manter as tensões no solo dentro dos limites admissíveis. De forma análoga, a sapata S27, localizada em outro pilar de extremidade, apresentou o maior momento My positivo

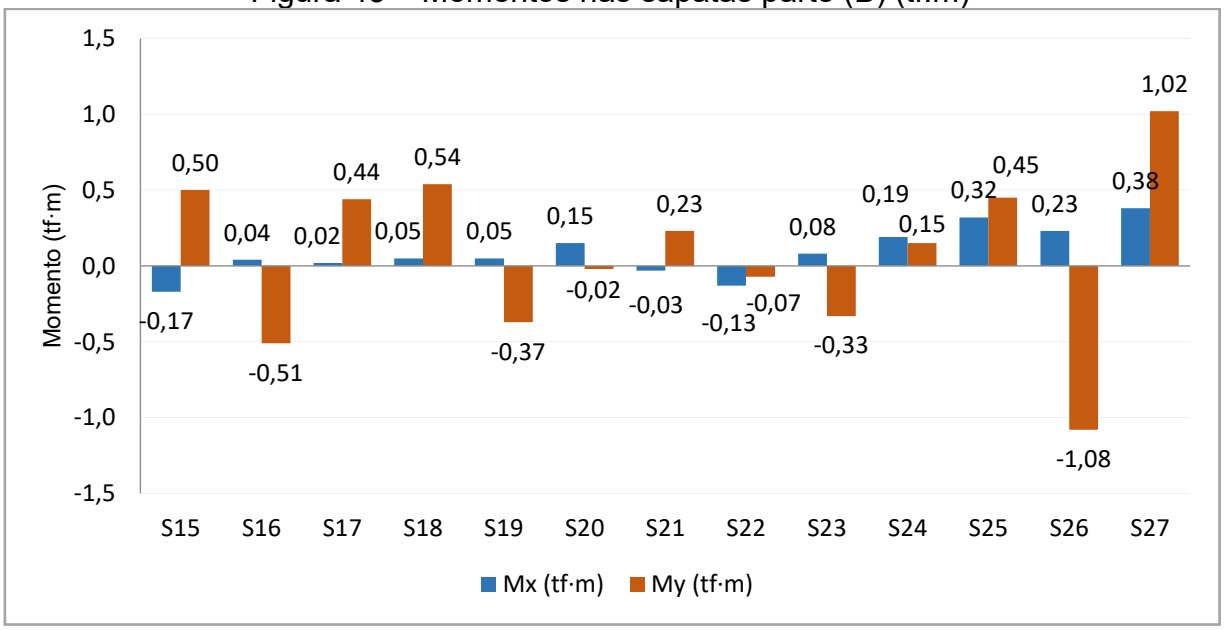
do conjunto, com 1,02 tf·m, reforçando o padrão de que elementos de borda estão mais sujeitos a momentos significativos do que pilares internos.

Figura 42 – Momentos nas sapatas parte (A) (tf.m)



Fonte: Autor (2026).

Figura 43 – Momentos nas sapatas parte (B) (tf.m)



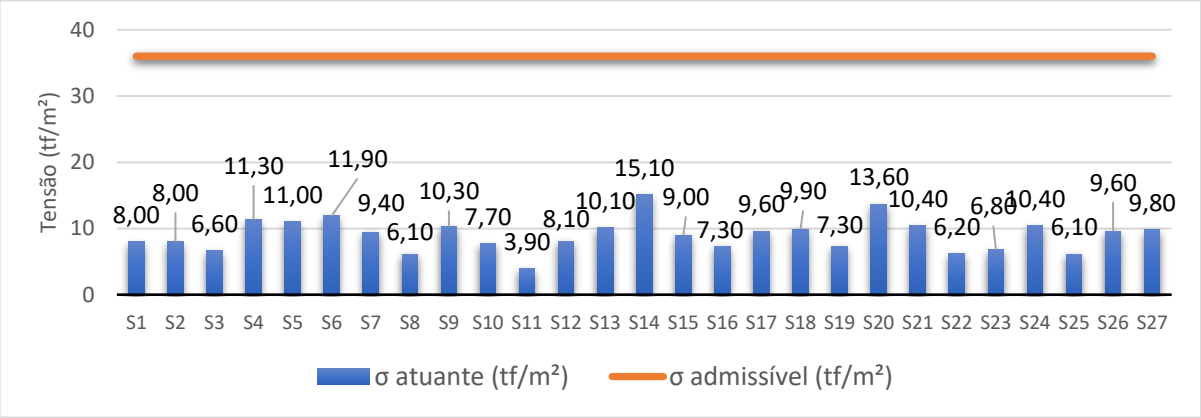
Fonte: Autor (2026).

As sapatas com maiores cargas verticais, como S14, S20 e S6, com 14,38 tf, 12,88 tf e 11,19 tf respectivamente, apresentaram momentos fletores de magnitude relativamente baixa. Nesses casos, o dimensionamento é efetivamente governado

pela carga vertical e pela tensão admissível do solo, resultando em sapatas de 1,00 m × 1,00 m.

A relação entre os esforços atuantes nas sapatas e a capacidade de suporte do solo é apresentada na Figura 44, que expõe a tensão atuante em cada elemento em comparação à tensão admissível de 36 tf/m².

Figura 44 – Tensão atuante vs. tensão admissível



Fonte: Autor (2026).

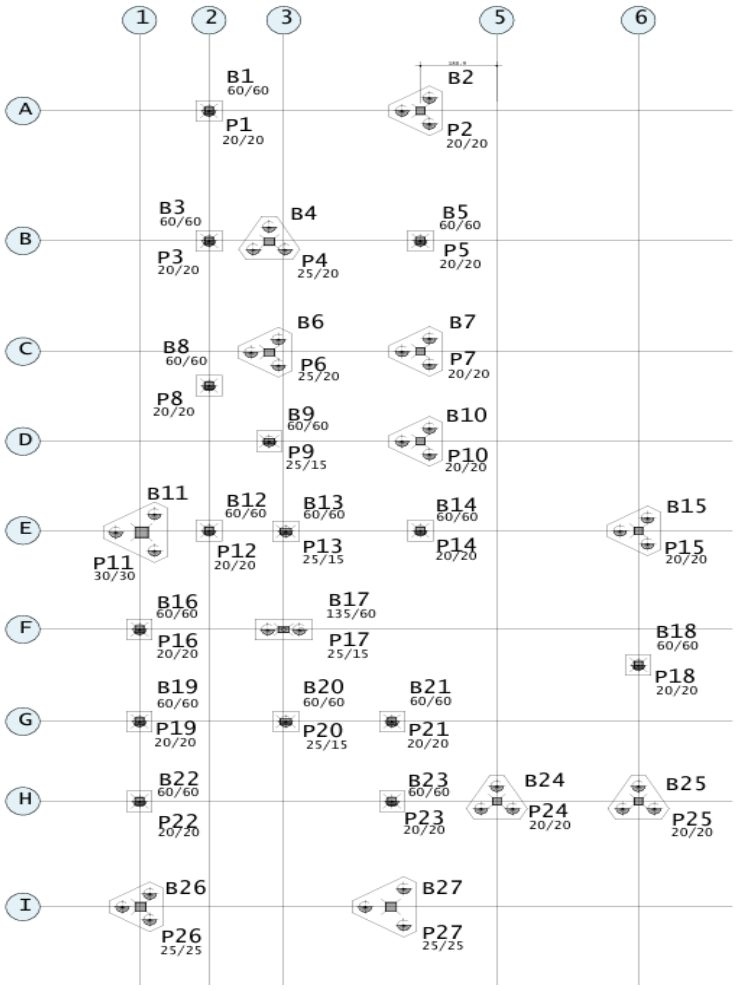
Analisando o gráfico, constata-se que nenhuma sapata se aproximou do limite admissível, com a maior tensão atuante registrada em S14 de 15,10 tf/m², enquanto a tensão média do conjunto ficou em torno de 9,0 tf/m², ambas inferiores ao admissível, caracterizando uma solução consideravelmente conservadora em termos de aproveitamento da capacidade do solo. Por outro lado, a sapata S11 apresentou a menor tensão atuante do conjunto, com apenas 3,90 tf/m², resultado direto de sua maior área de base de 2,10 m², que distribui os esforços por uma área proporcionalmente maior, reduzindo a tensão transmitida ao solo.

Esse conservadorismo decorre de uma limitação geométrica imposta pela NBR 6122 (ABNT, 2019), que estabelece que, para que uma fundação seja classificada como superficial, a profundidade de assentamento deve ser inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. Com as sapatas assentadas a aproximadamente 2,00 m de profundidade, a menor dimensão da base não poderia ser inferior a 1,00 m, critério que independe da carga atuante no pilar. Dessa forma, mesmo as sapatas associadas a pilares de menor solicitação, como S8, S22 e S25, foram obrigatoriamente dimensionadas com base de 1,00 m × 1,00 m, resultando em uma padronização.

4.2 DIMENSIONAMENTO FUNDAÇÃO PROFUNDA (FP)

O dimensionamento da fundação profunda resultou em um sistema composto por 27 blocos de coroamento e 50 estacas hélice contínua de diâmetro de 30 cm, distribuídas ao longo da planta estrutural conforme as solicitações de cada pilar. A quantidade de estacas por bloco variou de acordo com a magnitude das cargas atuantes, onde 15 blocos foram dimensionados com uma única estaca para os pilares de menor solicitação; 1 bloco recebeu duas estacas; e os 11 blocos restantes foram concebidos com três estacas, vinculados aos pilares de maior carregamento. Assim como nas sapatas, destaca-se o B11, vinculado ao pilar P11 (30×30 cm), apresentando as maiores dimensões do conjunto: 153 × 152 × 68 cm. Como apresentado pela Figura 45.

Figura 45 – Distribuição e dimensionamento dos blocos e estacas

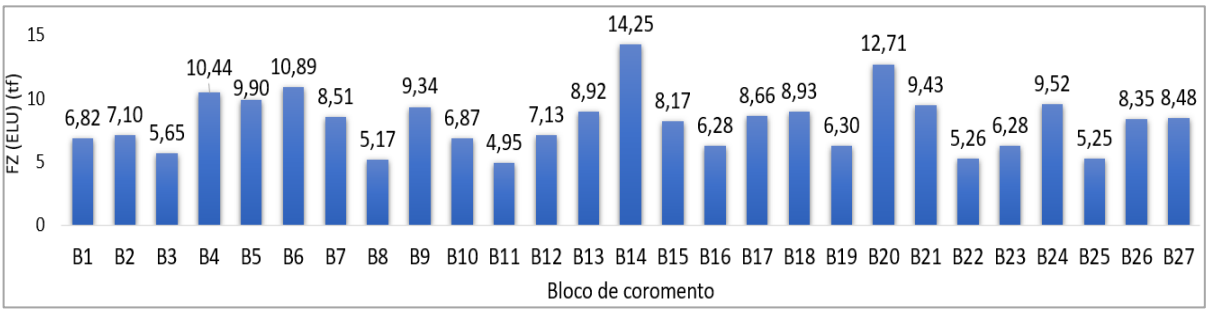


Fonte: Autor (2026).

No presente estudo, a ocorrência de tração em estacas de determinados blocos foi verificada durante o dimensionamento, situação originada pela transmissão simultânea de cargas verticais e momentos fletores pelos pilares. Para contornar esse problema, adotou-se um rebaixo de 60 cm entre o nível superior dos blocos de coroamento e a viga baldrame, solução que aumenta o volume de concreto na ligação e com ele o peso próprio sobre os blocos, comprimindo as estacas de forma adicional e reduzindo a tração resultante, além de garantir a altura necessária para a ancoragem adequada das armaduras nessa região.

O bloco B11 é o elemento que mais evidencia essa condição, sendo suas dimensões resultado direto da combinação entre o espaçamento necessário para acomodar as três estacas, o braço de alavanca gerado por essa geometria e os momentos atuantes no pilar P11. Para compreender o que originou essas condições de projeto, analisam-se a seguir os esforços verticais em tf e os momentos fletores atuantes em cada bloco.

Figura 46 – Cargas verticais (FZ máx) FP (tf)



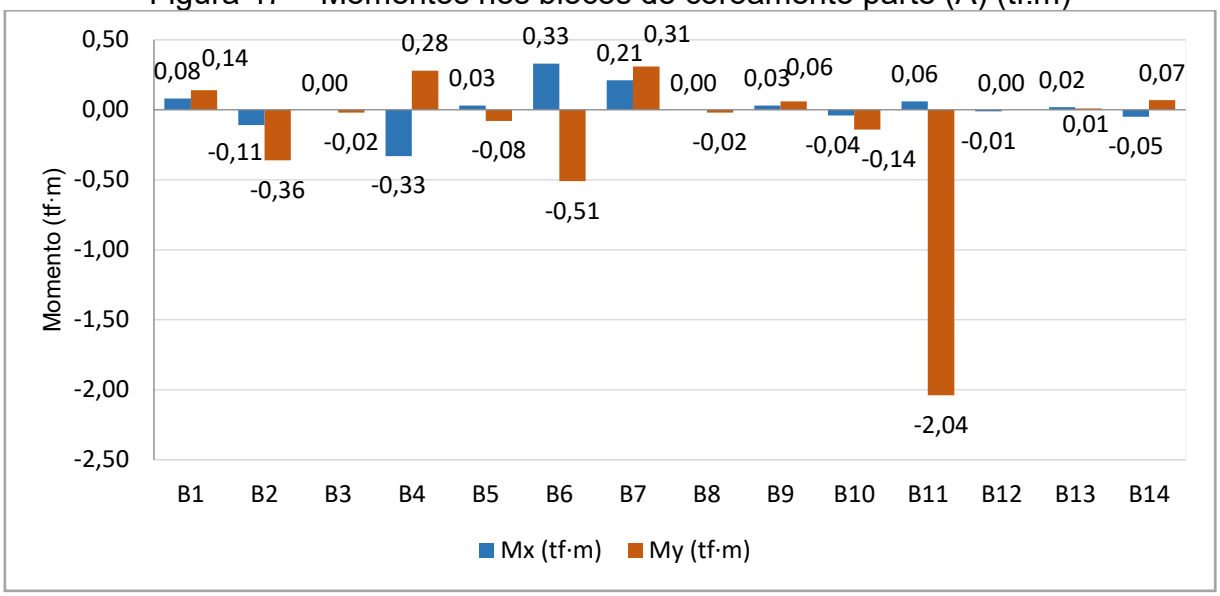
Fonte: Autor (2026).

A análise das forças verticais no Estado Limite Último (ELU), apresentada na Figura 46, revela uma distribuição heterogênea das solicitações entre os 27 blocos de coroamento, com carga total de 219,56 tf e valor médio de 8,13 tf por bloco. O bloco B14 destacou-se como o elemento de maior solicitação axial, com FZ = 14,25 tf, seguido pelos blocos B20 (12,71 tf) e B6 (10,89 tf). No extremo oposto, os blocos B11 (4,95 tf), B8 (5,17 tf) e B25 (5,25 tf) registraram as menores cargas verticais do conjunto. Essa amplitude de aproximadamente 9,30 tf entre o bloco mais e o menos carregado decorre da área de influência de cada pilar, pelo mesmo motivo já observado no modelo FS.

Analisando os momentos fletores atuantes nos blocos, apresentados na Figura

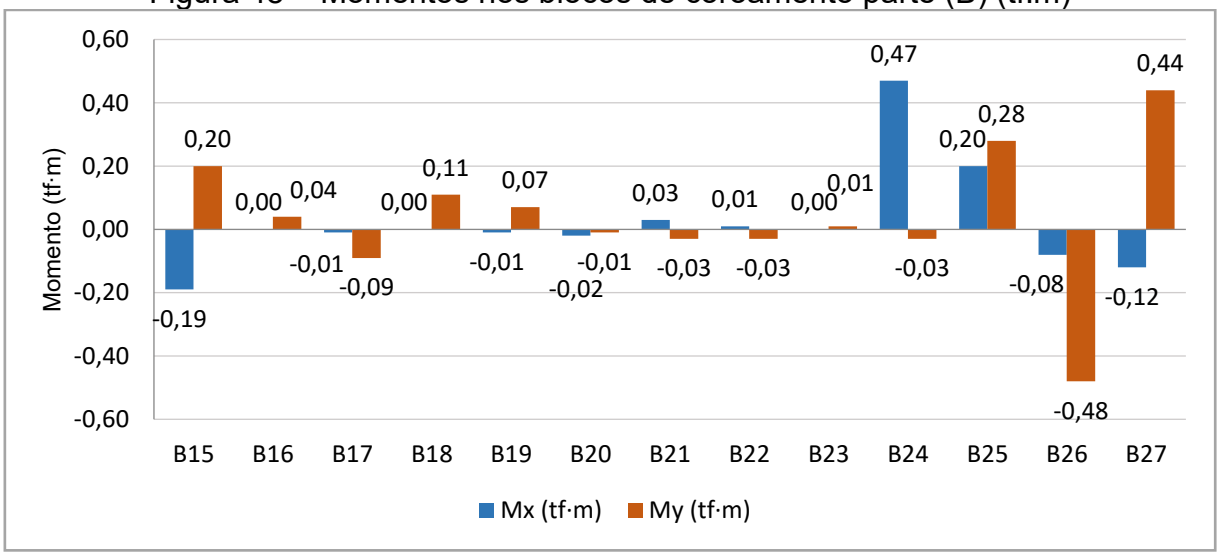
47 e 48, observa-se que para a grande maioria dos elementos os momentos Mx e My se mantiveram em patamares modestos, inferiores a 0,50 tf·m, indicando que a transmissão de esforços entre a estrutura e a fundação ocorre de forma predominantemente axial nesses casos. Contudo, o bloco B11 constituiu uma exceção notável, pois registrou momento My = -2,04 tf·m, valor que supera em mais de quatro vezes o segundo maior momento do conjunto.

Figura 47 – Momentos nos blocos de coroamento parte (A) (tf.m)



Fonte: Autor (2026).

Figura 48 – Momentos nos blocos de coroamento parte (B) (tf.m)



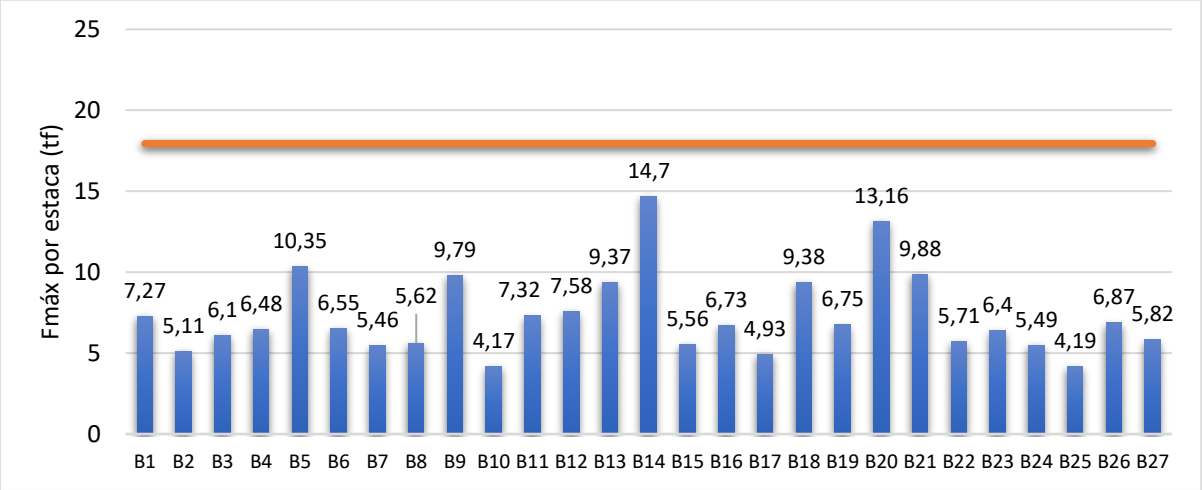
Fonte: Autor (2026).

Esse momento de -2,04 tf·m, combinado com a baixa carga vertical de 4,95 tf,

gerou uma excentricidade elevada da resultante em relação ao centroide do bloco. Como a carga não atuou no centro, as estacas receberam forças assimétricas, e no B11 essa diferença é suficiente para que as estacas do lado oposto ao momento passem a ser tracionadas, confirmando numericamente a condição que o dimensionamento já havia sinalizado e justificando o rebaixo adotado.

Verificadas as solicitações em termos de cargas verticais e momentos fletores, torna-se necessário avaliar se as estacas dimensionadas são capazes de resistir às forças que lhes são efetivamente transmitidas pelos blocos de coroamento. Para isso, a Figura 49 apresenta a força máxima atuante na estaca mais solicitada em cada bloco, confrontada com a capacidade admissível obtida pelo método de Décourt-Quaresma.

Figura 49 – Força máx. na estaca vs. capacidade admissível



Fonte: Autor (2026).

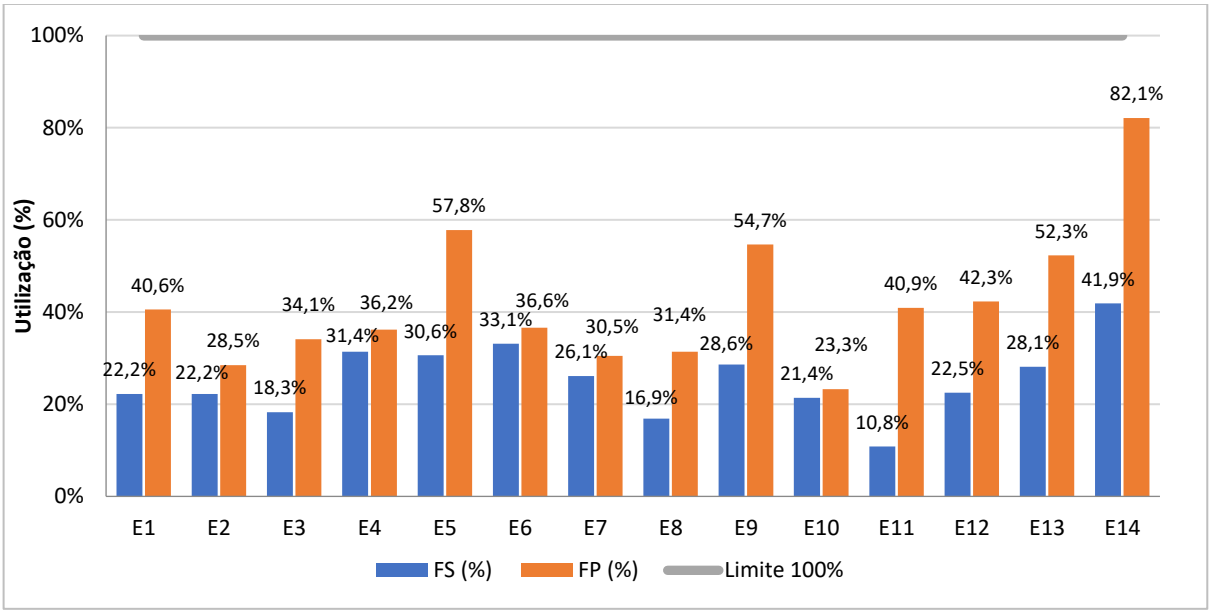
Conforme os resultados, confirma-se que todos os elementos se mantiveram dentro dos limites admissíveis, com capacidade de carga de 17,9 tf por estaca obtida pelo método de Décourt-Quaresma. O bloco B14 registrou a maior solicitação, com 14,7 tf por estaca, enquanto o bloco B25 apresentou a menor carga, com 4,19 tf. A média geral ficou em 7,34 tf por estaca, indicando que o sistema opera com folga de segurança satisfatória em relação ao solo de suporte. Esse resultado é coerente com a baixa capacidade de suporte do terreno com aterro, que impôs a adoção de estacas de maior comprimento para atingir a camada resistente, resultando em elementos com capacidade admissível superior à necessária para a maioria dos blocos.

4.3 ANÁLISE TÉCNICA E COMPARATIVA DAS FUNDAÇÕES

Uma primeira diferença a destacar refere-se à carga total transmitida ao solo, de 225,45 tf no modelo FS e 219,56 tf no modelo FP. Embora a superestrutura seja idêntica nos dois cenários, essa pequena variação decorre do peso próprio dos pilares de arranque. No modelo FS, as sapatas foram assentadas a 2,00 m de profundidade, enquanto no modelo FP os blocos situam-se logo abaixo da viga baldrame, de modo que o maior comprimento dos pilares até a cota de fundação no modelo superficial acrescenta peso próprio ao conjunto e se reflete na carga levada ao solo.

Relacionando as tensões atuantes com as tensões admissíveis de cada sistema, obteve-se o percentual de aproveitamento de cada elemento, conforme apresentado nas Figuras 50 e 51.

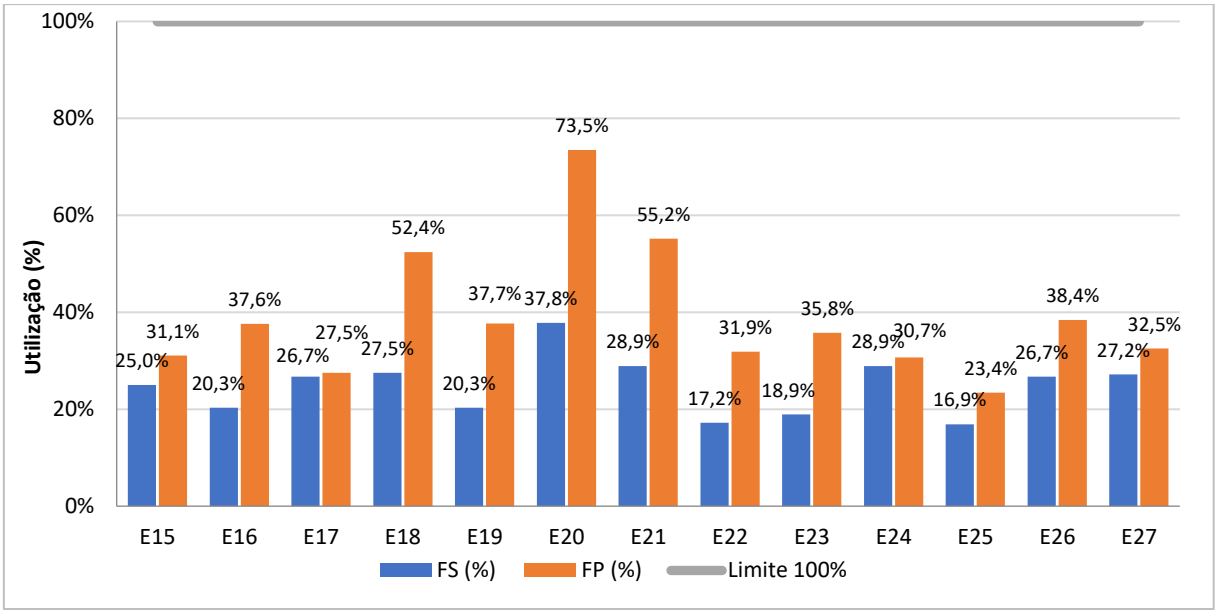
Figura 50 – Aproveitamento da Capacidade (%) FS vs. FP – parte (A)



Fonte: Autor (2026).

No modelo FS, a média de aproveitamento das sapatas ficou em 25,1%, com o elemento de maior utilização, a sapata S14, atingindo 41,9% da tensão admissível do solo. Esses valores indicam que o solo de alta capacidade de suporte, aliado à grande área de contato entre a base das sapatas e o terreno, oferece uma folga considerável em relação às solicitações da estrutura.

Figura 51 – Aproveitamento da Capacidade (%) FS vs. FP – parte (B)

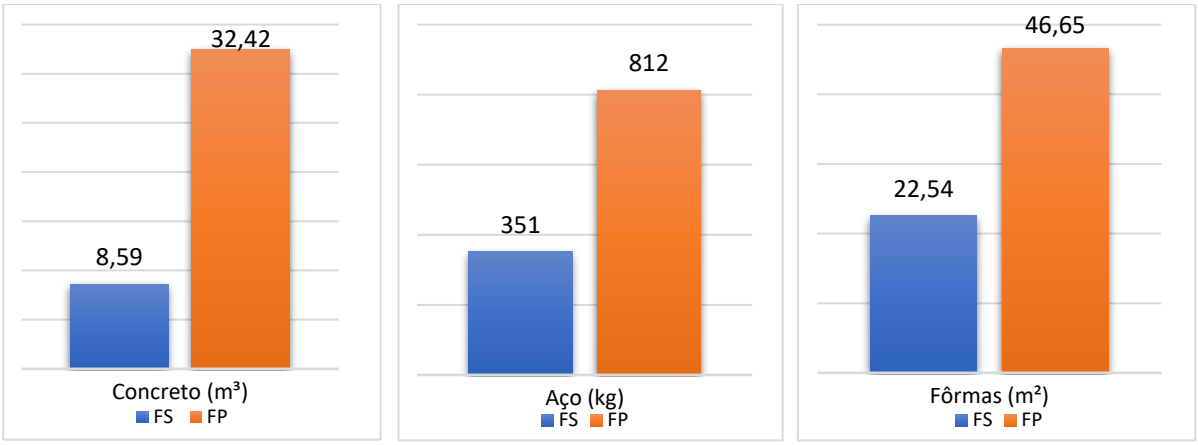


Fonte: Autor (2026).

No modelo FP, por sua vez, a média de aproveitamento das estacas foi de 40,7%, com o bloco B14 atingindo 82,1% da capacidade admissível, valor significativamente mais elevado que evidencia que o sistema opera com margem de segurança consideravelmente menor em relação ao seu limite. Essa diferença de aproveitamento médio entre os dois sistemas, de 25,1% para 40,7%, demonstra que a baixa capacidade de suporte do solo com aterro não apenas obrigou a adoção de uma solução de fundação mais complexa, como também conduziu o dimensionamento a operar em patamares de utilização mais elevados, aproximando alguns elementos de seu limite admissível, embora a média do conjunto permaneça em patamar moderado.

Além disso, obteve-se diferenças significativas entre os sistemas quando comparamos o consumo de materiais. Observa-se pela Figura 52 que o volume de concreto necessário para a fundação profunda foi de 32,42 m³, contra 8,59 m³ da fundação superficial, representando um acréscimo de 277,3%. O consumo de aço passou de 351 kg no modelo FS para 812 kg no modelo FP, diferença de 131,3%, enquanto a área de fôrmas cresceu 107,0%, de 22,54 m² para 46,65 m². Esses acréscimos refletem diretamente a maior complexidade geométrica e estrutural do sistema de fundação profunda.

Figura 52 – Consumo de materiais



Fonte: Autor (2026).

Vale ressaltar que a viga baldrame não foi incluída nesse quantitativo por ser idêntica nas duas soluções

4.4 ANÁLISE ECONÔMICA

Com base nos quantitativos e resultados obtidos para cada modelo, apresenta-se a seguir a análise econômica comparativa entre as duas soluções.

4.4.1 Fundação superficial (modelo FS)

O levantamento de custos da fundação superficial foi estruturado em três grupos de serviços: escavação, sapatas isoladas e viga baldrame. Os preços unitários adotados foram extraídos da tabela SINAPI/RS de fevereiro de 2026.

A escavação compreendeu a abertura mecanizada das cavas para as sapatas, o preparo e acerto do fundo das escavações e o aterro de recomposição após a concretagem dos elementos de fundação. Os custos desse grupo estão apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 – Orçamento de escavação (continua)

Código	Descrição	Und	Preço un.	Quant.	Custo total
96521	Escavação mecanizada para bloco de coroamento ou sapata	m³	R$ 44,91	141,53	R$ 6.356,11

(conclusão)

Código	Descrição	Und	Preço un.	Quant.	Custo total
101616	Preparo de fundo de vala com largura menor que 1,5 m	m²	R$ 15,23	28,10	R$ 427,96
94318	Aterro mecanizado de vala com retroescavadeira, solo argilo-arenoso	m³	R$ 14,24	131,54	R$ 1.873,06
					R$ 8.657,13

Fonte: Autor (2026).

Para o grupo de custos das sapatas contemplou-se um lastro de concreto magro, armadura, concretagem com uso de bomba e a execução das fôrmas em chapa de madeira compensada. Os custos desse grupo estão apresentados na Tabela 7.

Tabela 7 – Orçamento das sapatas isoladas

Código	Descrição	Und	Preço un.	Quant.	Custo total
96621	Lastro de concreto magro em sapatas, e=5 cm	m³	R$ 227,52	1,41	R$ 319,67
104919	Armação de sapatas com aço CA-50, ø 10,0 mm	kg	R$ 12,99	311,00	R$ 4.039,89
104920	Armação de sapatas com aço CA-50, ø 12,5 mm	kg	R$ 10,99	39,00	R$ 428,61
96558	Concretagem de sapatas, FCK 25 MPa, com bomba	m³	R$ 785,16	8,59	R$ 6.744,52
96541	Fôrma para sapata em chapa compensada resinada	m²	R$ 92,14	22,54	R$ 2.076,84
					R$ 13.609,53

Fonte: Autor (2026).

A viga baldrame foi dimensionada de forma a interligar todas as sapatas, garantindo a distribuição dos esforços horizontais e conferindo rigidez ao conjunto da fundação. O grupo de custos contempla a escavação mecanizada com mini-escavadeira em um volume de 56,48 m³, armadura, execução das fôrmas em madeira

serrada e a concretagem com volume de 6,26 m³. Os custos desse grupo estão apresentados na Tabela 8.

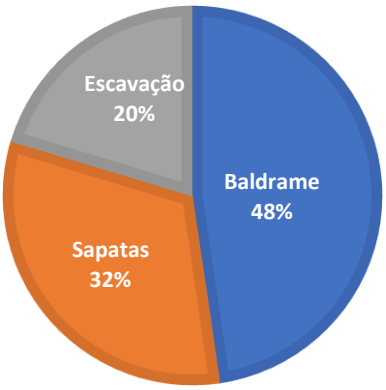
Tabela 8 – Orçamento das vigas baldrame

Código	Descrição	Und	Preço un.	Quant.	Custo total
96524	Escavação mecanizada para viga baldrame	m³	R$ 38,17	56,48	R$ 2.155,84
104917	Armação de viga baldrame com aço CA-50, ø 6,3 mm	kg	R$ 18,12	1,00	R$ 18,12
104918	Armação de viga baldrame com aço CA-50, ø 8,0 mm	kg	R$ 17,34	73,00	R$ 1.265,82
104916	Armação de viga baldrame com aço CA-50, ø 5,0 mm	kg	R$ 20,44	116,00	R$ 2.371,04
104919	Armação de viga baldrame com aço CA-50, ø 10,0 mm	kg	R$ 12,99	299,00	R$ 3.884,01
104920	Armação de viga baldrame com aço CA-50, ø 12,5 mm	kg	R$ 10,99	18,00	R$ 197,82
104921	Armação de viga baldrame com aço CA-50, ø 16,0 mm	kg	R$ 10,29	12,00	R$ 123,48
96536	Fôrma para viga baldrame em madeira serrada	m²	R$ 77,81	68,84	R$ 5.356,44
96557	Concretagem de viga baldrame, FCK 25 MPa, com bomba	m³	R$ 785,16	6,26	R$ 4.915,10
					R$ 20.287,67

Fonte: Autor (2026).

O custo total da fundação superficial, somou R$ 42.554,33. A composição percentual dos custos revela que a viga baldrame representa a parcela de maior peso no orçamento, com aproximadamente 48% (R$ 20.287,67) do total, seguida pelas sapatas isoladas com 32% (R$ 13.609,53) e pelos serviços de escavação com 20,3% (R$ 8.657,13). Conforme ilustrado pela Figura 53.

Figura 53 – Composição modelo FS



Fonte: Autor (2026).

4.4.2 Fundação profunda (modelo FP)

O levantamento de custos da fundação profunda foi estruturado em quatro grupos de serviços: aterro do lote, estacas hélice contínua, blocos de coroamento e viga baldrame.

O aterro do lote constitui o grupo de maior impacto financeiro do modelo FP, reflexo direto das condições geotécnicas do terreno. O volume considerado incorpora o fator de empolamento de 20%, e os serviços contemplam a carga e manobra do material, o transporte e a compactação. Os custos desse grupo estão apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 – Orçamento de aterro do lote

Código	Descrição	Und	Preço un.	Quant.	Custo total
100978	Carga, manobra e descarga de solos em caminhão basculante 10 m³	m³	R$ 8,12	2.347,800	R$ 19.064,14
95875	Transporte em caminhão basculante 10 m³, via urbana pavimentada, DMT até 30 km	m³×km	R$ 2,38	35.217,000	R$ 83.816,46
100576	Regularização e compactação de subleito, solo argiloso	m²	R$ 3,54	392,140	R$ 1.388,18
					R$ 104.268,7

Fonte: Autor (2026).

As estacas hélice contínua de diâmetro de 30 cm constituem o elemento estrutural central do modelo FP. O grupo de custos contempla a execução das 50 estacas e a mobilização e desmobilização da equipe. Os custos desse grupo estão apresentados na Tabela 10.

Tabela 10 – Orçamento de estacas hélice contínua

Código	Descrição	Und	Preço un.	Quant.	Custo total
100651	Estaca hélice contínua, ø 30 cm, FCK 25 MPa, armadura mínima	m	R$ 152,54	300,00	R$ 45.762,00
44535	Serviço de bombeamento de concreto	m³	R$ 45,24	21,21	R$ 959,54
–	Mobilização e desmobilização de equipe de estaca hélice contínua	Vb	R$18.500,00	1,00	R$ 18.500,00
					R$ 65.221,54

Fonte: Autor (2026).

Para os blocos de coroamento, contemplou-se a escavação mecanizada das cavas, o lastro de concreto magro, a armadura, concretagem, execução das fôrmas e o reaterro de recomposição. Os custos desse grupo estão apresentados na Tabela 11.

Tabela 11 – Orçamento de blocos de coroamento (continua)

Código	Descrição	Und	Preço un.	Quant.	Custo total
96521	Escavação mecanizada para bloco de coroamento	m³	R$ 44,91	71,39	R$ 3.206,12
96621	Lastro de concreto magro em blocos de coroamento, e=5 cm	m³	R$ 227,52	1,24	R$ 282,12
96543	Armação de bloco com aço CA-60, ø 5,0 mm	kg	R$ 22,18	157,00	R$ 3.482,26
96544	Armação de bloco com aço CA-50, ø 6,3 mm	kg	R$ 18,41	167,00	R$ 3.074,47
96546	Armação de bloco com aço CA-50, ø 10,0 mm	kg	R$ 17,12	151,00	R$ 2.585,12
96557	Concretagem de bloco, FCK 25 MPa	m³	R$ 785,16	11,21	R$ 8.801,64

(conclusão)

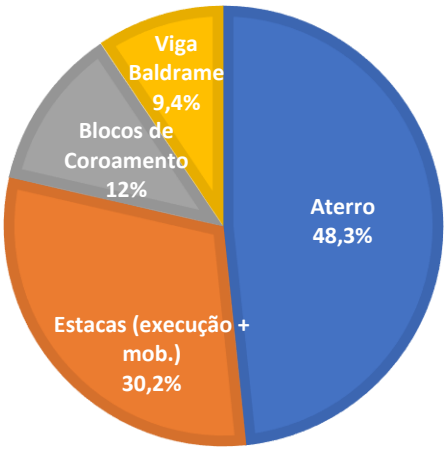
Código	Descrição	Und	Preço un.	Quant.	Custo total
96534	Fôrma para bloco de coroamento, madeira serrada	m²	R$ 77,81	46,65	R$ 3.629,84
93381	Reaterro mecanizado de vala, solo argilo-arenoso	m³	R$ 14,24	58,94	R$ 839,31
					R$ 25.899,75

Fonte: Autor (2026).

A viga baldrame do modelo FP é idêntica à adotada no modelo FS. Dessa forma, as quantidades, especificações e custos desse grupo são os mesmos apresentados no tópico anterior.

O custo total da fundação profunda, já incluída a movimentação de solo, somou R$ 215.677,73. A composição percentual dos custos revela que o aterro do lote representa a parcela de maior peso no orçamento, com 48,34% (R$ 104.268,77) do total, seguido pelas estacas com 30,24% (R$ 65.221,54), pelos blocos de coroamento com 12%(R$25.899,75) e pela viga baldrame com 9,4% (R$ 20.287,67). Conforme apresentado na Figura 54 abaixo.

Figura 54 – Composição modelo FP

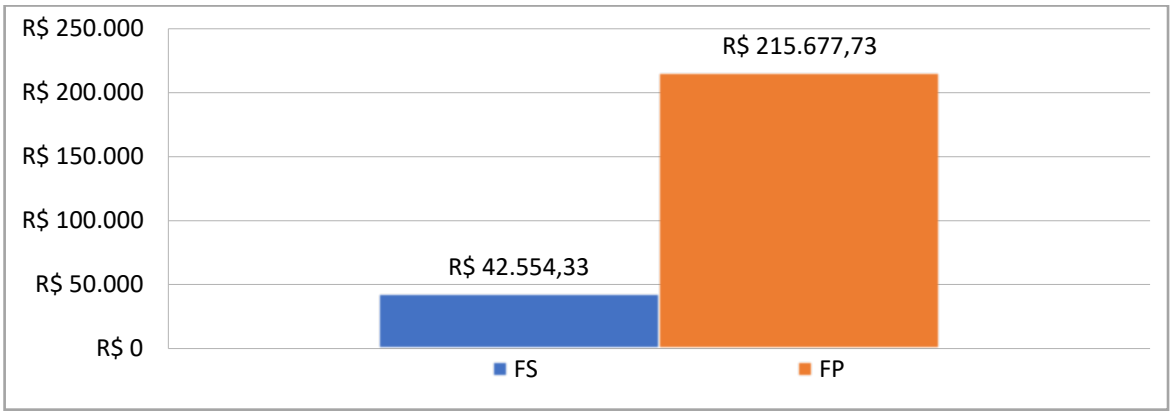


Fonte: Autor (2026).

4.4.3 Comparação de custos

A comparação dos custos totais de fundação entre os dois modelos, apresentada na Figura 55, evidencia uma diferença expressiva entre as soluções. Esta que resultou em um acréscimo de 406,8% no custo de fundação, ou uma diferença absoluta de R$ 173.123,40. Quando esses valores são relacionados à área construída da edificação de 179 m², o custo de fundação por metro quadrado passa de R$ 237,73 no modelo FS para R$ 1.204,9 no modelo FP, diferença que ilustra de forma objetiva o impacto das condições geotécnicas do terreno sobre o custo unitário da fundação.

Figura 55 – Custo total das fundações + mov. de solo



Fonte: Autor (2026).

4.5 ANÁLISE ECONÔMICA GLOBAL

Por fim, para a análise econômica global do estudo, integrando os custos de execução das fundações aos valores de aquisição dos lotes, foram considerados os preços dos terrenos fornecidos por uma urbanizadora local, apresentados na Tabela 12.

Tabela 12 – Custo dos lotes

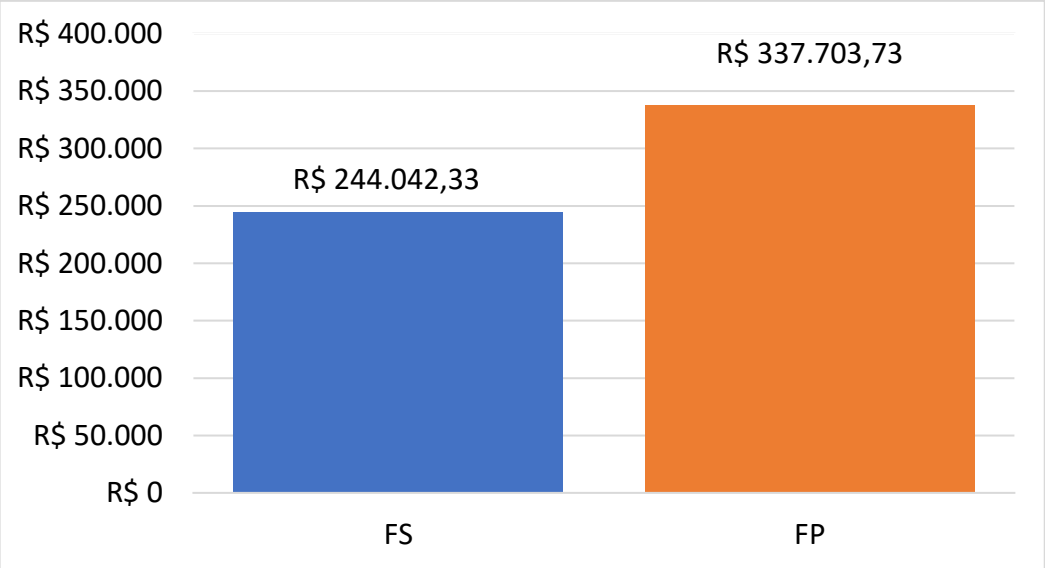
Modelo	Descrição	Valor (R$)
FS	Lote em solo natural	R$ 201.488,00
FP	Lote com aterro	R$ 122.026,00

Fonte: Autor (2026).

Como observado, o lote correspondente ao modelo FS apresentou valor de R$ 201.488,00, enquanto o lote correspondente ao modelo FP foi avaliado em R$ 122.026,00, representando uma diferença de R$ 79.462,00. Ou seja, o lote do modelo FP é 39,4% mais barato que o lote do modelo FS.

A consolidação dos custos de lote e fundação, apresentada na Figura 56, permite uma avaliação econômica mais completa e realista das duas situações analisadas.

Figura 56 – Custo total das fundações + mov. de solo + lotes



Fonte: Autor (2026).

O modelo FS, com lote avaliado em R$ 201.488,00 e fundação em R$ 42.554,33, totalizou R$ 244.042,33. O modelo FP, embora apresente um lote significativamente mais barato, de R$ 122.026,00, acumula um custo de fundação de R$ 215.677,73, resultando em um total de R$ 337.703,73. A diferença entre os dois cenários é de R$ 93.661,4, tornando o modelo FP 38,4% mais oneroso do que o modelo FS quando considerados conjuntamente o valor do terreno e o custo de implantação da fundação.

Esse resultado evidencia que a economia obtida na aquisição do lote mais barato de R$ 79.462,00, é amplamente superada pelo acréscimo no custo de fundação. Em outras palavras, para cada real economizado na compra do lote do modelo FP, são gastos aproximadamente R$ 2,18 a mais na fundação, tornando a aparente vantagem econômica do terreno mais barato ilusória sob a perspectiva do custo total de implantação.

Outro aspecto relevante revelado pelo gráfico diz respeito à participação relativa da fundação no custo total de cada cenário. No modelo FS, a fundação representa apenas 17,44% do custo total entre lote e fundação. Porém, no modelo FP, essa participação salta para 63,86%, invertendo completamente a lógica de composição de custos e transformando a fundação no item de maior peso financeiro do empreendimento, superando inclusive o valor do próprio terreno.

4.6 OTIMIZAÇÃO

Tendo em vista os baixos índices de aproveitamento apresentados, os dois modelos foram redimensionados com o objetivo de aproveitar melhor essa capacidade e reduzir os custos, sem comprometer a segurança. Os detalhamentos das fundações estão localizados no Apêndice D – Pranchas das fundações FS e FP.

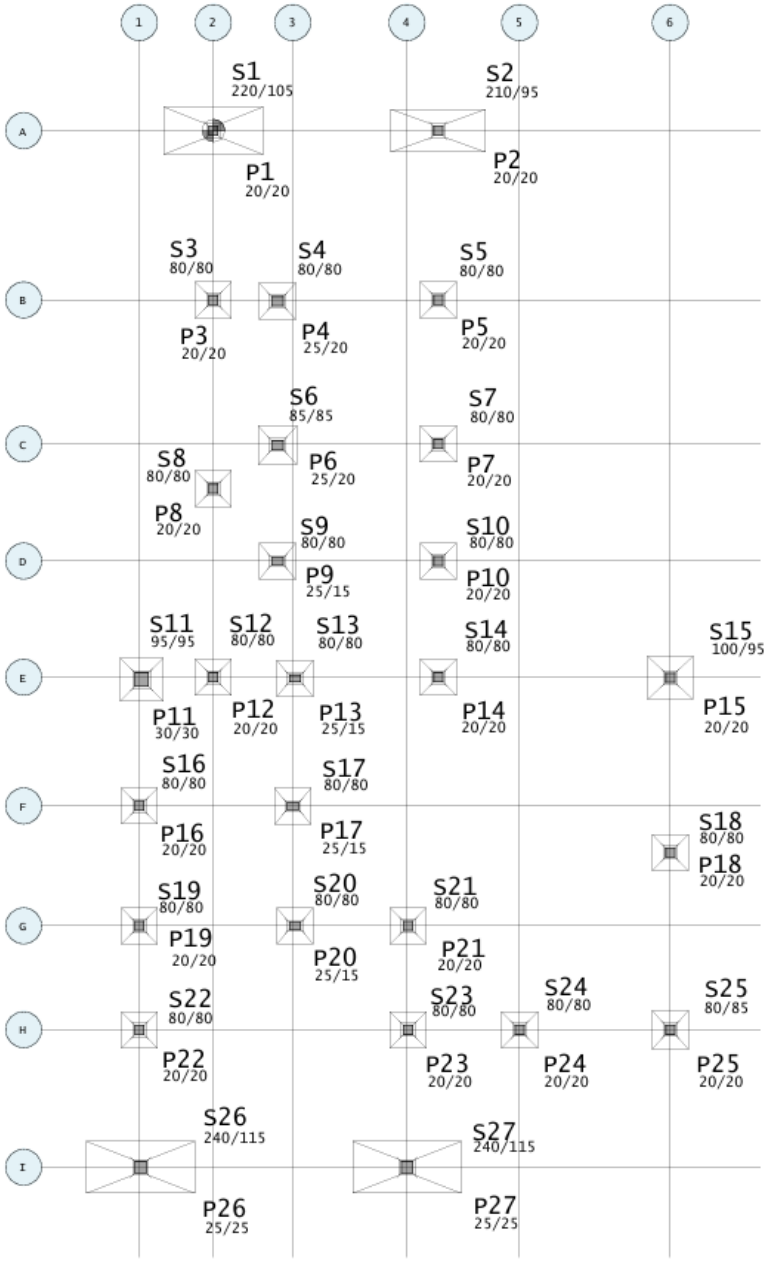
4.6.1 Fundação superficial (modelo FS)

A fundação superficial foi redimensionada com a cota de assentamento reduzida para 1 m. A tensão admissível do solo foi recalculada pelo método semiempírico nessa nova cota, resultando em 3,5 kgf/cm², conforme Apêndice A – Capacidade de carga. O novo dimensionamento das sapatas está apresentado na Figura 57, e os demais parâmetros foram mantidos iguais aos da solução anterior.

A carga vertical total resultou em 220,62 tf, 4,83 tf a menos que no modelo original. Essa redução ocorreu por conta da diminuição da cota de assentamento, que reduziu a profundidade dos elementos de fundação e também seu peso próprio.

As sapatas internas diminuíram como era esperado, mas as de divisa (S1, S2, S26 e S27) tiveram que aumentar por causa da verificação ao deslizamento. Com base na NBR 6122 (ABNT, 2019), o deslizamento ocorre quando as forças horizontais que atuam sobre a fundação ficam maiores do que a resistência ao atrito entre a base da sapata e o solo, fazendo a sapata tender a se deslocar lateralmente. Dessa forma, o aumento das dimensões desses elementos foi necessário para elevar a resistência das mesmas.

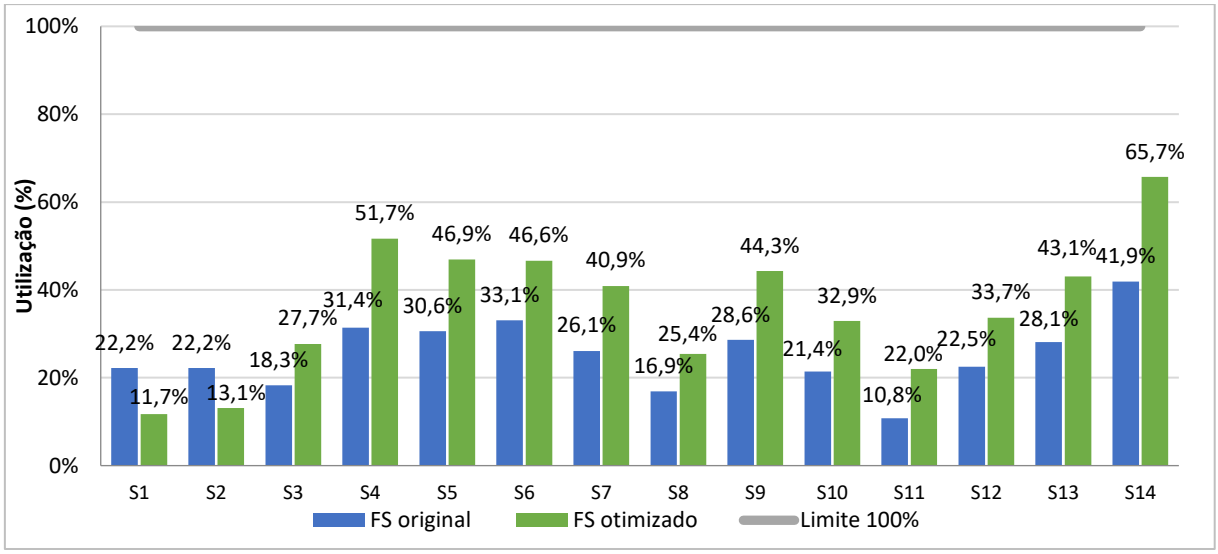
Figura 57 – Planta de formas FS otimizada



Fonte: Autor (2026).

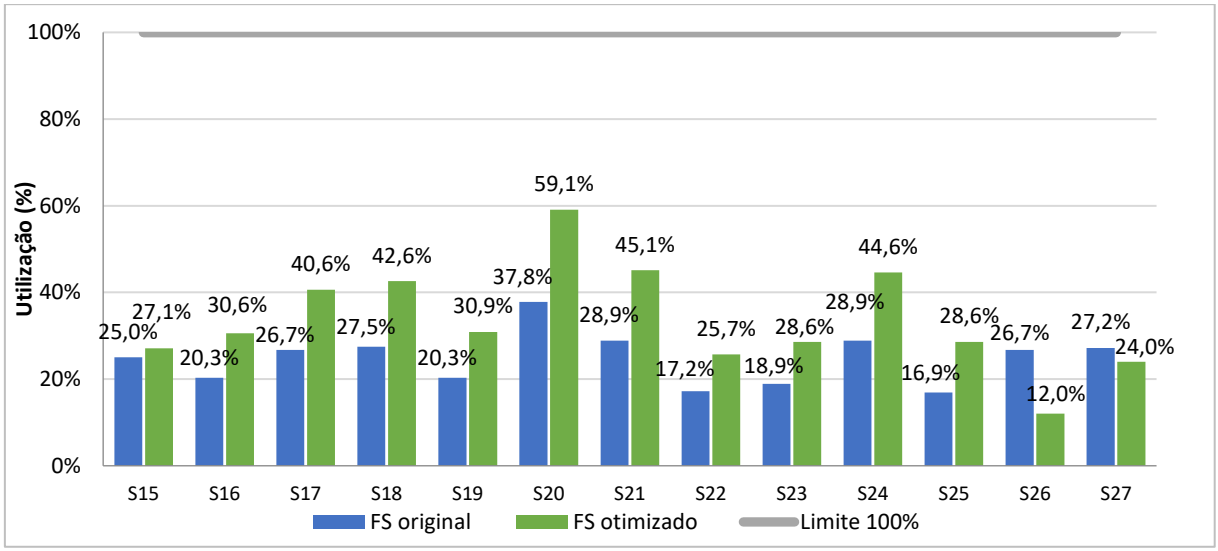
Analisando as Figuras 58 e 59, sobre a porcentagem de aproveitamento das sapatas, a média passou de 25,1% para 35,0%, cumprindo parte do objetivo da otimização. O ganho não foi maior porque as sapatas de divisa seguem com aproveitamento baixo, já que nelas o dimensionamento é definido pelo deslizamento e não pela tensão no solo. Mesmo assim, a sapata mais carregada S14 subiu de 41,9% para 65,7%, por exemplo.

Figura 58 – Aproveit. da capacidade (%) FS vs. FS otimizado – parte (A)



Fonte: Autor (2026).

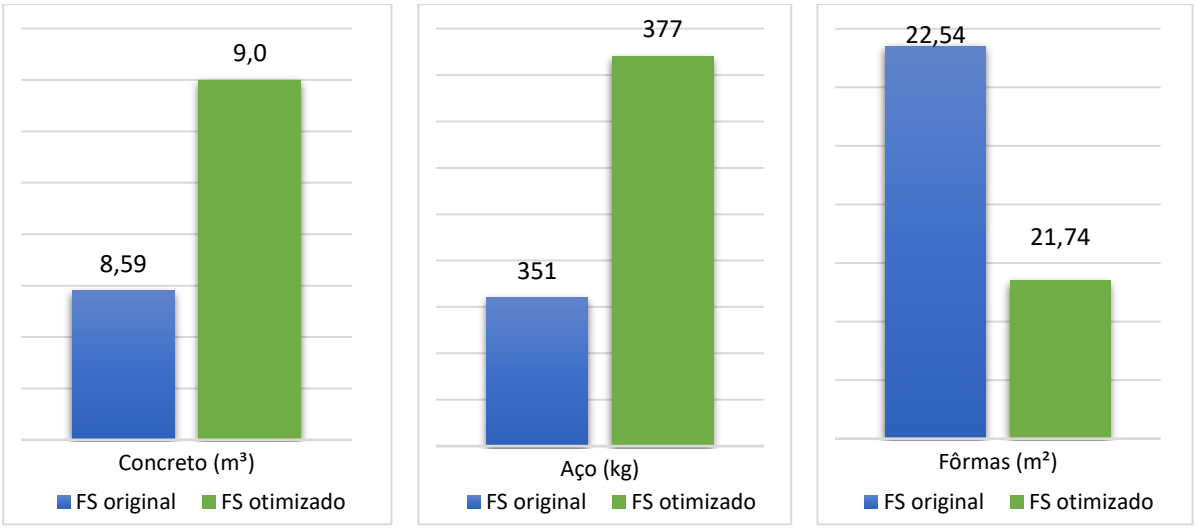
Figura 59 – Aproveit. da capacidade (%) FS vs. FS otimizado – parte (B)



Fonte: Autor (2026).

A Figura 60 apresenta o consumo de materiais do modelo FS original e do otimizado. Os valores ficaram bem próximos nos dois casos, com o concreto passando de 8,59 m³ para 9 m³, o aço de 351 kg para 377 kg e as fôrmas de 22,54 m² para 21,74 m². Esse equilíbrio ocorreu porque a redução das sapatas internas foi compensada pelo aumento das sapatas de divisa, mantendo o consumo praticamente o mesmo. Ressaltando que a viga baldrame não está inclusa nesse comparativo.

Figura 60 – Consumo de materiais



Fonte: Autor (2026).

De acordo com a Tabela 13, que apresenta o orçamento de movimentação de terra, percebe-se que com a otimização do assentamento das sapatas o valor diminuiu consideravelmente, passando de R$ 8.657,13 para R$ 4.116,18. Essa queda ocorreu porque a cota mais rasa reduziu pela metade a profundidade de escavação, sendo esse o principal fator de economia da solução otimizada.

Tabela 13 – Orçamento de escavação

Código	Descrição	Und	Preço un.	Quant.	Custo total
96521	Escavação mecanizada para bloco de coroamento ou sapata	m³	R$ 44,91	65,56	R$ 2.944,30
101616	Preparo de fundo de vala com largura menor que 1,5 m	m²	R$ 15,23	25,24	R$ 384,41
94318	Aterro mecanizado de vala com retroescavadeira, solo argilo-arenoso	m³	R$ 14,24	55,30	R$ 787,47
					R$ 4.116,18

Fonte: Autor (2026).

Observando diretamente a Tabela 14, sobre as sapatas isoladas, vemos que o custo desse grupo ficou praticamente igual ao da solução original, passando de R$ 13.609,53 para R$ 13.945,47. Essa estabilidade é coerente com o consumo de material, que quase não variou. Dessa forma, a otimização do FS não traz ganho no

custo das sapatas, evidenciando que a economia da solução se concentra na escavação.

Tabela 14 – Orçamento das sapatas isoladas

Código	Descrição	Und	Preço un.	Quant.	Custo total
96621	Lastro de concreto magro em sapatas, e=5 cm	m³	R$ 227,52	1,26	R$ 286,68
104919	Armação de sapatas com aço CA-50, ø 10,0 mm	kg	R$ 12,99	223,00	R$ 2.896,77
104920	Armação de sapatas com aço CA-50, ø 12,5 mm	kg	R$ 10,99	154,00	R$ 1.692,46
96558	Concretagem de sapatas, FCK 25 MPa, com bomba	m³	R$ 785,16	9,00	R$ 7.066,44
96541	Fôrma para sapata em chapa compensada resinada	m²	R$ 92,14	21,74	R$ 2.003,12
					R$ 13.945,47

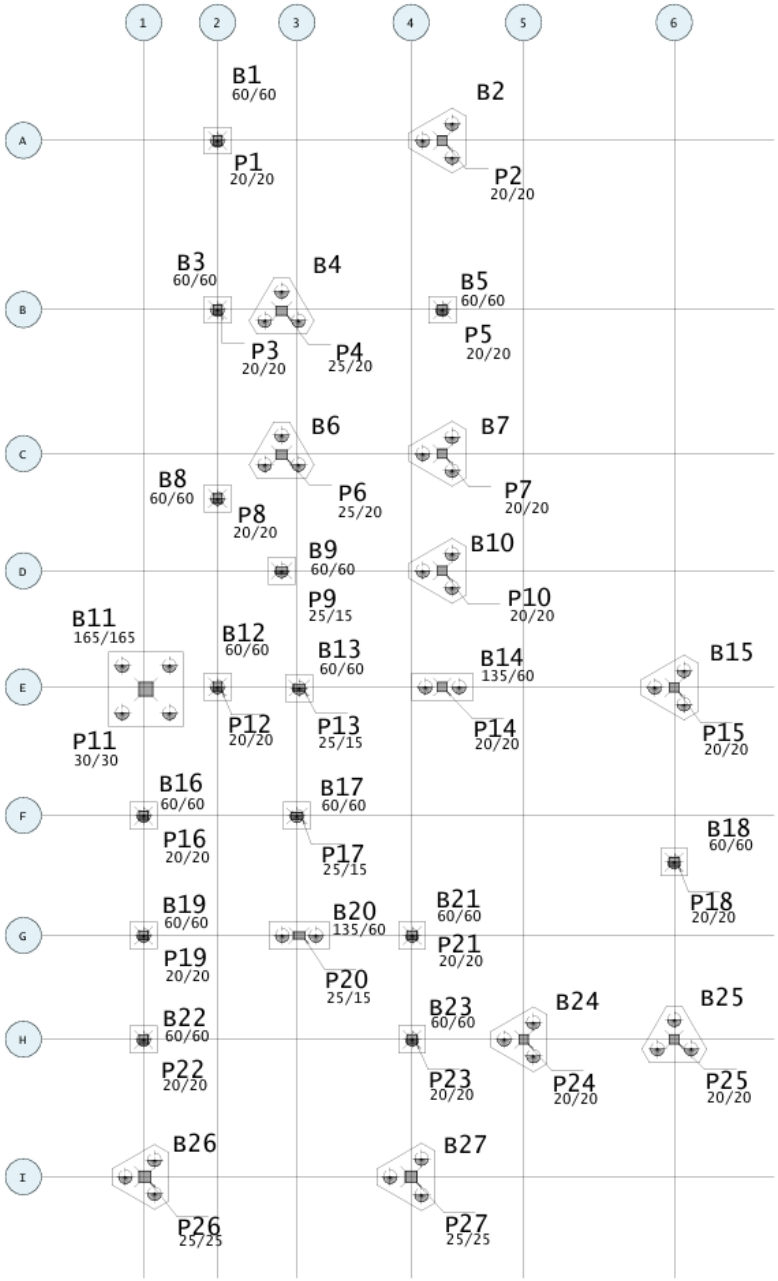
Fonte: Autor (2026).

4.6.2 Fundação profunda (modelo FP)

Para o modelo FP, as estacas foram reduzidas para 4 m de comprimento. A carga admissível recalculada pelo método de Décourt-Quaresma passou a ser de 105 kN por estaca, conforme Apêndice A – Capacidade de carga. O novo dimensionamento está representado na Figura 61, e os demais parâmetros foram mantidos iguais aos da solução anterior.

Com a fundação reprocessada para o novo comprimento, avaliaram-se os esforços atuantes e a quantidade de estacas resultante. Os esforços verticais totais se mantiveram em 219,24 tf. Como o comprimento menor reduz a carga admissível de cada estaca, o conjunto teve um acréscimo de duas estacas, passando a 52 unidades no total. Destacou-se o bloco B11, que precisou de quatro estacas para conter os momentos e as excentricidades a que estava submetido.

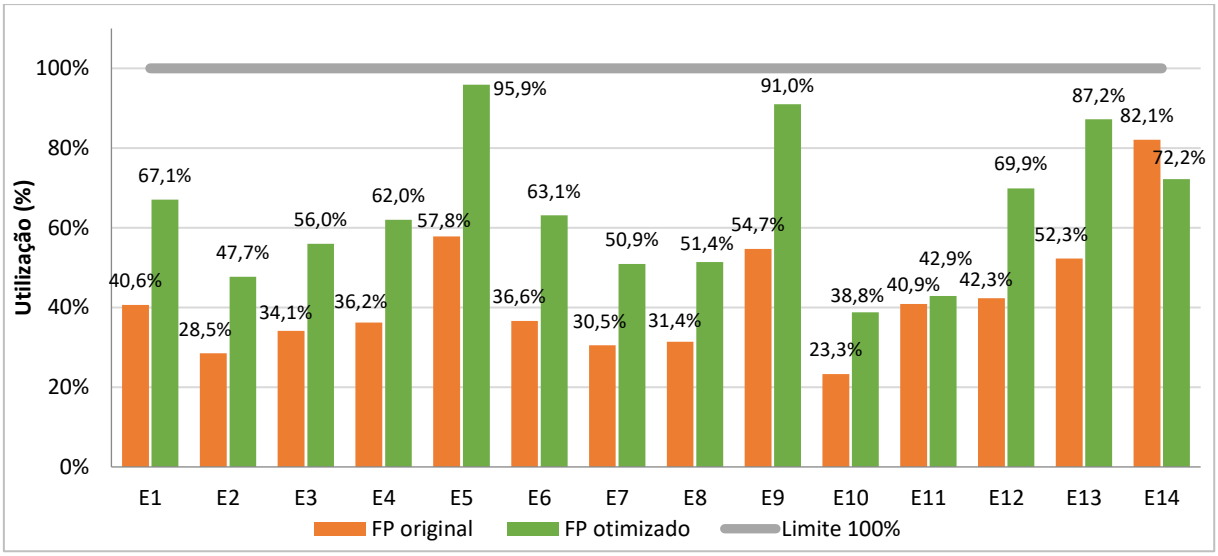
Figura 61 – Planta de formas FP otimizada



Fonte: Autor (2026).

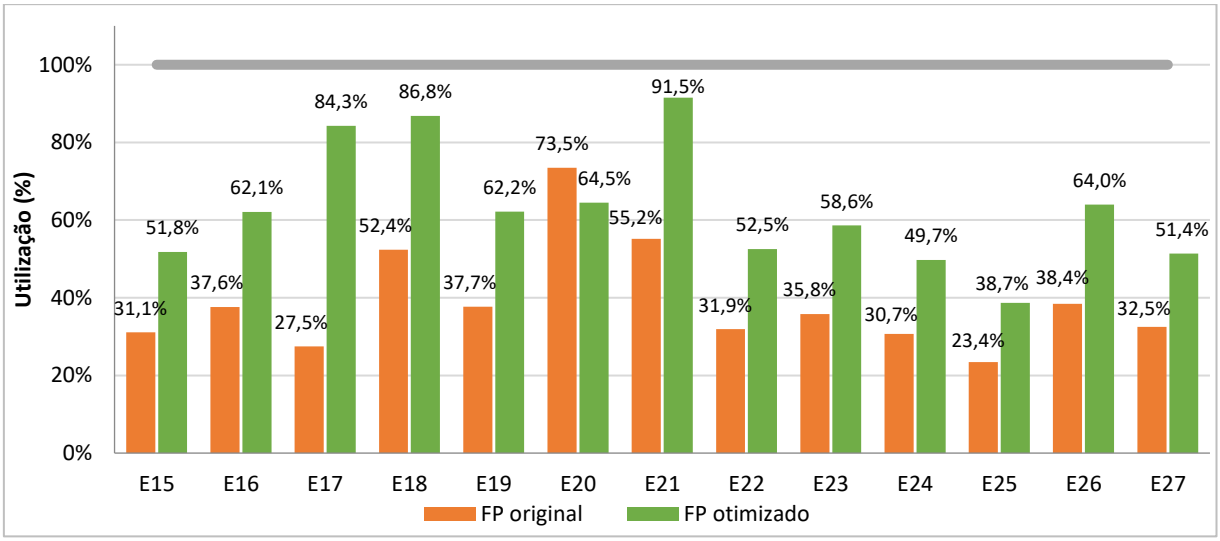
Analisando as Figuras 62 e 63, sobre a porcentagem de aproveitamento das estacas, a média aumentou de 40,7% para 63,5%, um acréscimo de 22,8 pontos percentuais que evidencia a otimização. Esse ganho foi bem mais expressivo do que o observado no modelo FS, com várias estacas se aproximando da sua capacidade, como por exemplo a E5 e a E21, que chegaram a 95,9% e 91,5%.

Figura 62 – Aproveit. da capacidade (%) FP vs. FP otimizado – parte (A)



Fonte: Autor (2026).

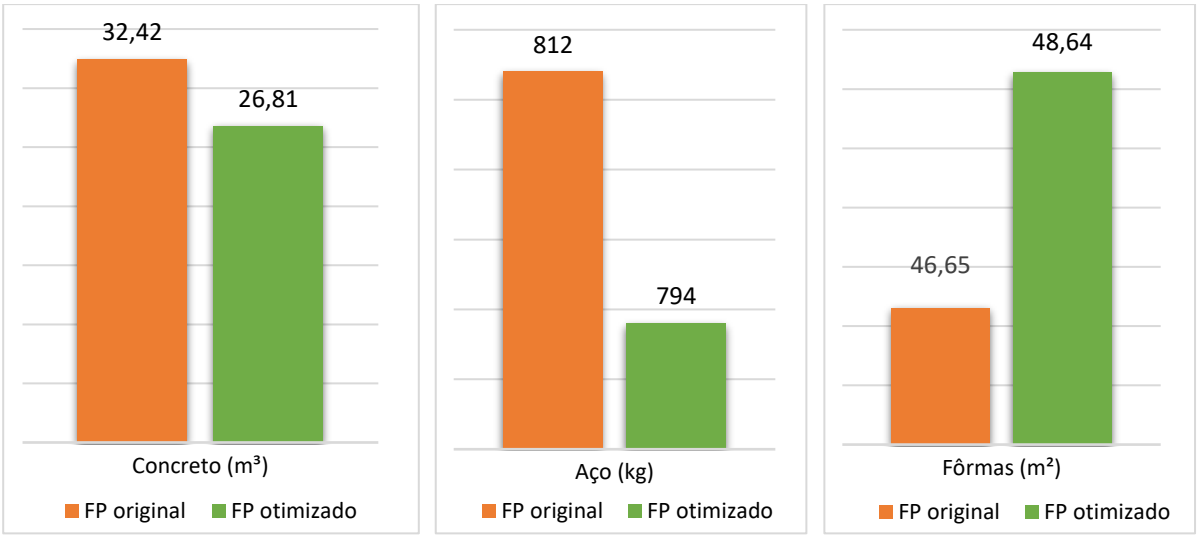
Figura 63 – Aproveit. da capacidade (%) FP vs. FP otimizado – parte (B)



Fonte: Autor (2026).

A Figura 64 apresenta o consumo de materiais do modelo FP original e do otimizado. O concreto passou de 32,42 m³ para 26,81 m³, redução que vem das estacas mais curtas, já que o comprimento menor diminui o volume moldado. O aço se manteve praticamente estável, de 812 kg para 794 kg, e a área de fôrmas pouco variou, de 46,65 m² para 48,64 m². Assim como no modelo FS, a economia do FP otimizado não está no material, e sim na redução do comprimento das estacas, que aparece no custo. Vale ressaltar que a viga baldrame não está inclusa nesse comparativo.

Figura 64 – Consumo de materiais



Fonte: Autor (2026).

Falando sobre orçamento, a Tabela 15 apresenta o custo das estacas hélice contínua, essa etapa foi a que gerou a maior economia da otimização, com uma redução de R$ 14.328,19. Esse ganho veio diretamente da metragem de estacas, que caiu de 300 m para 208 m com o novo comprimento, diminuindo a execução, o volume de concreto bombeado e o aço.

Tabela 15 – Orçamento de estacas hélice contínua

Código	Descrição	Und	Preço un.	Quant.	Custo total
100651	Estaca hélice contínua, ø 30 cm, FCK 25 MPa, armadura mínima	m	R$ 152,54	208,00	R$ 31.728,32
44535	Serviço de bombeamento de concreto	m³	R$ 45,24	14,70	R$ 665,03
–	Mobilização e desmobilização de equipe de estaca hélice contínua	Vb	R$18.500,00	1,00	R$ 18.500,00
					R$ 50.893,35

Fonte: Autor (2026).

Observando a Tabela 16, que apresenta o orçamento dos blocos de coroamento, percebe-se que essa etapa teve um pequeno acréscimo de custo, passando de R$ 25.899,75 para R$ 26.191,15. Esse aumento de R$ 291,40 ocorreu porque o novo comprimento das estacas exigiu duas estacas a mais no conjunto,

deixando alguns blocos maiores e elevando o consumo de concreto e de fôrma. Ainda assim, o acréscimo é pequeno e não compromete a economia obtida nas estacas.

Tabela 16 – Orçamento de blocos de coroamento

Código	Descrição	Und	Preço un.	Quant.	Custo total
96521	Escavação mecanizada para bloco de coroamento	m³	R$ 44,91	72,48	R$ 3.255,08
96621	Lastro de concreto magro em blocos de coroamento, e=5 cm	m³	R$ 227,52	1,24	R$ 282,12
96543	Armação de bloco com aço CA-60, ø 5,0 mm	kg	R$ 22,18	138,00	R$ 3.060,84
96544	Armação de bloco com aço CA-50, ø 6,3 mm	kg	R$ 18,41	167,00	R$ 3.074,47
96545	Armação de bloco com aço CA-50, ø 8,0 mm	kg	R$ 17,76	8,00	R$ 142,08
96546	Armação de bloco com aço CA-50, ø 10,0 mm	kg	R$ 17,12	131,00	R$ 2.242,72
96557	Concretagem de blocos de coroamento, FCK 25 MPa, com bomba	m³	R$ 785,16	12,11	R$ 9.508,29
96534	Fôrma para bloco de coroamento, madeira serrada	m²	R$ 77,81	48,64	R$ 3.784,68
93381	Reaterro mecanizado de vala, solo argilo-arenoso	m³	R$ 14,24	59,13	R$ 842,01
					R$ 26.191,15

Fonte: Autor (2026).

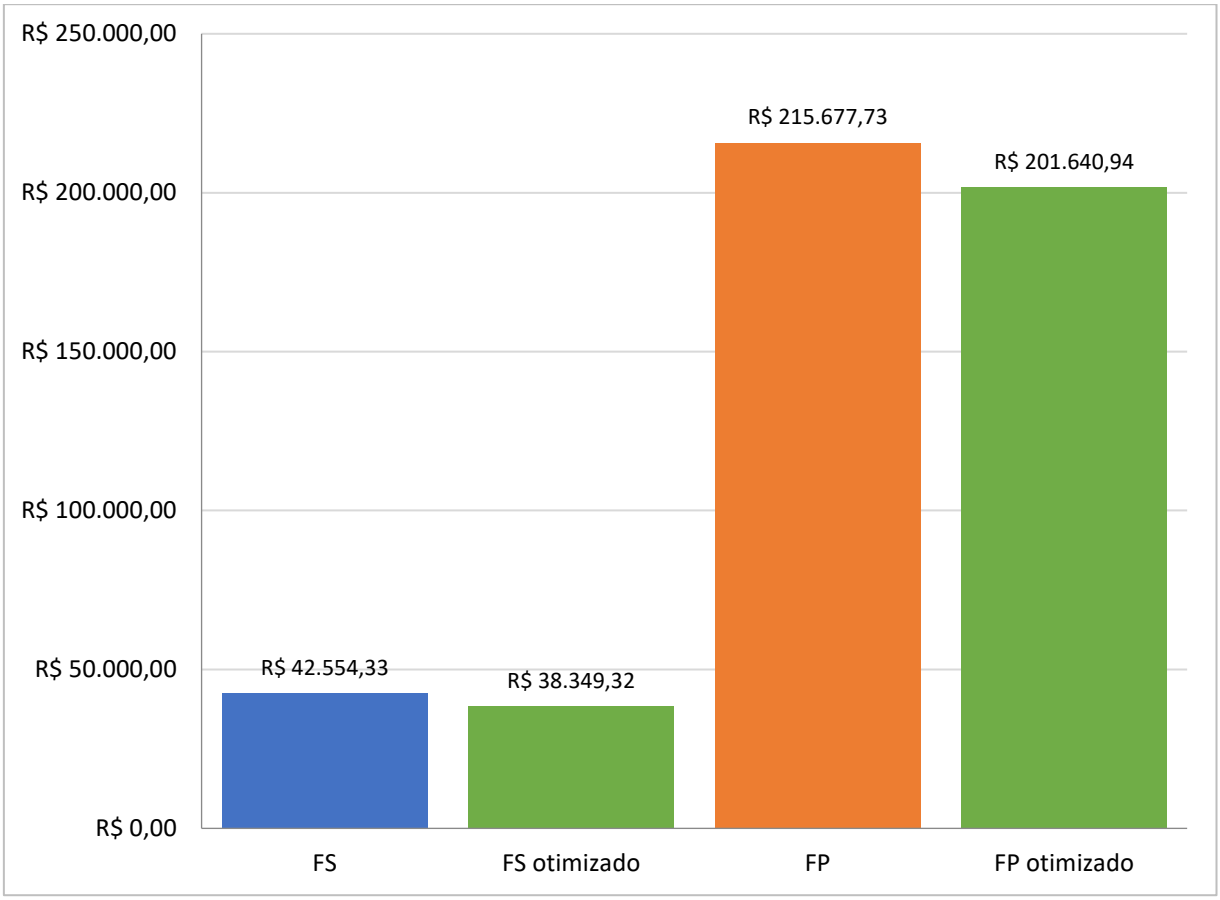
4.6.3 Comparação global de custos

Analisando os valores totais das fundações, a Figura 65 apresenta a comparação dos custos entre as soluções original e otimizada dos dois modelos. No modelo FS, o custo passou de R$ 42.554,33 para R$ 38.349,32, uma economia de R$ 4.205,01, ou 9,9%. No modelo FP, a redução foi de R$ 215.677,73 para R$ 201.640,94, uma economia de R$ 14.036,79, ou 6,5%.

Mesmo com a otimização das duas soluções, a diferença entre elas permanece

expressiva. O modelo FP otimizado custa R$ 201.640,94, contra R$ 38.349,32 do FS otimizado, uma diferença de R$ 163.291,62. Isso mostra que a otimização reduz o custo de cada sistema, mas não altera a relação entre eles, com a fundação profunda seguindo muito mais onerosa.

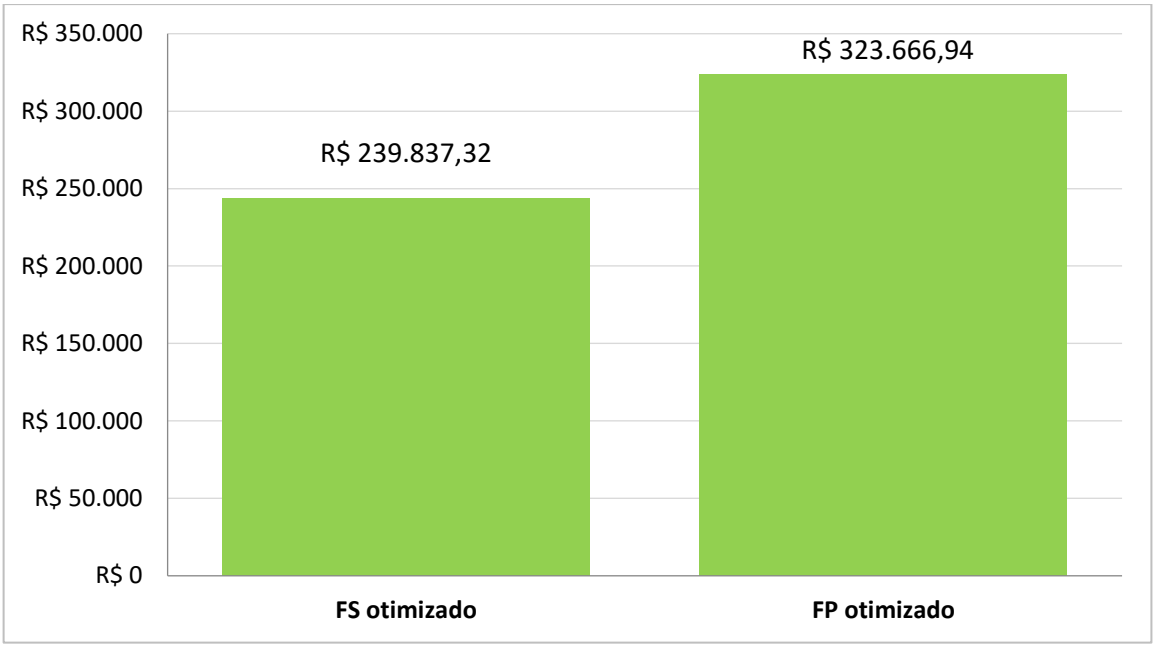
Figura 65 – Comparativo das soluções das fundações



Fonte: Autor (2026).

Integrando o custo dos lotes, conforme a Figura 66, o total da solução FS otimizada resultou em R$ 239.837,32 e o da FP otimizada em R$ 323.666,94, uma diferença de R$ 83.829,62, com o modelo FP ficando cerca de 35% mais caro. Conclui-se, então, que o custo mais baixo do terreno não compensou o valor gasto na fundação, pois o lote do FP, ainda que R$ 79.462,00 mais barato, não cobre o acréscimo de R$ 163.291,62 da fundação profunda.

Figura 66 – Custos totais fundação otimizada + mov. de solo + lotes



Fonte: Autor (2026).

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho comparou, do ponto de vista técnico e econômico, duas soluções de fundação aplicadas a uma mesma residência em concreto armado, sendo uma superficial, em sapatas isoladas sobre lote em solo natural resistente, e outra profunda, em estacas hélice contínua sobre lote com aterro e solo de baixa capacidade de suporte. O dimensionamento foi conduzido com o auxílio do *software* TQS, confrontando não apenas o gasto com a fundação, mas o investimento total de cada cenário somado ao valor de aquisição do terreno.

Do ponto de vista técnico, ambas as soluções se mostraram viáveis e seguras, com todos os elementos atendendo aos critérios de capacidade de carga e mantendo os esforços dentro dos limites admissíveis do solo. A diferença mais relevante entre os dois sistemas não esteve no desempenho estrutural, mas na quantidade de material e na complexidade construtiva exigidas.

Os resultados demonstraram que a capacidade de suporte do solo exerce influência significativa sobre o custo global de implantação. Embora o lote com aterro tenha se mostrado 39,4% mais barato que o lote em solo natural, essa economia foi amplamente superada pelo custo adicional da fundação profunda, que ficou 406,8% acima da solução superficial. Ao somar terreno e fundação, o cenário com solo de baixa capacidade resultou 38,4% mais oneroso, de modo que, para cada real economizado na compra do lote mais barato, foram gastos cerca de R$ 2,18 a mais na fundação. Esse comportamento evidencia que a aparente vantagem de um terreno de menor valor pode ser anulada quando avaliado o custo total da obra.

As duas soluções foram ainda submetidas a um processo de otimização, com o objetivo de reduzir o conservadorismo do dimensionamento inicial. No modelo FS, a redução da cota de assentamento elevou o aproveitamento médio das sapatas de 25,1% para 35,0%, enquanto no modelo FP a redução do comprimento das estacas aumentou o aproveitamento de 40,7% para 63,5%. Esses ajustes reduziram o custo de fundação em 9,9% no FS e 6,5% no FP, mas não alteraram a relação entre os sistemas, já que o modelo FP otimizado permaneceu cerca de 35% mais caro no custo total com o terreno.

Conclui-se que, para as condições analisadas neste estudo, a maior capacidade de suporte do solo permitiu a adoção de uma solução de fundação menos complexa e economicamente mais vantajosa, mesmo em um terreno com maior valor

de aquisição.

Para a aplicação em casos reais, recomenda-se que a escolha do lote não se baseie apenas no seu preço, mas em uma avaliação integrada entre as condições geotécnicas, a solução de fundação que elas exigem e o custo total resultante, evitando que uma economia inicial se converta em maior onerosidade ao longo da execução.

Como sugestão para trabalhos futuros, recomenda-se a ampliação da análise para um número maior de pontos e de configurações estruturais, de forma a não restringir as conclusões a um único estudo de caso condicionado por uma arquitetura específica, possibilitando resultados mais amplos sobre a relação entre a capacidade de suporte do solo e a viabilidade econômica das fundações. Além disso, recomenda-se o estudo da interação solo-estrutura por meio da configuração das molas de apoio disponibilizadas pelo TQS, com o intuito de redistribuir ou reduzir os momentos que incidem nas fundações.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de Fundações**. 3. ed. São Paulo: Blucher, 2019.

ALVA, Gerson Moacyr Sisniegas. **Projeto estrutural de sapatas**. Santa Maria: UFSM, 2007.

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de Concreto Armado 3**. ed. Rio Grande: Editora Dunas, 2010.

ARAÚJO, Marcelo Ferreira de Souza Bezerra. **Estudo de fundações do tipo sapatas em concreto armado rígidas e flexíveis considerando a compressão simples, flexão normal compostas e flexão oblíqua composta**. Orientador: Prof. Dr. José Neres da Silva Filho e coorientador Eng. Arthur da Silva Rebouças. 2016. Monografia (Departamento de Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Natal, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: **Projeto de estruturas de concreto**. 3. ed. Rio de Janeiro, 2026.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações.** Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: **Ações de vento sobre edificações**. 3. ed. Rio de Janeiro, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio.** Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações**. Rio de Janeiro, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: **Ações e segurança nas estruturas**. Rio de Janeiro, 2003.

BARROS, Mercia. **Fundações**. São Paulo, EPUSP, 2003. Disponível em: https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/5075536/mod_resource/content/1/TT-Funda%C3%A 7%C3%B5es.pdf. Acesso em: 25 setembro 2025.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Sapatas de Fundação**. São Paulo: Apostila de Aula, 2019.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Notas de aula - Blocos de fundação**. São Paulo: Apostila de Aula, 2023.

BOTELHO, Manoel Henrique Campos; MARCHETTI, Osvaldemar. **Concreto**

armado eu te amo- vol. 1. 8. ed. São Paulo, SP: Blucher, 2015.

BRASIL. **Lei nº 6.766, de 19 de dezembro de 1979.** Dispõe sobre o parcelamento do solo urbano e dá outras providências. *Diário Oficial da União*, Brasília, DF, 20 dez. 1979. Disponível em: https://www.planalto.gov.br/ccivil_03/leis/l6766.htm. Acesso em: 1 nov. 2025.

BRITO, José Luis Wey de**. Fundações de edifício**. São Paulo: Epusp, 1987.

CAMPOS, João Carlos de. **Elementos de fundações em concreto**. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

CODUTO, D. P. **Foundation Design: Principles and Practices. 2**. ed. New Jersey: Prentice Hall, 2001.

DÉCOURT, L. **Análise e Projeto de Fundações Profundas: Estacas**. In: Fundações: Teoria e Pratica, Hachich et al. (eds), Ed. Pini Ltda., São Paulo. 1996.

EMPRESA EMPEC. **Como a escolha de um bom terreno interfere em seus gastos.** Disponível em: https://empresaempec.com/como-a-escolha-de-um-bom-terreno-interfere-em-seus-gastos/. Acesso em: 26 out. 2025.

FIKER, José. **Manual de redação de laudos**: avaliação de imóveis. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2019.

GOMES, Diego Silva; NÓBREGA, Raphael Borges da. **Software para pré-dimensionamento de sapatas isoladas**. Revista Principia, Campina Grande, 2021. Disponível em: https://periodicos.ifpb.edu.br/index.php/principia/article/viewFile/5658/1807. Acesso em: 10 set. 2025.

JAMIOLKOWSKI, M.; LADD, C. C.; GERMAINE, J. T.; LANCELLOTTA, **R. New developments in field and laboratory testing of soils**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 11., 1985. Disponível em: https://www.issmge. org/publications/publication/new-developments-in-field-and-laboratory-testing-of-soils. Acesso em: 6 set. 2025.

LOTENET. **Valorização do lote: descubra os fatores que influenciam o preço do seu terreno**. Disponível em: https://lotenet.com.br/valorizacao-do-lote/. Acesso em: 26 out. 2025.

MACEDO, Mara Claudia Anjoletto. **Dimensionamento de fundação profunda: estudo de caso de uma obra realizada em Três Lagoas, Mato Grosso do Sul**. 2023. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) —

Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”, Ilha Solteira, 2023.

MATTOS, Aldo Dórea. **Como preparar orçamentos de obras: dicas para orçamentistas, estudos de caso, exemplos**. São Paulo: Editora Pini, 2006.
PEREIRA, Caio. **Custos Diretos e Indiretos: O que são e como determiná-los**. Escola Engenharia, 2018. Disponível em: https://www.escolaengenharia.com.br/custos-diretos-e-indiretos/. Acesso em: 26 de outubro de 2025.

PETRUCCI, Eladio G. R. **Concreto de cimento Portland**. 13. ed. São Paulo, SP: Globo, 1998.

REBELLO, Yopanan Conrado Pereira. **Fundações: guia prático de projeto, execução e dimensionamento**. 4. ed. São Paulo, SP: Zigurate Editora, 2008

SALGADO, R. **The engineering of foundations, slopes and retaining structures.** 2. ed. Boca Raton: CRC Press, 2022.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaios de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações.** 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SILVA, Edja Laurindo da. **Análise dos modelos estruturais para determinação dos esforços resistentes em sapatas isoladas**. 1998. 125 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998. Disponível efundaçãom: https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-16032018-162543/pt-br.php. Acesso em: 25 out. 2025.

TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics.** 1. ed. New York: John Wiley & Sons, 1943.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

APÊNDICE A – CAPACIDADE DE CARGA

A.1 CAPACIDADE DE CARGA - MÉTODO SEMIEMPÍRICO - FUNDAÇÃO SUPERFICIAL

Sapata retangular		
B	1	m
Cota de assentamento	2	m
Bulbo de Tensão	3	m

→

NSPT:	**3m**	15	m
	4m	20	m
	5m	21	m

a) Método de Terzaghi e Peck:

NSPTm:	18,66667

B menor que 4

b) Método de Teixeira:

0,311333 MPa
3,113333 Kg/cm^2

c) Método Albiero e Cintra:

3,733333 Kg/cm^2

d) Hachich et. al:

0,373333 MPa
3,733333 Kg/cm^2

e) Alonso, Teixeira e Godoy:

0,373333 MPa
3,733333 Kg/cm^2

MÉDIA CARGA ADMISSÍVEL	
3,58	Kg/cm^2

A.2 CAPACIDADE DE CARGA - MÉTODO DECOURT - FUNDAÇÃO PROFUNDA

Estaca hélice contínua		
Diâmetro	0,3	m
Cota de assentamento	6	m

Silte arenoso

α	0,3	
β	1	
C	250	
Np	24,333333	golpes
Ap	0,07065	m^2
Nl	8,8333333	golpes
U	0,942	m
L	6	m

Qp **128,93625** **Ql** **222,94** **Qu** **351,8763**

Qa 203,72637

175,93813 **KN** **carga admissivel**

A.3 CAPACIDADE DE CARGA - MÉTODO SEMIEMPÍRICO - FUNDAÇÃO SUPERFICIAL (OTIMIZADA)

Sapata retangular		
B	0,8	m
Cota de assentamento	1	m
Bulbo de Tensão	2,4	m

→

NSPT:	**2m**	22	m
	3m	15	m

NSPTm:	18,5

a) Método de Terzaghi e Peck:

B menor que 4 pés

b) Método de Teixeira:

0,2942 MPa
2,942 Kg/cm^2

c) Método Albiero e Cintra:

3,7 Kg/cm^2

d) Hachich et. al:

0,37 MPa
3,7 Kg/cm^2

e) Alonso, Teixeira e Godoy:

0,37 MPa
3,7 Kg/cm^2

MÉDIA CARGA ADMISSÍVEL	
3,51	Kg/cm^2

A.4 CAPACIDADE DE CARGA - MÉTODO DECOURT - FUNDAÇÃO PROFUNDA OTIMIZADA

Estaca hélice contínua		
Diâmetro	0,3	m
Cota de assentamento	4	m

Silte arenoso

α	0,3	
β	1	
C	250	
Np	15,333333	golpes
Ap	0,07065	m^2
Nl	7,25	golpes
U	0,942	m
L	4	m

Qp **81,2475** **Ql** **128,74** **Qu** **209,9875**

Qa 119,34264

104,99375 **KN** **carga admissivel**

APÊNDICE B - PRÉ-DIMENSIONAMENTOS

A.1 - PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE LAJES (Moura 2018)

LAJE	Menor vão (m)	Espessura Laje (cm)	Espessura Laje Adotada (cm)
L1	3,6	9,0	10,0
L2	1,21	3,0	10,0
L3	1,4	3,5	10,0
L4	1,4	3,5	10,0
L5	1,21	3,0	10,0
L6	2,43	6,1	10,0
L7	1,41	3,5	10,0
L8	2,4	6,0	10,0
L9	2,65	6,6	10,0
L10	2,35	5,9	10,0
L11	2,28	5,7	10,0
L12	3,17	7,9	10,0
L13	1,48	3,7	10,0
L14	2,51	6,3	10,0
L15	3,17	7,9	10,0
L16	3,25	8,1	10,0
L17	2,35	5,9	10,0

OBS: para fins de padronização, adotou-se o pior caso de carregamento, definindo-se uma única espessura de laje para todas situações.

A.2 - PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE VIGAS (Pinheiro, Muzardo e Santos 2003)					
	COMPRIMENTO (M)	CALCULO (M)	ARREDONDAMENTO (CM) - ALTURA	ALTURA ADOTADA (CM)	LARGURA (CM)
V1A	5	0,313	31	35	20
V2A	1,43	0,089	10	25	15
V2B	3,6	0,225	23	25	15
V3A	3,6	0,225	23	25	15
V4A	1,34	0,084	10	25	15
V4B	3,6	0,225	23	25	15
V5A	1,34	0,084	10	25	15
V5B	3,6	0,225	23	25	15
V6A	1,65	0,103	10	35	20
V6B	1,43	0,089	10	35	15
V6C	3,6	0,225	23	35	15
V6D	5,16	0,323	32	35	20
V7A	1,77	0,111	11	20	15
V8A	3,4	0,21	21	25	15
V9A	3,3	0,206	21	25	20
V10A	3,5	0,219	22	25	15
V10B	2,5	0,156	16	25	15
V11A	2,5	0,156	16	25	20
V11B	3,4	0,213	21	25	20
V12A	6	0,375	38	40	20
V13A	8,37	0,523	52	55	20
V13B	3,8	0,238	24	55	20
V14A	2,6	0,163	16	20	15
V14B	2,6	0,163	16	20	15
V14C	3,2	0,200	20	20	15
V15A	2,6	0,163	16	25	20
V15B	2,6	0,163	16	25	20
V15C	3,2	0,200	20	25	20
V15D	3,77	0,236	24	25	20
V16A	3	0,188	19	20	20
V16B	2,4	0,150	15	20	20
V16C	2,7	0,169	17	20	20
V16D	2,86	0,179	18	20	20
V17A	1,6	0,100	10	20	15
V18A	5,3	0,331	33	35	15
V18B	2,66	0,166	17	35	15
V18C	2,84	0,178	18	35	15
V19A	3,1	0,194	19	35	20
V19B	2,3	0,14375	14	35	20
V19C	5,45	0,340625	34	35	20
V20A	7,75	0,484375	48	50	20
V21A	3,95	0,247	25	25	20
V21B	3,9	0,244	24	25	20

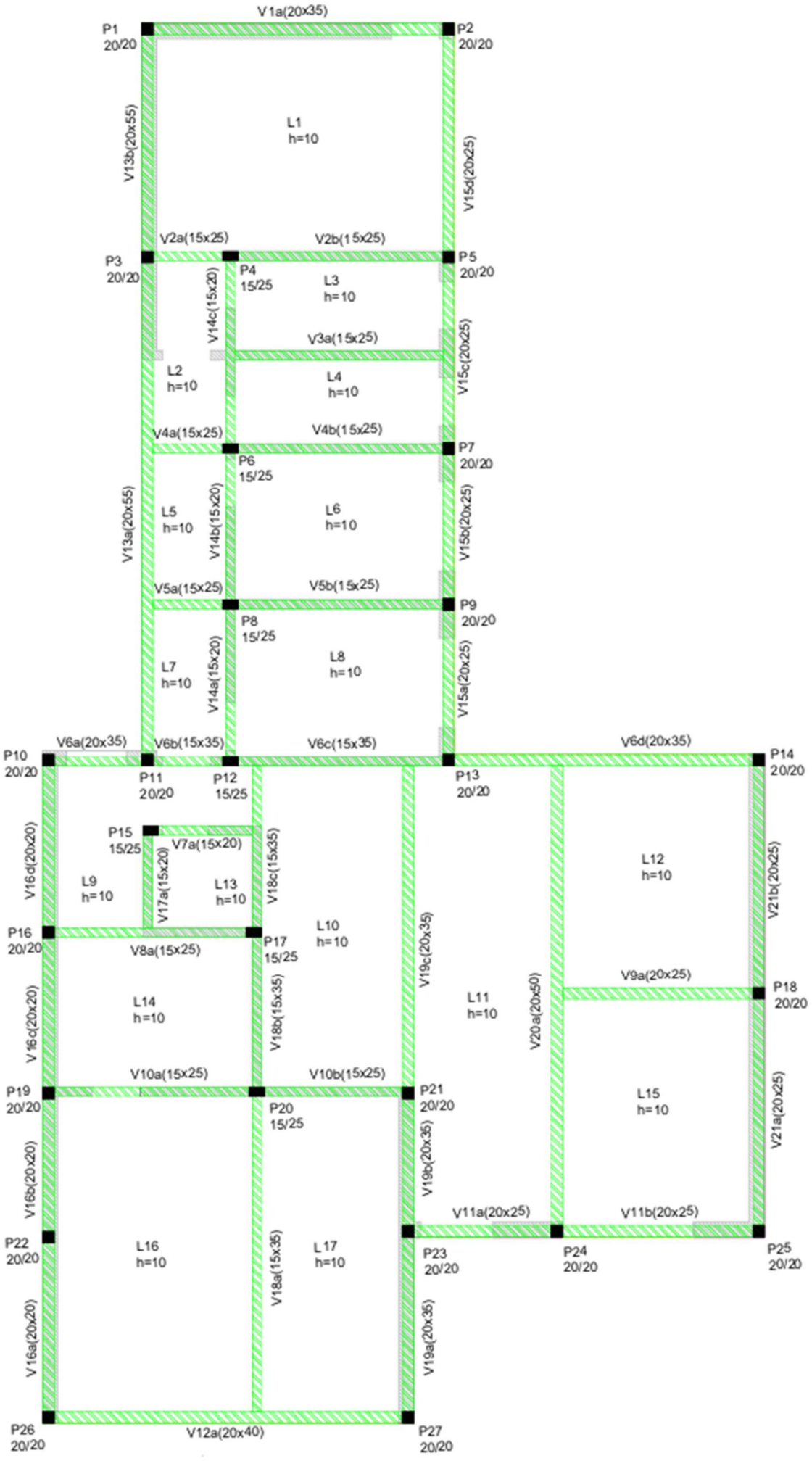
OBS: para fins de padronização e atender ao aspecto arquitetônico, adotou-se o pior caso de carregamento para cada grupo de vigas, mantendo a mesma altura entre elas.

A.3 - PRÉ DIMENSIONAMENTO DE PILARES

PILAR	DIMENSÕES(CM)
P1	20X20
P2	20X20
P3	20X20
P4	15X25
P5	20X20
P6	15X25
P7	20X20
P8	15X25
P9	20X20
P10	20X20
P11	20X20
P12	15X25
P13	20X20
P14	20X20
P15	15x25
P16	20X20
P17	15x25
P18	20X20
P19	20X20
P20	15X25
P21	20X20
P22	20X20
P23	20X20
P24	20X20
P25	20X20
P26	20X20
P27	20X20

Em conformidade com a NBR 6118:2023, adotou-se uma área mínima de seção transversal de 360 cm²
para os pilares, respeitando a largura de 19 cm e 15 cm. O posicionamento e a definição das seções dos pilares foram realizados de modo a atender às exigências estruturais sem comprometer o alinhamento com o projeto arquitetônico.

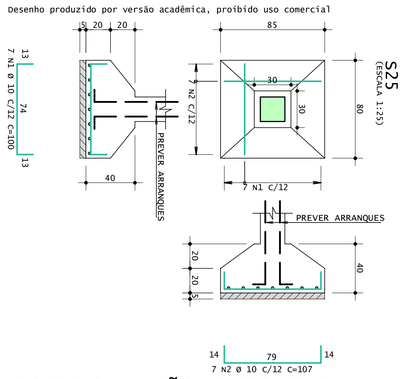
APÊNDICE C – PLANTA DE FORMAS PRÉ-DIM.


V1a(20x35)
P1
20/20
P2
20/20
L1
h=10
V13b(20x55)
V15d(20x25)
V2a(15x25)
V2b(15x25)
P3
20/20
P4
15/25
P5
20/20
L3
h=10
V14c(15x20)
V3a(15x25)
V15c(20x25)
L2
h=10
L4
h=10
V4a(15x25)
V4b(15x25)
P6
15/25
P7
20/20
V13a(20x55)
L5
h=10
V14b(15x20)
L6
h=10
V15b(20x25)
V5a(15x25)
V5b(15x25)
P8
15/25
P9
20/20
L7
h=10
V14a(15x20)
L8
h=10
V15a(20x25)
V6a(20x35)
V6b(15x35)
V6c(15x35)
V6d(20x35)
P10
20/20
P11
20/20
P12
15/25
P13
20/20
P14
20/20
P15
15/25
V7a(15x20)
V16d(20x20)
L9
h=10
V17a(15x20)
L13
h=10
V18c(15x35)
L12
h=10
V21b(20x25)
P16
20/20
P17
15/25
L10
h=10
V8a(15x25)
V19c(20x35)
V9a(20x25)
P18
20/20
L14
h=10
V16c(20x20)
V18b(15x35)
L11
h=10
V20a(20x50)
V10a(15x25)
V10b(15x25)
P19
20/20
P20
15/25
P21
20/20
L15
h=10
V21a(20x25)
V16b(20x20)
V19b(20x35)
V11a(20x25)
V11b(20x25)
P22
20/20
L16
h=10
L17
h=10
V18a(15x35)
P23
20/20
P24
20/20
P25
20/20
V16a(20x20)
V19a(20x35)
P26
20/20
V12a(20x40)
P27
20/20

APÊNDICE D – PRANCHAS DAS FUNDAÇÕES FS E FP

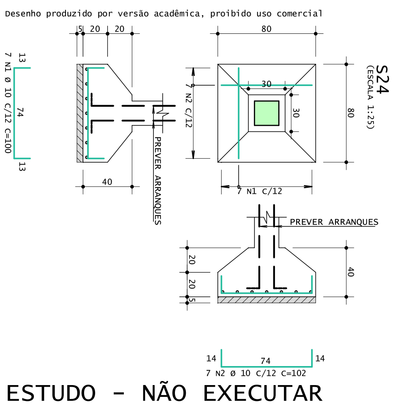
ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



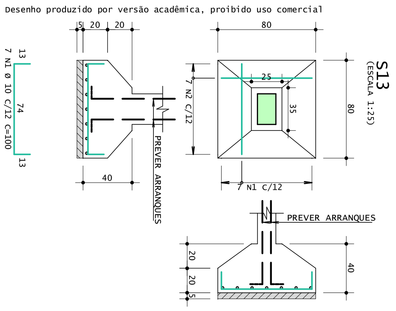
ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



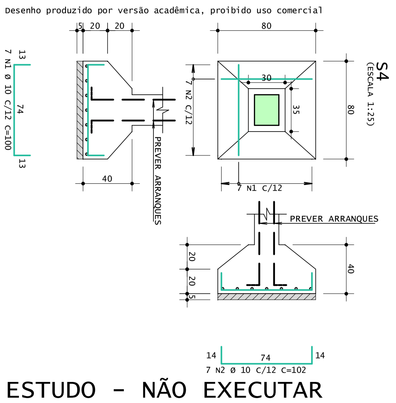
ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



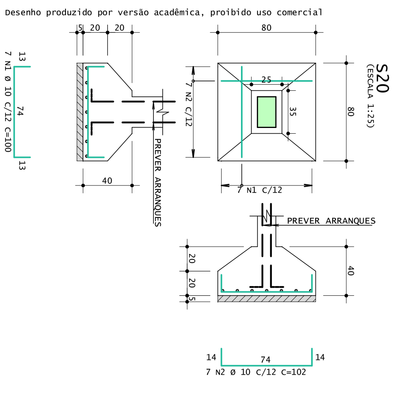
ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



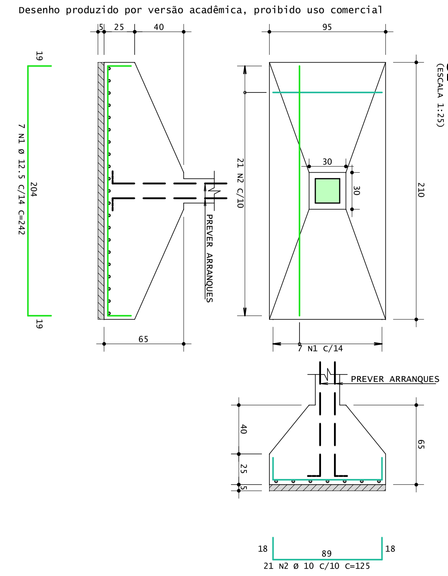
ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



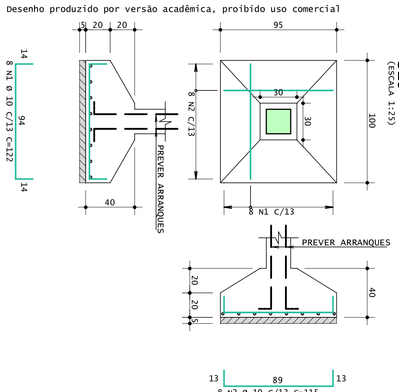
ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



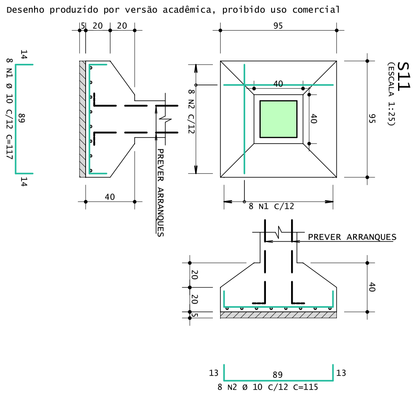
ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



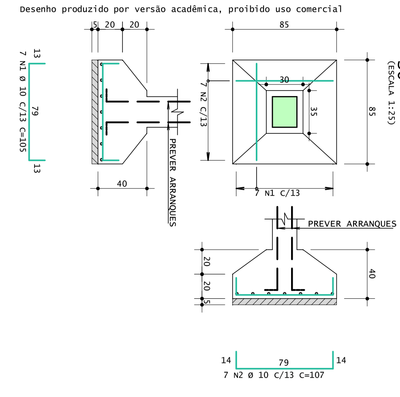
ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



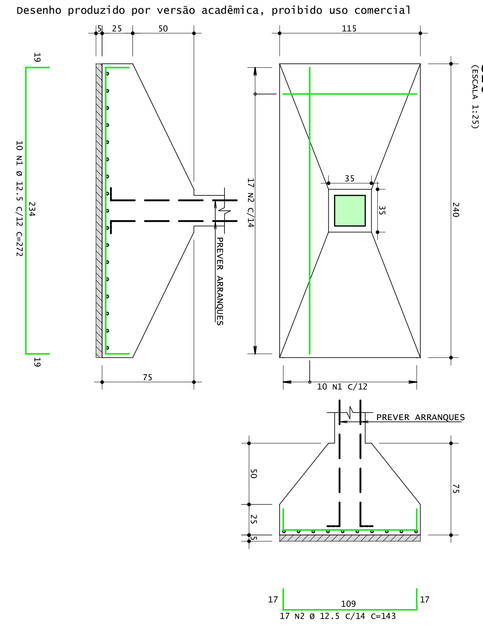
ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



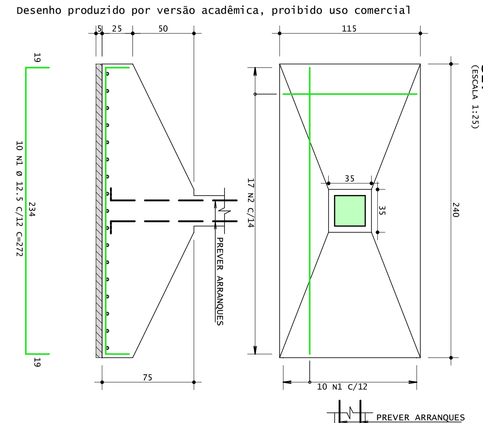
ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



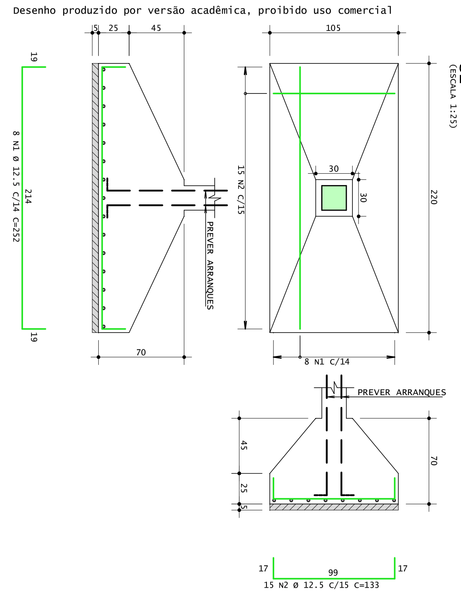
ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

	AÇO	POS	BIT mm	QUANT	COMPRIMENTO UNIT cm	COMPRIMENTO TOTAL cm
S1						
	50A	1	12.5	8	252	2016
	50A	2	12.5	15	133	1995
S2						
	50A	1	12.5	7	242	1694
	50A	2	10	21	125	2625
S4						
	50A	1	10	7	100	700
	50A	2	10	7	102	714
S6						
	50A	1	10	7	105	735
	50A	2	10	7	107	749
S11						
	50A	1	10	8	117	936
	50A	2	10	8	115	920
S13						
	50A	1	10	7	100	700
	50A	2	10	7	102	714
S15						
	50A	1	10	8	122	976
	50A	2	10	8	115	920
S20						
	50A	1	10	7	100	700
	50A	2	10	7	102	714
S24						
	50A	1	10	7	100	700
	50A	2	10	7	102	714
S25						
	50A	1	10	7	100	700
	50A	2	10	7	107	749
S26						
	50A	1	12.5	10	272	2720
	50A	2	12.5	17	143	2431
S27						
	50A	1	12.5	10	272	2720
	50A	2	12.5	17	143	2431

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

RESUMO DE AÇO

AÇO	BIT mm	COMPR m	PESO kgf
50A	10	150	92
50A	12.5	160	154
Peso Total 50A =			246 kgf

PROJETO DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO DA UNIVERSIDADE DE CAXIAS DO SUL

DESENHO: Emanoel Reginato

OBRA: Edificação Modelo TCC

TÍTULO: DETALHAMENTO SAPATAS MODELO FS

S1 / S2 / S4 / S6 / S11 / S13 / S15 / S20 / S24 / S25 / S26 / S27

DATA: 07/2026

ESCALA: 1:25

PASTA/ARQ.: SAP-FUN-FUN-001-R00

CONFIG.:

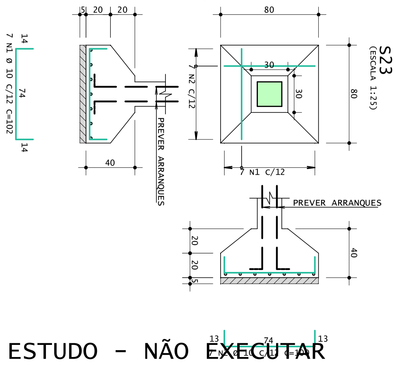
FMC. Nº:

OBRA Nº: 001

REV. Nº: 00

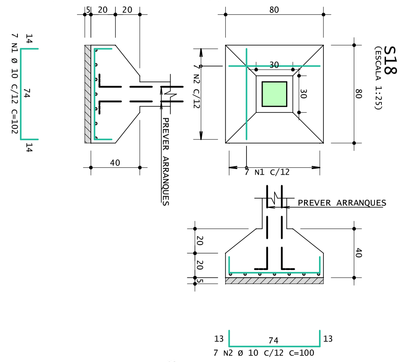
ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



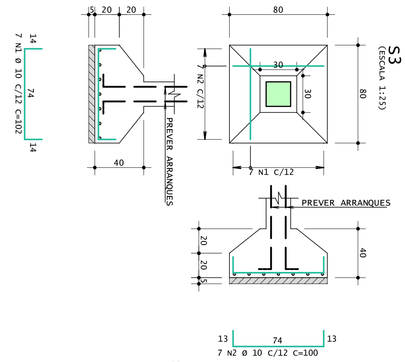
ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



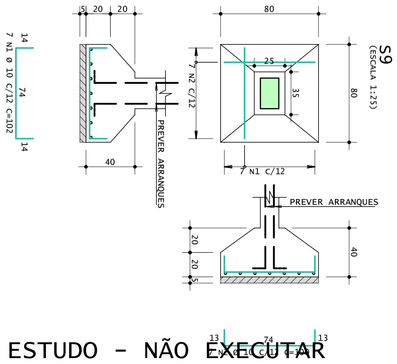
ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



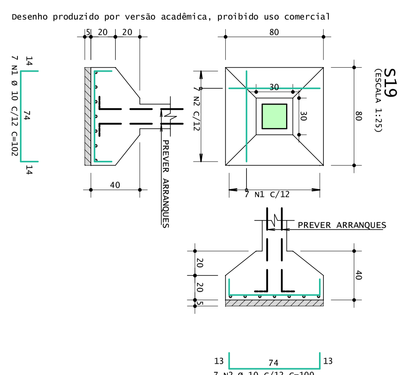
ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



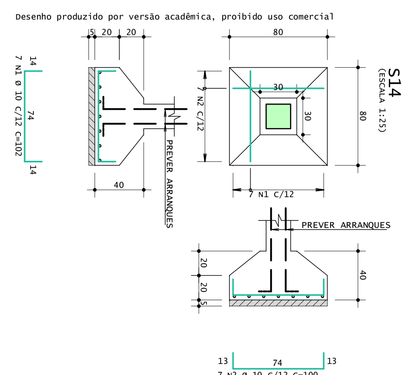
ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



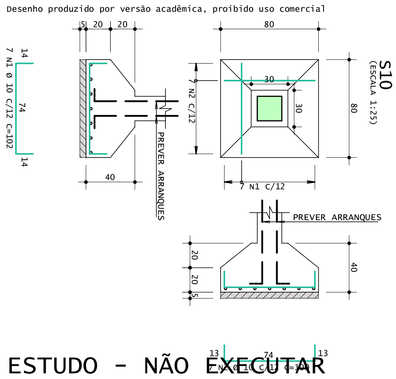
ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



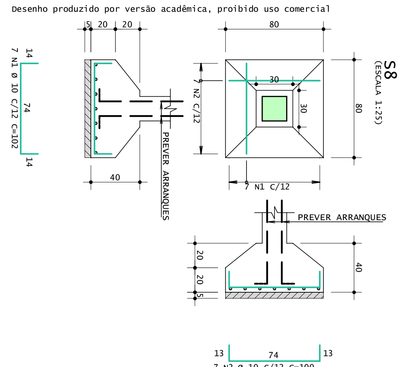
ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



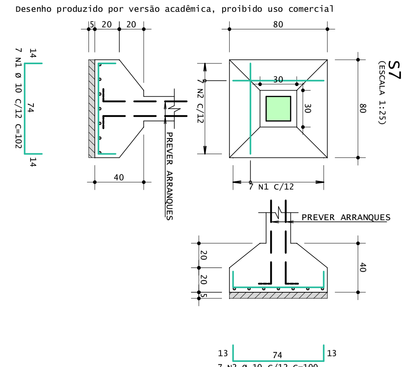
ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



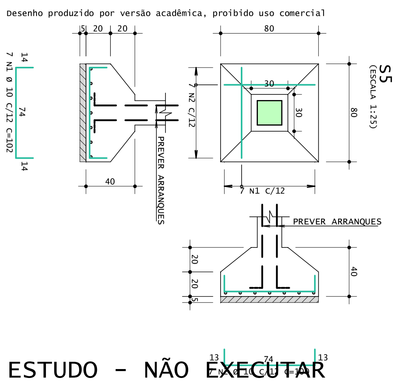
ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



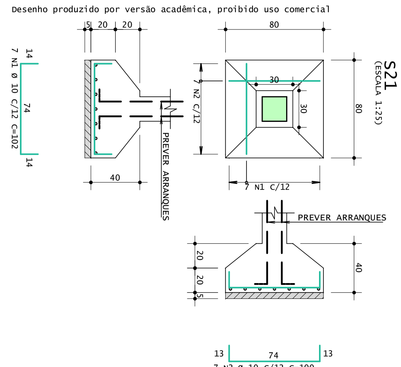
ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



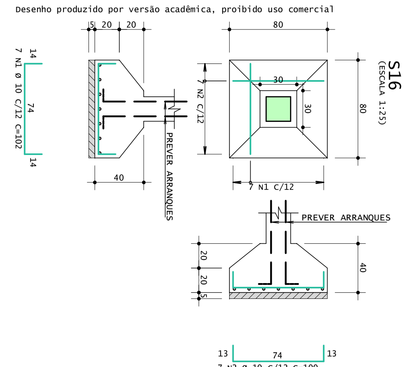
ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



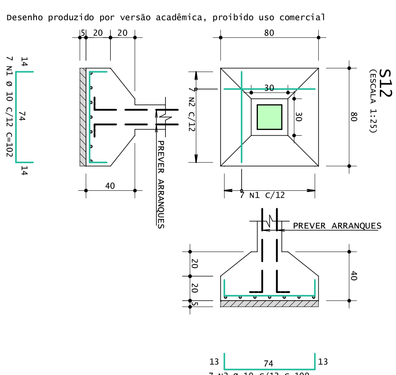
ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



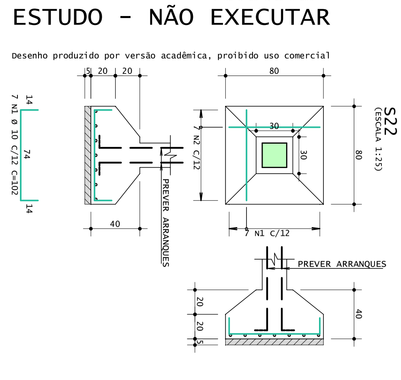
ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



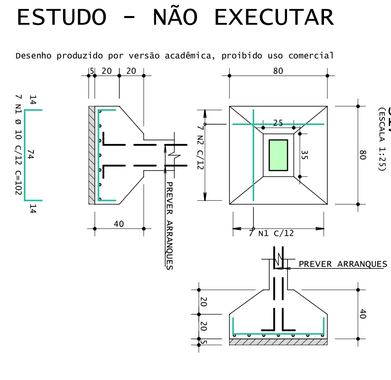
ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

	AÇO	POS	BIT	QUANT	COMPRIMENTO	
			mm		UNIT cm	TOTAL cm
S3	50A	1	10	7	102	714
	50A	2	10	7	100	700
S5	50A	1	10	7	102	714
	50A	2	10	7	100	700
S7	50A	1	10	7	102	714
	50A	2	10	7	100	700
S8	50A	1	10	7	102	714
	50A	2	10	7	100	700
S9	50A	1	10	7	102	714
	50A	2	10	7	100	700
S10	50A	1	10	7	102	714
	50A	2	10	7	100	700
S12	50A	1	10	7	102	714
	50A	2	10	7	100	700
S14	50A	1	10	7	102	714
	50A	2	10	7	100	700
S16	50A	1	10	7	102	714
	50A	2	10	7	100	700
S17	50A	1	10	7	102	714
	50A	2	10	7	100	700
S18	50A	1	10	7	102	714
	50A	2	10	7	100	700
S19	50A	1	10	7	102	714
	50A	2	10	7	100	700
S21	50A	1	10	7	102	714
	50A	2	10	7	100	700
S22	50A	1	10	7	102	714
	50A	2	10	7	100	700
S23	50A	1	10	7	102	714
	50A	2	10	7	100	700

RESUMO DE AÇO

AÇO	BIT mm	COMPR m	PESO kgf
50A	10	212	131

Peso Total
50A = 131 kgf

PROJETO DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO DA UNIVERSIDADE DE CAXIAS DO SUL

DESENHO: Emanoel Reginato

OBRA: Edificação Modelo TCC

TÍTULO: DETALHAMENTO SAPATAS MODELO FS

S3 / S5 / S7 / S8 / S9 / S10 / S12 / S14 / S16 / S17 / S18 / S19 / S21 / S22 / S23

DATA: 07/2026

ESCALA: 1:25

DESENHO: SAP-FUN-FUN-002-R00

CONFIG.:

DES. Nº: 002

REV. Nº: 00

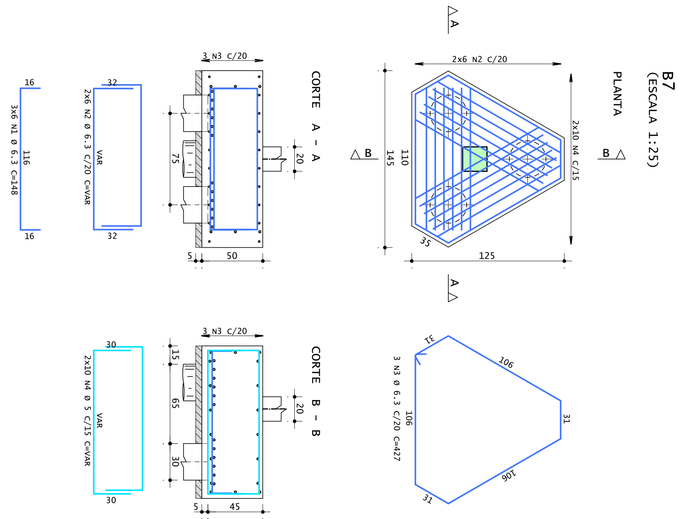
ENC. Nº:

TQS VERSÃO EDUCACIONAL NÃO COMERCIAL PL OTI-FUN-FUN-008-R00.PLT 21/06/2026 21:24:33

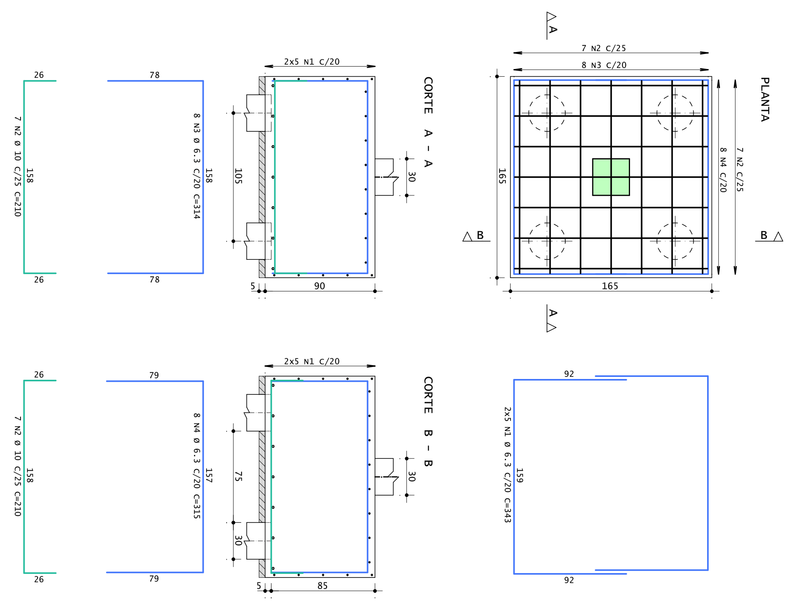
ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

B7 (ESCALA 1:25)



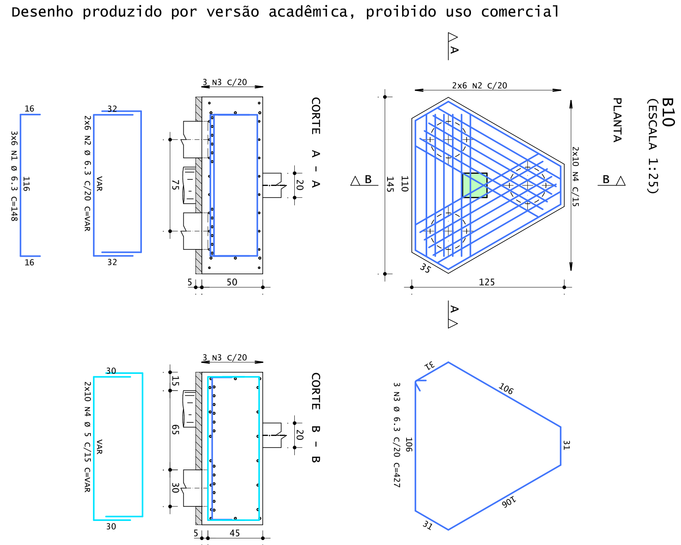
B11 (ESCALA 1:25)



ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

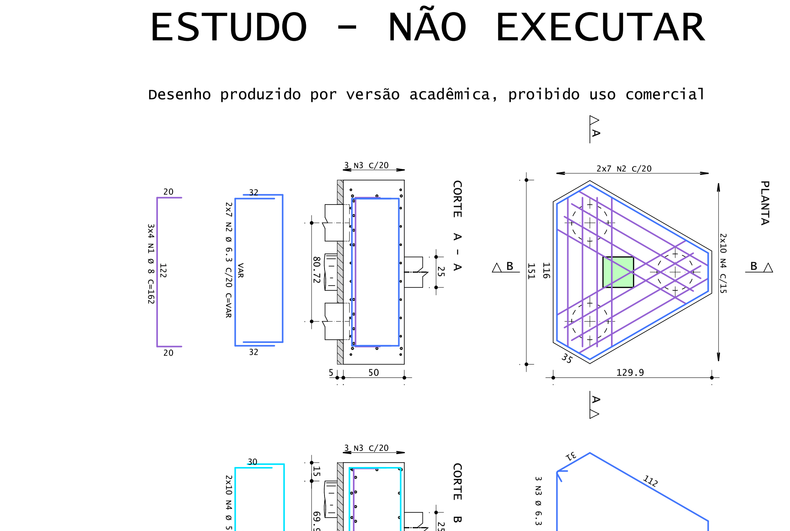
B10 (ESCALA 1:25)



ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

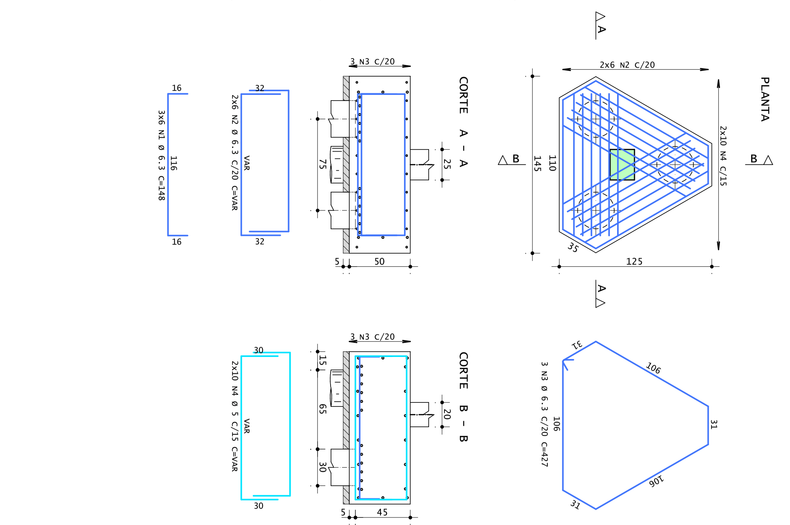
B27 (ESCALA 1:25)



ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

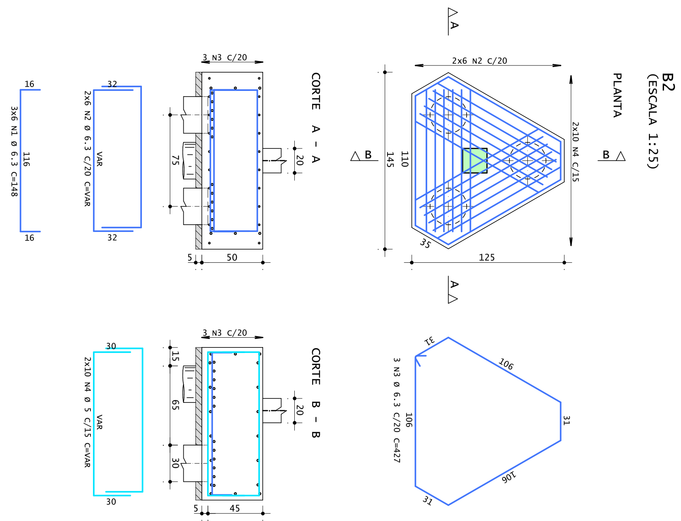
B6 (ESCALA 1:25)



ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

B2 (ESCALA 1:25)



RESUMO DE AÇO

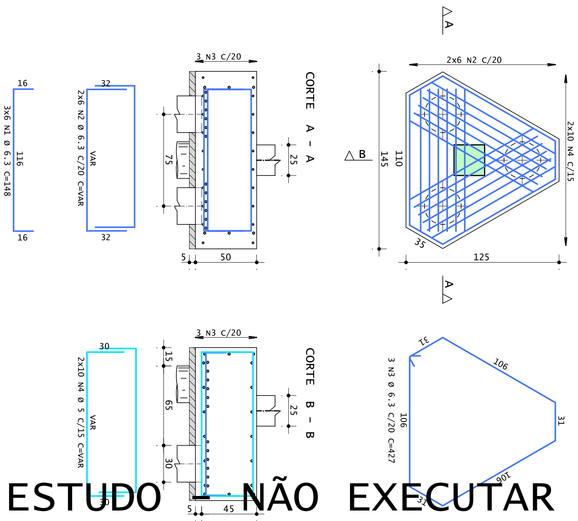
AÇO	BIT mm	COMPR	PESO Kgf
50A	5	137	21
60A	6.3	354	87
50A	8	19	8
50A	10	29	8
Peso Total 50A =			21 kgf
Peso Total 60A =			87 kgf
Peso Total 50A =			8 kgf
Peso Total =			112 kgf

	AÇO	POS	BIT mm	QUANT	COMPRIMENTO UNIT cm	COMPRIMENTO TOTAL cm
B2	50A	1	6.3	18	148	2664
	50A	2	6.3	12	--VAR--	1896
	50A	3	6.3	3	427	1281
	60A	4	6.3	20	--VAR--	2720
B6	50A	1	6.3	18	148	2664
	50A	2	6.3	12	--VAR--	1896
	50A	3	6.3	3	427	1281
	60A	4	6.3	20	--VAR--	2720
B7	50A	1	6.3	18	148	2664
	50A	2	6.3	12	--VAR--	1896
	50A	3	6.3	3	427	1281
	60A	4	6.3	20	--VAR--	2720
B10	50A	1	6.3	18	148	2664
	50A	2	6.3	12	--VAR--	1896
	50A	3	6.3	3	427	1281
	60A	4	6.3	20	--VAR--	2720
B11	50A	1	6.3	10	343	3430
	50A	2	6.3	14	210	2940
	50A	3	6.3	8	314	2512
	50A	4	6.3	8	315	2520
B27	50A	1	8	12	162	1944
	50A	2	6.3	14	--VAR--	2212
	50A	3	6.3	3	445	1335
	60A	4	6.3	20	--VAR--	2840

PROJETO DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO DA UNIVERSIDADE DE CAXIAS DO SUL	
DESENHO: *Emanoel Reginato*	DESN. Nº 001
OBRA: *Edificação Modelo TCC*	
TÍTULO: *DETALHAMENTO FUNDACAO PROFUNDA MODELO FP*	
B2 / B6 / B7 / B10 / B11 / B27	REV. Nº 00
DATA: 07/2026 · ESCALA: 1:25 · DESENHO: OTI-<FUN>-FUN-001-R00 · CONFIG:	ENG. º

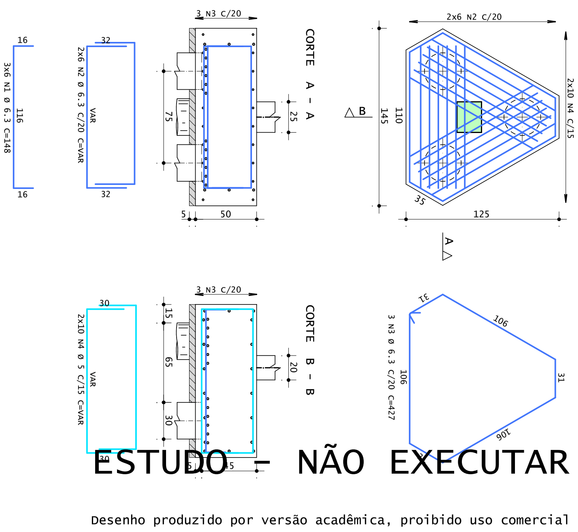
ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

ESTUDO - NÃO EXECUTAR

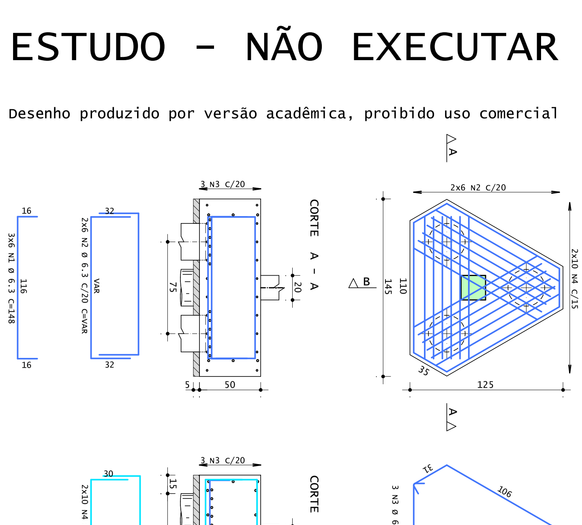
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

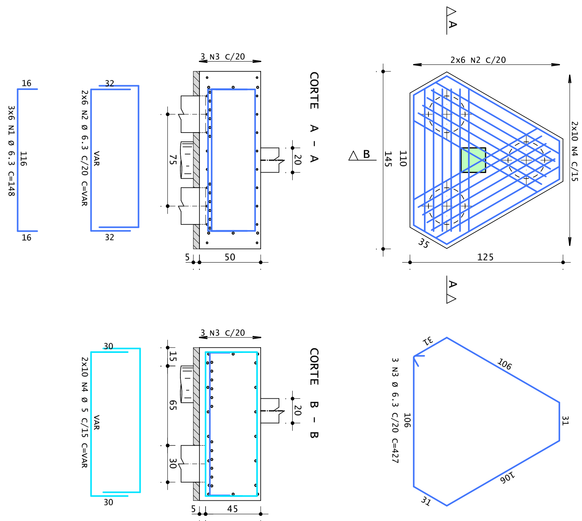
ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

	AÇO	POS	BIT mm	QUANT	COMPRIMENTO UNIT cm	COMPRIMENTO TOTAL cm
B1	50A	1	10	3	205	615
	60A	2	5	10	431	4310
	50A	3	10	3	207	621
B4	50A	1	6.3	18	148	2664
	50A	2	6.3	12	--VAR--	1896
	50A	3	6.3	3	427	1281
	60A	4	6.3	5	--VAR--	2720
B14	60A	1	5	3	381	1143
	50A	2	6.3	3	143	429
	50A	3	10	3	180	540
	50A	4	6.3	7	208	1456
B15	50A	1	6.3	18	148	2664
	50A	2	6.3	12	--VAR-	1896
	50A	3	6.3	3	427	1281
	60A	4	6.3	5	--VAR-	2720
B24	50A	1	6.3	18	148	2664
	50A	2	6.3	12	--VAR-	1896
	50A	3	6.3	3	427	1281
	60A	4	6.3	5	--VAR-	2720
B25	50A	1	6.3	18	148	2664
	50A	2	6.3	12	--VAR-	1896
	50A	3	6.3	3	427	1281
	60A	4	6.3	5	--VAR-	2720
B26	50A	1	6.3	18	148	2664
	50A	2	6.3	12	--VAR-	1896
	50A	3	6.3	3	427	1281
	60A	4	6.3	5	--VAR-	2720

RESUMO DE AÇO

AÇO	BIT mm	COMPR m	PESO kgf
60A =	6.3	101	29
	10	311	76
50A =		18	11
Peso Total 60A =			29 kgf
Peso Total 50A =			87 kgf

PROJETO DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO DA UNIVERSIDADE DE CAXIAS DO SUL

DESENHO: Emanoel Reginato

OBRA: Edificação Modelo TCC

TÍTULO: DETALHAMENTO FUNDACAO PROFUNDA MODELO FP

B1 / B4 / B14 / B15 / B24 / B25 / B26

DATA: 07/2026 | ESCALA: 1:25 | ARQUIVO: OTI-FUN-FUN-002-R00 | COORD.:

UCS

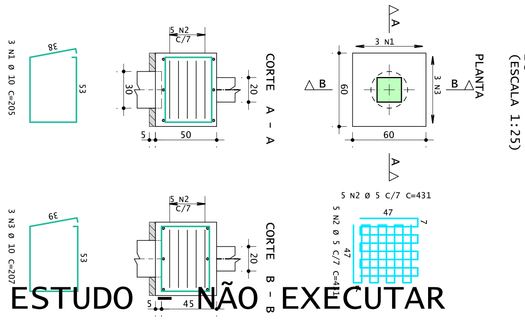
DES. Nº 002

REV. Nº 00

ENG. º

ESTUDO - NÃO EXECUTAR

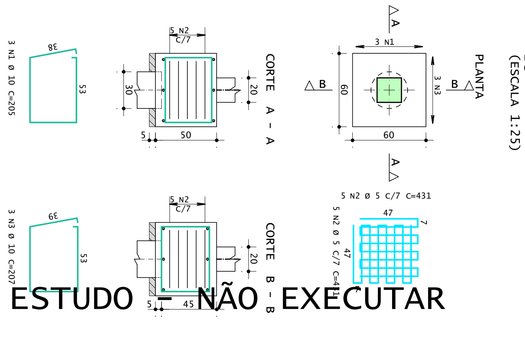
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



B5 (ESCALA 1:25)

ESTUDO - NÃO EXECUTAR

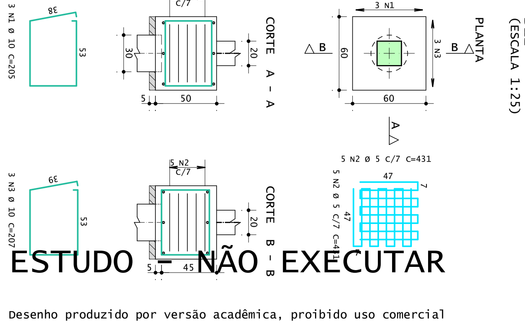
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



B3 (ESCALA 1:25)

ESTUDO - NÃO EXECUTAR

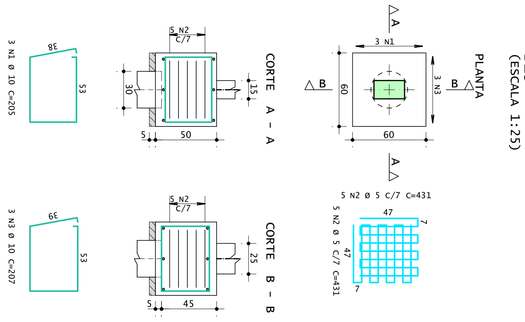
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



B12 (ESCALA 1:25)

ESTUDO - NÃO EXECUTAR

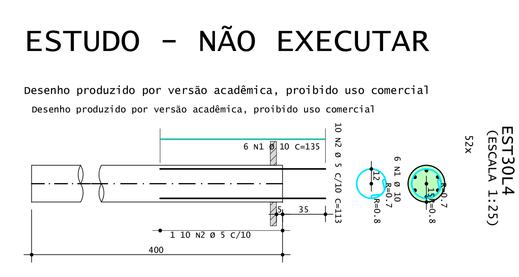
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



B13 (ESCALA 1:25)

ESTUDO - NÃO EXECUTAR

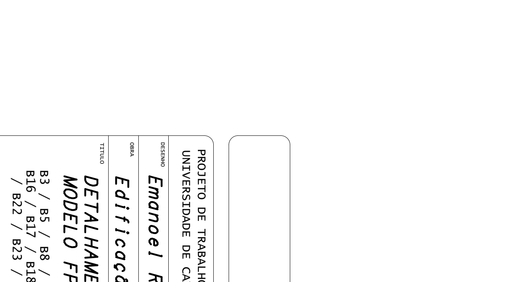
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



B17 (ESCALA 1:25)

ESTUDO - NÃO EXECUTAR

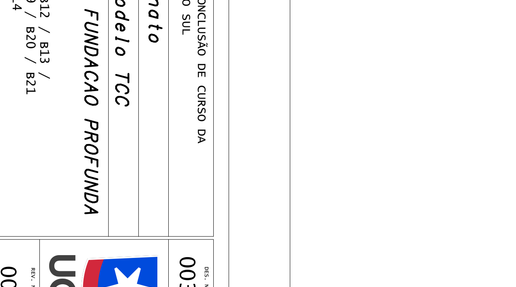
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



B18 (ESCALA 1:25)

ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



B23 (ESCALA 1:25)

ESTUDO - NÃO EXECUTAR

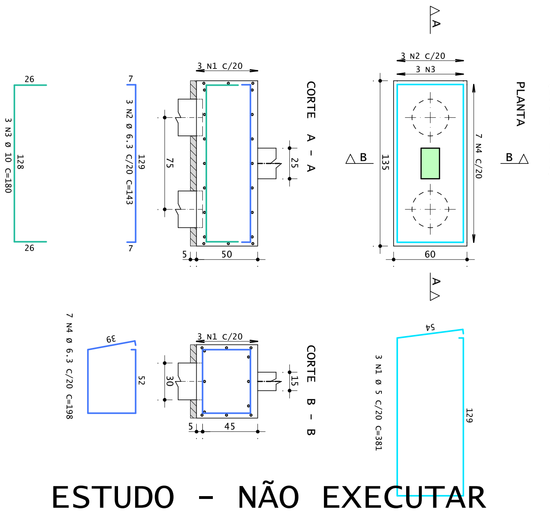
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

EST30L4 (ESCALA 1:25)

52x

ESTUDO - NÃO EXECUTAR

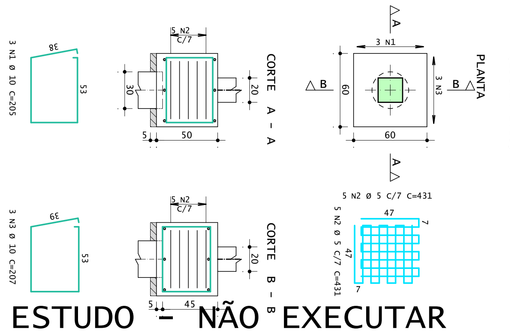
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



B20 (ESCALA 1:25)

ESTUDO - NÃO EXECUTAR

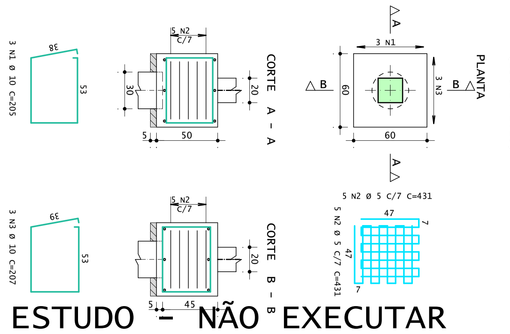
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



B8 (ESCALA 1:25)

ESTUDO - NÃO EXECUTAR

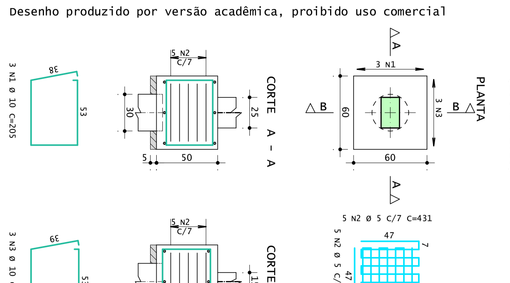
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



B16 (ESCALA 1:25)

ESTUDO - NÃO EXECUTAR

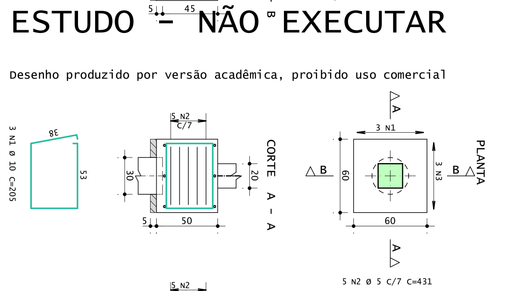
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



B22 (ESCALA 1:25)

ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



B21 (ESCALA 1:25)

ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



B19 (ESCALA 1:25)

ESTUDO - NÃO EXECUTAR

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

	AÇO	POS	BIT mm	QUANT	COMPRIMENTO UNIT cm	COMPRIMENTO TOTAL cm
B3	50A	1		3	205	615
	60A	2	5	3	431	4310
	50A	3	10	3	207	621
B5	50A	1		3	205	615
	60A	2	5	3	431	4310
	50A	3	10	3	207	621
B9	50A	1		3	205	615
	60A	2	5	3	431	4310
	50A	3	10	3	207	621
B8	50A	1		3	205	615
	60A	2	5	3	431	4310
	50A	3	10	3	207	621
B12	50A	1		3	205	615
	60A	2	5	3	431	4310
	50A	3	10	3	207	621
B13	50A	1		3	205	615
	60A	2	5	3	431	4310
	50A	3	10	3	207	621
B19	50A	1		3	205	615
	60A	2	5	3	431	4310
	50A	3	10	3	207	621
B20	60A	1		3	205	615
	50A	2	5	3	431	4310
	50A	3	10	3	207	621
B18	50A	1		3	205	615
	60A	2	5	3	431	4310
	50A	3	10	3	207	621
B16	50A	1		3	205	615
	60A	2	5	3	431	4310
	50A	3	10	3	207	621
B17	50A	1		3	205	615
	60A	2	5	3	431	4310
	50A	3	10	3	207	621
B21	50A	1		3	205	615
	60A	2	5	3	431	4310
	50A	3	10	3	207	621
B22	50A	1		3	205	615
	60A	2	5	3	431	4310
	50A	3	10	3	207	621
B23	50A	1		3	205	615
	60A	2	5	3	431	4310
	50A	3	10	3	207	621
EST30L4	50A (S22)	1		312	135	42120
	60A	2	5	520	113	58760

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

RESUMO DE AÇO

AÇO	BIT mm	COMPR m	PESO kgf
60A	5	1159	179
50A	6.3	18	4
50A	10	587	364
Peso Total 60A =			179 kgf
Peso Total 50A =			367 kgf

PROJETO DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO DA UNIVERSIDADE DE CAXIAS DO SUL

DESENHO: 003 (SEQ. N.º)

OBRA: *Emanoel Reginato*

TÍTULO: *Edificação Modelo TCC*

DETALHAMENTO FUNDACAO PROFUNDA MODELO FP

B3 / B5 / B8 / B9 / B12 / B13 / B16 / B17 / B18 / B19 / B20 / B21 / B22 / B23 / EST30L4

UCS

DATA: 07/2026 | ESCALA: 1:25 | REVISÃO: OTI-FUN-FUN-003-R00 | CONFID.:

REV. N.º: 00

ENC. Nº: